DBF

# DANSK BETONDAG 1979

PUBLIKATION 7: 1979
DANSK BETONFORENING

Dansk Betonforening

DANSK BETONDAG 1979

Afholdt i Rønne den 6. sept. 1979

København, september 1979

INDHOLD Side

LABORATORIET FOR VARMEISOLERING
DANMARKS TEKNISKE HØJSKOLE

# ET LAVENERGIHUS MED UDNYTTELSE AF BETONS VARMEAKKUMULERINGSEVNE

af
lektor, civ.ing. M.R.Byberg

AUGUST 1979

INDHOLD Side

## LAVENERGIHUSPROJEKTET

Handelsministeriets lavenergihusprojekt omfatter 6 huse, der i 1978 er opført i Hjortekær i nærheden af Danmarks tekniske Højskole (DTH). Til et af disse huse er udelukkende anvendt betonkonstruktioner, bl.a. for at opnå så stor en varmeakkumulering i bygningskroppen som muligt.

Laboratoriet for Varmeisolering (LfV) på DTH gennemfører Lavenergihusprojektet for Handelsministeriet i et samarbejde med 6 grupper af private firmaer.

Projektets 1.formål er at demonstrere, at det er muligt at bygge enfamiliehuse på ca.120 $m^2$ med et energiforbrug (betalt energi) til rumopvarmning, ventilation og varmt brugsvand på ca.5000 kWh/år svarende til ca.650 l olie pr.år. Lægges hertil energiforbruget til lys og husholdning, fås et samlet energiforbrug på ca.10.000 kWh/år.

Der er ved fastsættelsen af disse forbrug ikke regnet med nogen nedsættelse af komfortniveauet i husene.

Projektets 2.formål er efter husenes opførelse gennem en årrække at foretage detaljerede målinger af husenes energiforbrug og at muliggøre en kortlægning af de særlige driftsvilkår, der gælder for lavenergihuse.

Indsamling og analyse af driftserfaringer er en vigtig del heraf.

Samarbejdet mellem firmagrupperne og LfV er både af teknisk og økonomisk art, idet grupperne udover den tekniske projektering og opførelse af husene - med et tilskud af projektets midler - har betalt husene. Grupperne ejer hver sit hus og bærer den økonomiske risiko, indtil husene er solgt.

LfV har medvirket ved projekteringen og udført modelberegninger af husenes forventede energiforbrug.

LfV foretager energimålinger under en simuleret beboelsestilstand i husene over en periode på ca.1½ år (indtil foråret 1980). Herefter bliver husene solgt, og LfV håber af de kommende ejere at kunne få tilladelse til at fortsætte målingerne i en beboet tilstand.

Lavenergiforanstaltninger

Husenes lave energiforbrug er opnået ved et samspil mellem ekstra varmeisolering, stor lufttæthed som forudsætning for varmegenvinding fra afkastluften, udnyttelse af alternative energikilder (sol og jord) samt udnyttelse af gratisvarme i tunge bygningskonstruktioner. Som gratisvarme regnes varme tilført fra personer, fra el til lys og husholdning og fra solindfald gennem vinduer. Alle husene er udstyret med et anlæg for kontrolleret fristluftskifte.

Gennem sin projektledelse har LfV tilstræbt, at så mange tekniske løsninger som muligt er repræsenteret i husene. Derimod har LfV ikke stillet krav til husenes arkitektur og materialevalg.

Lavenergihus F

Det lavenergihus, der her skal behandles nøjere, har fået betegnelsen F. Det stod færdigt 1.3.79. Målingerne i huset startede 1.4.79.

Firmagruppen omkring hus F består af:

Højgaard & Schultz A/S (Bygherre)
Aalborg Portland
Instituttet for Husbygning, DTH
Cowiconsult, rådgivende ingeniører A/S

OPLÆGGET TIL HUS F

Da LfV indbød til det nævnte samarbejde, blev der samtidig formuleret 6 oplæg, der skulle give grupperne en idé om LfV's tanker.

Fra oplægget til hus F, kan nævnes:

Hus F, Glashuset

ét plan vægge udv. glasbeklædte
tunge materialer
luftvarme fra glasklædte vægge
genvinding fra afkast via veksler
genvinding fra spildevand via varmepumpe
el fodpanelradiatorer.

Dette oplæg var absolut det mest "fantasifulde" og dermed det sværest realisable af LfV's oplæg. Efter at gruppen alvorligt havde søgt at realisere de fremlagte ideer i et brugbart projekt, måtte den udvendige glasbeklædning opgives, da den gav for mange uoverskuelige tekniske problemer og samtidig ville være urealistisk kostbar.

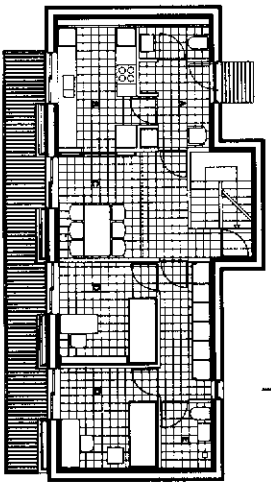
Herefter koncentrerede man indsatsen om det hus, der nu betegnes lavenergihus F.

Lavenergihus F

Huset er et enfamiliehus i to etager med et bruttoetageareal på 176 $m^2$ og med fuld kælder. Det har meget lukkede, fuldt varmeisolerede ydervægge mod vest, nord og øst og til gengæld store glasarealer mod syd. Disse glasarealer er forsynet med 3-lags isoleringsruder samt udvendige isolerende skydeskodder, der automatisk lukkes for i nattetimerne.

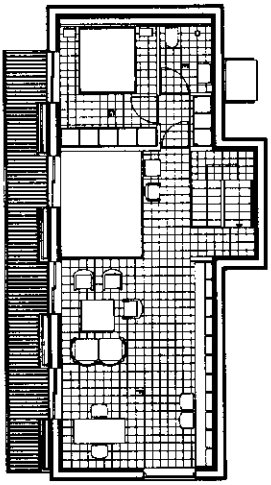
Solindfaldet begrænses om sommeren af en fast, vandret solafskærmning, der tillige fungerer som altan.

Stueetage



N

1. sal



## Husets konstruktioner

Alle ydervægselementer - også kælderydervæggene - er præfabrikerede betonsandwichelementer. Varmeisoleringen (170 mm mineraluld i kælderen, 200 mm i de øvrige etager) er ubrudt ført rundt om huset og ligeledes ubrudt forbundet med tagdækkets 300 mm mineraluld. Kældergulvet er støbt på 200 mm mineraluld. Randfundamentet bryder isoleringen helt, medens den reduceres fra 200 til 100 mm i en 70 mm bred strimmel omkring vinduer og døre.

Etage- og tagdæk er udført af 215 mm betonkanalplader med vederlag på gavle og tværvægge.

For at huset kan opnå den størst mulige lufttæthed, er udstøbningen mellem betonelementerne udført særlig omhyggeligt og på den indvendige side afsluttet med en ca.20 mm dyb mørtelfugning, som - hvis det senere skulle vise sig nødvendigt - kan udkradses og erstattes af en sædvanlig fugning med elastisk fugemasse.

## Husets installationer

Huset opvarmes af et lavtemperatur gulvvarmeanlæg med plastslanger indstøbt i 70 mm overbeton på etageadskillelserne. Anlægget forsynes fra en kedelunit med gasfyr (bygas). Fyrets ydelse suppleres af en 20 $m^2$ solfanger anbragt med $45^o$ hældning som selvstændig konstruktion på husets tag.

Der er kontrolleret friskluftindblæsning i alle rum og udsugning fra badeværelser, køkken og kælder. Friskluftmængden er ca.200 $m^3/h$. Der er genvinding fra afkastluften gennem en genvinder af pladetypen.

Det varme brugsvand forvarmes gennem den 1500 l store akkumuleringstank for solvarmeanlægget og eftervarmes efter behov i en beholder forsynet fra gasfyret.

Der er installeret avanceret automatik til styring af gulvvarmeanlægget under optimal udnyttelse af akkumulatortankens varmeindhold.

Gulvvarmeanlægget er som nævnt et lavtemperaturanlæg, der kun i de korte, meget kolde perioder kræver temperaturer over 26°C på grund af husets lave energiforbrug. Herved får solfangeren de bedste driftsbetingelser samtidig med, at gulvvarmeanlæggets træghed modvirkes. Varmeafgivelsen fra gulvet bliver næsten selvregulerende.

Energibalance

Husets beregnede energibalance i et normalår (referenceåret) ser således ud:

| | |
|---|---|
| Transmissionstab | 12.600 kWh/år |
| Ventilation (200 $m^3$/h friskluft) | 8.200 - - |
| Varmt brugsvand | 3.700 - - |
| Ialt | 24.500 kWh/år |

Dette forbrug dækkes ved solindfald gennem vinduer, ved personvarme og el til lys og husholdning i den udstrækning, de nævnte energimængder kan nyttiggøres. Det er f.eks. ikke tilfældet i sommermånederne.

Ved genvinding fra afkastluften forvarmes friskluften, hvorved ca.60% af ventilationstabet tjenes ind igen. Solvarmeanlægget giver tilskud både til forvarmning af brugsvand og til husets opvarmning. Den resterende varmemængde dækkes af gasfyret, dels som eftervarmning af brugsvandet, dels som opvarmning i de kolde måneder.

| | |
|---|---|
| Solindfald g. vinduer | 4.400 kWh/år |
| Personer | 2.500 - - |
| El til lys og husholdn. | 4.100 - - |
| Genvinding fra afkastluft | 4.900 - - |
| Solvarmeanlæg | 4.000 - - |
| Gasfyr | 4.600 - - |
| Ialt | 24.500 kWh/år. |

Det skal bemærkes, at uden skodder for de sydvendte glasflader om natten skal gasfyret yde ca.2200 kWh mere pr.år.

Varmeakkumulering i betonkonstruktionerne

Det er velkendt, at huse bygget af tunge materialer som beton, tegl og i nogen grad letbeton giver en mere stabil indetemperatur end de tilsvarende huse opført i lette konstruktioner, hvor oftest kun den indvendige pladebeklædning bidrager til husets varmeakkumulering. Det er også muligt at regne sig til de energimængder, der kan akkumuleres i 1 $m^2$ væg af forskellig udformning under nøjere bestemte termiske betingelser. Direkte solbestråling af en vægflade giver højere vægtemperaturer, end hvis varmen blot overføres fra den omgivende luft.

En beregning af den varmeakkumulering, der finder sted i de forskellige begrænsningsflader for et helt rum, når rumtemperaturen stiger f.eks. på grund af forøget solindfald, kræver imidlertid så komplicerede beregninger og må baseres på så mange antagelser og tilnærmelser vedrørende varmeoverføringen til de enkelte delflader, at en præcis beregning ikke lader sig gennemføre i praksis.

De kendte beregningsprogrammer behandler da også problemet akkumulering meget summarisk, f.eks. ved at antage at rummet som helhed kan tillægges en akkumuleringskapacitet i en vis dybde fra overfladen. En beregning af energibesparelsen, når et lavenergihus opføres med tunge konstruktioner i stedet for lette, lader sig derfor kun gøre for stærkt forenklede modeller, og da besparelsen er lille i absolut størrelse, bliver den bestemt med stor usikkerhed.

Når der derfor i forbindelse med lavenergihuse lægges vægt på tunge konstruktioner med stor varmeakkumulering, er det nok så meget hensynet til husets komforttilstand, der tæller.

Senest har Adamson og Eftring behandlet akkumuleringen be-

regningsmæssigt. For et toetages hus undersøger de bl.a. virkningen af at udføre etageadskillelsen af 200 mm massiv beton eller 200 mm letbeton. De finder under 3% større årligt energiforbrug med letbeton i stedet for beton.

Derimod er der betydelig større indflydelse på de maximale rumtemperaturer - op til 9°C højere temperatur, når etageadskillelsen ændres fra beton til letbeton. Betonkonstruktioner har altså en kraftig temperatur-stabiliserende virkning.

Dette hænger sammen med betonens høje temperaturledningstal ($\sqrt{\lambda \cdot c \cdot \rho}$), der indgår som faktor i udtrykket for varmeakkumuleringen. For nogle typiske byggematerialer er temperaturledningstallet:

| | | |
|---|---|---|
| beton | 28.8 | $Wh^{\frac{1}{2}}/^{o}C\ m^{2}$ |
| tegl | 12.7 | - - - |
| letbeton | 4.1 | - - - |
| træ | 7.1 | - - - |

Da netop lavenergihuse på grund af den forøgede varmeisolering er mere følsomme over for ændringer i den tilførte energi, det være sig solindfald, personvarme eller upræcis styring af varmeanlægget, tilstræbes det som regel at indbygge en varmeakkumulerende masse i huset.

Særlige undersøgelser i hus F

Ud fra ønsket om at få mere præcis viden om temperaturforholdene og dermed om den aktuelle varmeakkumulering i husets betonkonstruktioner, er der i:

to nordvendte facadeelementer
et sydvendt facadeelement
en indvendig tværvæg samt
undersiden af et dækelement

indstøbt temperaturfølere i fire forskellige dybder fra elementoverfladen: 120 mm, 60 mm, 30 mm og ca.5 mm (så tæt ved overfladen, som det har været praktisk muligt).

En registrering af de nævnte vægtemperaturer i efteråret 79 vil danne basis for et særligt forskningsarbejde vedrørende varmeakkumulering i tunge bygningskonstruktioner.

Litteratur

Bo Adamson & Bengt Eftring: Design of Low-Energy Houses, Lund 1979.

Byberg, Djurtoft & Saxhof: 6 Lavenergihuse i Hjortekær. Kort beskrivelse af Husene. Lab.f.Varmeisolering, medd. nr.83, maj 1979.

Nielsen, Byberg, Djurtoft & Saxhof: 6 Lavenergihuse i Hjortekær. Statusrapport 1. Lab.f.Varmeisolering, medd.nr. 84, juni 1979.

DANSK BETONFORENING
Instituttet for Husbygning - Danmarks tekniske Højskole

# ENERGIFORBRUG VED FREMSTILLING AF BETONKONSTRUKTIONER

af
Civilingeniør Sigurd Andersen

JULI 1979

Indhold



Resumé

Når energiforbruget til fremstilling af beton skal fastlægges, er det meget vigtigt, at metoden - energianalysen - og forudsætningerne - områdeafgrænsningen - er klarlagt tydeligt.

Med de i artiklen givne afgrænsninger kan energiforbruget til fremstilling af betonkonstruktioner i grove træk sættes sammen af:

| | |
|---|---|
| - energiforbrug til cement | 45-55% |
| - energiforbrug til videreforarbejdning | 10-25% |
| - energiforbrug til armering | 0-40% |
| - energiforbrug til udtørring | 0-20% |
| - ekstraforbrug til vinterforanstaltninger | 0-30% |

angivet i % af det normale energiforbrug til fremstilling af beton.

Sammenlignet med konstruktioner i andre materialer har betonkonstruktionerne ud fra et energimæssigt synspunkt fordele ved, at råmaterialerne forekommer lokalt, hvorved transportenergiforbruget nedsættes, og at beton er et relativt lavtforarbejdet materiale. De mulige besparelser ved fremstilling af beton må først og fremmest findes i cementproduktionen, i materialebesparelser og i begrænsninger af kunstig udtørring og vinterbyggeri.

# ENERGIFORBRUG VED FREMSTILLING AF BETONKONSTRUKTIONER

## Indledning

Når man vil danne sig et billede af forbruget af energi* til fremstilling af en brugsvare, det være sig beton, fødevarer eller brændsel, må man anlægge en nøje defineret betragtningsmåde. I pengeøkonomien er dette sæt af spilleregler i stor udstrækning kendt, selv om man især for nationaløkonomiske beregninger kan være særdeles uenige om dem.

Da undersøgelser om energiforbrug - energianalyser - på mere nøjagtigt grundlag er noget ret nyt, er det karakteristisk, at resultater af sådanne energianalyser, som findes i litteraturen, ofte er usammenlignelige, netop fordi forfatterne har benyttet hver sin betragtningsmåde i undersøgelsen. Endnu værre er det, at denne betragtningsmåde sjældent beskrives, således at de angivne resultater slet ingen værdi har. Der skal derfor først gennemgås generelle og individuelle aspekter med hensyn til afgrænsning af energianalysens omfang.

## Grænsevalg for energiproduktion

Først en oplysning: Enheden for energimængder er i denne undersøgelse: kWh og alle andre enheder er også SI enheder.

*) Ordet energi er afledt af det græske ord for arbejde, ergon. I denne sammenhæng kan betydningen af ordet snarere forklares som energiressource. Videnskabeligt er ordet energiressource defineret ved begrebet exergi, se f.eks. [78.1].

Egenforbrug af energi til fremstilling af energi efter [74.1], [74.2] og [79.1].

| | Udvinding | Int. transport | Raffinering | Lokal transport | Total* | for danske forhold |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Olie | 2% | 1-5% | 4-9% | 2,5% | 9,5-18,5% | ~15% |
| Kul | 2% | 0-10% | 0% | 2,5% | 4,5-14,5% | ~12% |
| Koks | 2% | 0-10% | 6-13% | 2,5% | 10,5-27,5% | ~25% |
| Naturgas | 2% | 1-5% | 2-12% | 2,5% | 6,5-16,5% | ~10% |
| Bygas | 2% | 1-5% | 5-20% | 2,5% | 9,5-24,5% | ~20% |
| Elektricitet | 6% | 3-15% | 130-275% | 4% | 150-300% | ~155% |

*) heri er også inkluderet indirekte energiforbrug fra leverede materialer, maskiner m.m.

Egentlig skulle der anvendes Joule (J), men da denne enhed i mange tilfælde vil give store og uhåndterlige tal, vælges det at anvende kWh (1 kWh = 3600 kJ = 3600000 J).

Omsætning mellem energienheder:

1 Wh = 3600 J = 860 cal.
1 kWh = 10 WJ (kilo)
1 MWh = 10 WJ (Mega)
1 GWh = 10 WJ (Giga)
1 TWh = 10 WJ (Tera)

Nu er ikke alle energiformer kvalitativt lige gode, både ud fra et produktionssynspunkt og ud fra et miljøsynspunkt. Man taler populært om hård kontra blød energi eller højværdienergi kontra lavværdienergi. F.eks. er 1 kWh elektricitet egnet til udførelse af langt flere typer af arbejde end 1 kWh varmeenergi ved sædvanlige temperaturer.

Man kan omdanne elektrisk energi til varme med en udnyttelse på 100%, men man kan med de processer, vi kender idag, som f.eks. bruges i dampturbiner og generatorer, kun udvikle

elektricitet af varme med en meget lavere udnyttelse 25-40%. Dette hænger sammen med processernes termodynamiske begrænsninger. For omdannelse af varmeenergi til bevægelsesenergi, som det sker i dampturbiner, også kaldet Carnot processen, kan nyttevirkningen ikke overstige værdien $\frac{T_o - T_u}{T_o}$, hvor $T_o$ og $T_u$ er indgangs- og udgangsværdier af damptemperaturen.

Hvert energiforvandlingstrin, energikonvertering, er derfor i praksis behæftet med et tab af energi i form af varmestrømme. Varmestrømmene kan igen udnyttes og konverteres til ønskede energiformer, men også her er der forskel på varmeenergiens kvalitet, idet højtemperaturenergi meget lettere end lavtemperaturenergi kan udnyttes.

Man kan altså evaluere energiens kvalitet efter dens tilstandsform.

Al energi konverteres til slut til lavtemperaturvarme. Denne varme kan kun bruges til opvarmningsbehov, eller komfort for det enkelte menneske, men meget vanskeligt til procestekniske formål i produktionen.

Denne forskel i energikvalitet vælges det at tilgodese ved at regne alle energiforbrug om til forbrug af brændsel, d.v.s. forbrug af kemisk bundet energi, ved hjælp af de aktuelle virkningsgrader for konverteringsprocesserne.

Def.: <u>Ved energiforbrug - hvor ikke andet er angivet - menes forbrug af kemisk bundet energi i form af brændsel.</u>

Brændslets energiindhold defineres som dets nedre brændværdi. Andre energiformer end gas, olie og kul tillægges et energiindhold korrigeret for konverteringstab.

Det er indlysende, at for at udvinde og raffinere brændsel kræves også energi, men da dette til dels foregår uden for Danmarks grænser, er det valgt at lægge grænsen ved det brugsklare brændsel.

Endvidere er der i forbindelse med raffineringen, udvindingen m.m. af brændsler meget varierende brændselsforbrug fordelt på mange forskellige slutprodukter. Det betyder, at den faktor, som skal bruges som multiplikator for at opnå det totale energiforbrug, som beskrevet i [74.2], skal detailleres selv med hensyn til brændslets oprindelsesland og ligeså de enkelte brændselsforbrug. Dette synes at være uoverkommeligt. Et meget groft skøn over en gennemsnitsmultiplikator kan være 1,15.
(Se tabel øverst side 4).

Endelig må der gøres opmærksom på, at hvis man vil sammenligne energiforbruget til "anlæg" og til "drift", skal denne multiplikator benyttes på både anlægsforbruget og driftsforbruget, eller faktoren lades helt ude af billedet.

Af dette og de følgende betragtninger skulle det fremgå, hvor mange muligheder der er for, bevidst eller ubevidst, at manipulere med tallene i en energianalyse.

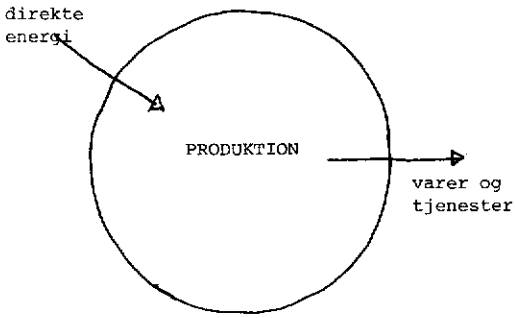
Analysesystemers afgrænsning

En analyse af energiforbruget, der er forbundet med en bestemt handling eller vare, kan foregå på flere forskellige måder. Det er meget vigtigt, at der afgrænses et område knyttet til produktet, inden for hvilket analysen skal foretages.

Standardiserede metoder til udvælgelse af systemgrænser findes f.eks. i IFIAS-metoden, [74.2], der fastlægger grænserne ved energiressourcernes uudnyttede stade og ved den aktuelle analyses objekt.

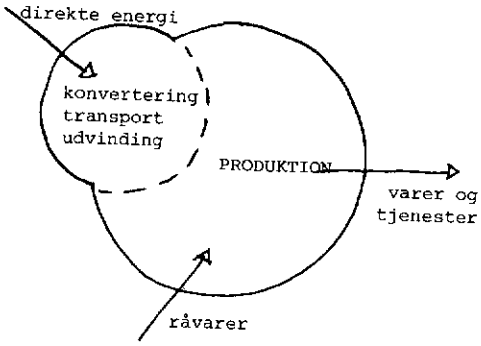
Den i denne analyse benyttede systemgrænse er i detaljer beskrevet i de følgende afsnit. Den er baseret på de forslag, der stilles i [77.1], og analysens resultater må ikke bedømmes på grundlag af den af IFIAS benyttede størrelse, GER, Gross Energy Requirement.

I [77.1] angives der forslag til fire forskellige analyseniveauer, som på forskellig måde tager hensyn til andre faktorer i en produktion, som ikke direkte berører energiomsætningen.



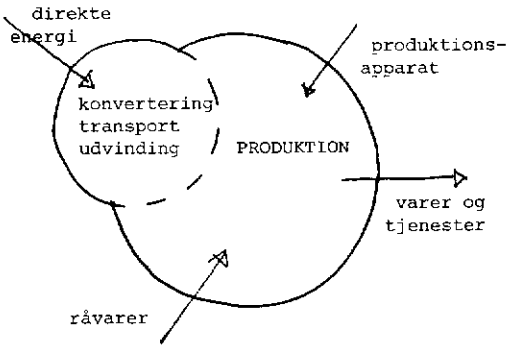

Analyseniveau 1:

I denne analyse vælges grænserne således, at kun det direkte eller primære energiforbrug til produktionen medtages.



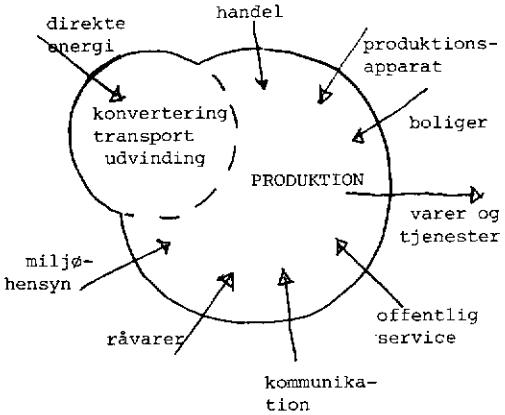

Analyseniveau 2:

I niveau 2 udvides grænserne, så også energikonvertering og transport af energi medtages. Samtidig tillægges de anvendte råstoffer et energiforbrug.




Analyseniveau 3:

Ved en yderligere udvidelse af grænserne medtages energiforbrug, der er forbundet med fremstilling af systemets produktionsapparat.




Analyseniveau 4:

Endelig er der med det 4. niveau taget alle mulige faktorer i betragtning som resulterer i energiforbrug, og som kan relateres til den analyserede produktion.

I det følgende vælges det at benytte en modifikation af analyseniveau 4.

Beskrivelse af systemgrænser

Fremstillingen af materialer og bygninger er processer, hvor anvendelsen og regnskabet over den anvendte energi i mange tilfælde kan ækvivaleres med et økonomisk regnskab. Man kan overføre økonomiske udgifter til analoge størrelser i energiudgift:

| | |
|---|---|
| 1. Råvareressource | råvareressource |
| 2. Råvareudgift | energiforbrug til råvareproduktionen |
| 3. Produktionsudgifter | produktionsenergiforbrug |
| 4. Arbejdsløn | energiforbrug til personale |
| 5. Transportudgifter | transportenergiforbrug |
| 6. Administrationsudgifter | energiforbrug i administrationen |
| 7. Afskrivning | afskrivning af energiforbrug til produktionsapparat m.m. |
| 8. Ny investering | energiforbrug til nyt produktionsapparat |
| 9. Miljøudgifter | energiforbrug til mindskning af forurening. |

*)

De ting, som ikke kan overføres fra en økonomisk betragtning, er inflation og renteudgifter, idet energimængden ikke afhænger af konkunktur og diskonto, men er en forholdsvis konservativ størrelse. Det er vel også åbenbart, at man ikke kan gå ud fra, at den samme faktor i økonomi og enerkonomi** har samme vægt i en samlet vurdering.

Energiforbruget i forbindelse med fremstilling af varer vil ikke være følsomt over for udbud og efterspørgsel for varen. Det analoge begreb til profit findes ikke i en energianalyse.

I vores samfund er økonomien i meget høj grad bestemt af den menneskelige arbejdsindsats, idet forholdet mellem prisen på arbejdskraft og ressourcer er vokset til et meget højt niveau. Dette giver en skævhed i sammenligningen mellem penge-

*) De enkelte begreber defineres nærmere på de næste sider.

**) Dette begreb blev i sin tid indført som en fællesbetegnelse for energianalysers beregningsmetode - analogt til økonomi og prisberegning.

økonomien og enerkonomien, men forhindrer ikke, at man kan bruge økonomiens beregningsmetoder og vurderingsmåder også på erkonomien.

Man kan imidlertid i en stor del af byggesektoren se bort fra en del af de ovenfor nævnte faktorer, idet de enerkonomisk set bidrager meget lidt til det samlede forbrug af energi.

Råvareudgift

En råvare repræsenterer en bestemt mængde energi, idet der er anvendt energi til fremstillingen af råvaren lige fra den er blevet gravet ud af jorden. Dette energiforbrug er sammensat af alle de nedenstående størrelser. Energien optræder altså ikke i processen eller i det interne enerkonomiske regnskab for den aktuelle produktion, men må alligevel tages med som en energiudgift, ligesom der optræder en økonomisk udgift til råvarer i det økonomiske regnskab. Dette gælder for alle produkter.

Produktionsforbrug

Ved produktion forstås her en bearbejdning af råvarer til færdigvarer eller halvfabrikater inden for et afgrænset område, hvorved der forbruges en direkte energimængde.

Det viser sig, at dette forbrug i de fleste tilfælde er det væsentligste af dem alle og derfor må behandles med den største omhu. Produktionsforbruget eller procesforbruget er som regel også undersøgt og belyst intensivt for de forskellige delprocesser i industrien.

Arbejdsløn - personforbrug

Her er sammenhængen meget kompliceret. Økonomisk betyder udgiften til arbejdsløn meget, og man kan med en vis ret sige, at lønnen går til opretholdelse af arbejdskraftens levestandard, d.v.s. private energi- og råvareforbrug. Man kan ækvivalere en arbejders energimængde med den mængde energi, en maskine forbruger, når den skulle udføre samme arbejde, el-

ler man kan ækvivalere en arbejders arbejde med den energimængde, arbejderens legeme omsætter.

Arbejdskraft er en ressource, som i økonomisk henseende idag er mere kvalitativ end kvantitativ. I økonomien kan både kvalitet og kvantitet af arbejdskraft omsættes til et pengekvantum.

Enerkonomisk set vil det være svært at omsætte arbejdets kvalitet til et energiforbrug ud fra et objektivt synspunkt. Skulle man tage hensyn til alle de forbrug, en arbejdskraft resulterer i, også i det private, kunne man beskrive hele den danske energiomsætning ud fra én bestemt virksomheds energiforbrug.

Formålet med energianalysen er at kortlægge de håndgribelige energiforbrug i en byggeproces for derudfra at kunne afgøre, hvor og i hvor store mængder man kan nedsætte energiforbruget. Der vælges derfor at betragte arbejdskraft som en udenforstående størrelse, der ganske vist repræsenterer en energimængde, men som ikke tages i regning i det følgende. Dette må tages i betragtning ved vurdering af resultater af de senere analyser.

Transport

Transport optræder mange steder i en byggeproces, både godstransport og persontransport. Transportudgifter betyder i økonomien både brændselsudgifter, afskrivning, renter og vedligeholdelsesudgifter. Enerkonomisk er brændselsudgifterne langt de overvejende. Et eksempel:

En 3 t lastbil kører i sin levetid 200.000 km og har en lasteevne på 10 t.

Brændselsforbruget er for en lastbil ca. 0,6 kWh/kmt, altså ialt 1.200.000 kWh.

En lastbil kan skønsmæssigt ækvivaleres med et skjult energiforbrug på 20.000 kWh/t, altså ialt 60.000 kWh. Reparation

antages at andrage 10% heraf ~6.000 kWh. Det ses, at 5% af brændselsforbruget svarer til vedligeholdelse og produktion.

Da man imidlertid ikke kan bestemme brændselsforbruget pr. transportenhed med en usikkerhed bedre end ±20%, kan man se helt bort fra disse sekundære energibidrag.

Transportforbruget vil i de fleste tilfælde kun være få procent af produktionsforbruget, men kan få betydning i meget energiekstensive processer og produkter.

Administration og anden service

Her går udgiften, økonomisk set, både til drift, afskrivning, renter og arbejdsløn.

Enerkonomisk glider renter og arbejdsløn ud, og afskrivningen behandles senere. Tilbage er energiforbruget til driften af bygninger. I denne sammenhæng vil det sige brændsels- og elforbruget til opvarmning, belysning og ventilation og elektriske apparaturer.

Disse forbrug kan i visse tilfælde være ret betragtelige, især i den mere serviceprægede del af byggeprocessen. De bør i alle tilfælde tages med og vil i de fleste tilfælde være registrerbare.

Afskrivning

Ligesom man i økonomien må regne med en vis værdiforringelse af produktionsapparatet og bygningerne, må man i enerkonomien regne med en nedskrivning af den energimængde, der er anvendt til fremstilling af produktionsanlægget med tiden. For bygninger er anskaffelses-energien af størrelsesorden 1.000 kWh/m$^2$. Opvarmningsbehovet og elforbruget er årligt af størrelsesordenen 200 kWh/m$^2$. Afskrives bygningen over 40 år, fås 25 kWh/m$^2$/år, altså 12% af driftsomkostningerne. Afskrivningen af andet produktionsmateriel kan være større, men vil

i de fleste tilfælde optræde sammen med meget store produktionsforbrug.

Det vil altså være rimeligt i de fleste tilfælde at se bort fra dette bidrag og kun kontrollere bidraget herfra i energiekstensive produktioner, idet bidraget i de fleste tilfælde ligger mellem 0 og 3%.

Investering

For investering i produktionsapparatet gælder de samme betragtninger. Det vælges derfor at lægge denne ind under afskrivningen.

Miljø

I visse industrigrene kan man tænke sig, at man i fremtiden vil stille endnu større krav til forureningskontrol m.m., og at det vil resultere i et voksende energiforbrug i industrien. Det kan f.eks. være et krav om en minimumventilation i produktionslokalerne, som vil forøge elektricitetsforbruget, eller en omdannelsesproces på det affald, som er et biprodukt ved produktionen.

Denne faktor må huskes, når man vil sammenligne energiforbruget i f.eks. Danmark med tilsvarende forbrug i et mindre udviklet land, hvor miljøkrav og sikkerhedskrav ikke er gældende.

Levetid

Levetiden af produktet har både økonomisk og enerkonomisk stor betydning for brugsværdien af et produkt, og det er derfor vigtigt, at man vurderer levetiden af et produkt objektivt og præcist. Desværre findes der ikke ret mange statistiske oplysninger om dette emne (og jeg vil ikke tro, at man kan bestemme den fremtidige levetid med en nøjagtighed, der er bedre end ±30%).

Definition

Grænserne for den enerkonomiske undersøgelse lægges således, at der medtages

DF - Det direkte energiforbrug i produktionen.

KF - Det tilhørende energiforbrug til komfort (opvarmning, ventilation m.m.) i produktionslokaler, byggepladser og administrationsbygninger.

RF - Det skjulte energiforbrug i de anvendte råmaterialer.

TF - Transportens energiforbrug i forbindelse med produktion eller levering.

AF - Afskrivning af energiforbruget til produktion af produktionsapparatet.

MF - Miljøbestemte ekstraenergiforbrug.

SF - Det samlede forbrug af energi.

SSF - Det samlede specifikke energiforbrug.
= (DF + KF + RF + AF + MF)/produktionsmængde.

Energiforbrug og betonfremstilling

Som ved alle materialer eller varer kan fremstillingen af beton ud fra et energimæssigt synspunkt splittes op i tre principielle forløb:

a) udvinding af råmaterialer
b) videreforarbejdning
c) montage (for beton også udstøbning m.m.).

I det første forløb a) er der tale om simple analysesystemer, hvor det direkte energiforbrug er meget dominerende. Denne dominans aftager gradvis, når man bevæger sig over i forløb b), samtidig med at analysen bliver mere og mere kompliceret og omfattende. Træder man ind i forløb c), er energiforbruget især karakteriseret ved det direkte forbrug og det indirekte forbrug, der tilføres gennem materialerne. Beregningerne minder da meget om almindelige tilbudsberegninger.

Over halvdelen af energiforbruget til fremstilling af beton skyldes cementbrændingen. Energiforbruget til udvinding af

råmaterialer, tilslag m.m. er forsvindende i forhold hertil, men kan tænkes at stige betydeligt, når man må fremskaffe tilslagsmaterialer af klippematerialer. Brændingen af cement foregår idag med en metode, hvor nyttevirkningen er meget lav - 17-39%. De store rørovne har dels et ufordelagtigt forhold mellem overfladeareal og ovnvolumen og er yderligere vanskelige at isolere. Det synes derfor rigtigst at forsøge at indsamle spildvarmen og udnytte den til boligopvarmning. Der kan også opnås betydelige reduktioner af energiforbruget ved at gå over til forbedrede udgaver af den såkaldte "tørmetode", som der også arbejdes ihærdigt på i Danmark. Litteratur [77.2].

I den videre forarbejdning tilføres der igen store energimængder under fremstillingen af præfabrikerede betonvarer. Da er den væsentligste energiforbrugende proces autoklavering eller damphærdning. De mekaniske bearbejdningsprocesser - blanding, udstøbning og vibrering - kræver ret små energimængder. Damphærdning eller autoklavering repræsenter ca. 1/4 af energiforbruget til fremstilling af præfabrikeret beton. Processen har en større nyttevirkning end ovenfor nævnt, men kan dog forbedres væsentligt med hensyn til energiøkonomi selv med konventionelle metoder. Litteratur [69.1].

På byggepladsen domineres energiforbruget af to faktorer, som har relation til beton, udtørring og vinterbyggeri. De øvrige operationer på byggepladsen tegner sig for meget små energiforbrug og udgør sjældent mere end 5% af det samlede energiforbrug til fremstilling af et hus. Udtørringen af et betonhus er sammensat af to bidrag. En udtørring - naturlig eller kunstig - af råhuset i byggeperioden og en restudtørring i den første del af driftsperioden. Den sidste del er som regel uundgåelig og resulterer i et forøget varmeforbrug i driftsperiodens begyndelse. Den første del kan tegne sig for energiforbrug lige fra ingenting, når råhuset udtørres ad naturlig vej, op til 20% af husets samlede fremstillingsforbrug, når den kunstige udtørring er mest påkrævet. I sådanne situationer er udtørringen ofte kombineret med vin-

terbyggeri. Vinterbyggeri kan resultere i meget betydelige ekstraenergiforbrug. Der er konstateret forbrug fra 3-30% af det samlede energiforbrug til fremstilling af bygninger. Energiforbruget i forbindelse med vinterbyggeri skyldes især opvarmning af råhuset, opvarmning af vand og tilslag og opvarmning af midlertidige arbejdsrum og skure.

Herunder er energiregnskabet for en bebyggelse bestående af boligblokke, hvor råhuset er bygget af præfabrikerede betonelementer, vist. Til sammenligning er der anført typiske akkumulerede energiforbrug til fremstilling af andre bygninger og driftsbrug.

Energiforbrug til materialer og operationer på byggepladsen for

Blåkildegård

| | |
|---|---|
| Bruttoetageareal | 41000 $m^2$ |
| Etager | 2 |
| Konstruktioner | Betonelementer, bærende facader |
| Bebyggelsesplan | 56 blokke, 402 boliger, stavblokke |

| Energiforbrug pr. bruttoetageareal - kWh/$m^2$ | | | |
|---|---|---|---|
| Materialer til: | Bygningsbasis | 182.9 | |
| | Råhus, primære dele | 654.7 | |
| | Kompletterende dele | 37.3 | |
| | Overflader | 58.9 | |
| | VVS-anlæg | 111.3 | 1055.1* |
| | Grundbeklædning | 72.5 | |
| | Elinstallationer | 7.4 | |
| | Malerarbejde | 10.0 | |
| | Fast inventar | 28.3 | |
| | Varmecentral | (21.1) | 139.3 |
| På byggepladsen | El-forbrug | 39.8 | |
| | Vinterforanstaltn. | 70.0 | |
| | Udtørring, ekskl.el | 47.9 | |
| | Jordarbejde | 5.0 | 162.7 |

*) Til sammenligning med dette forbrug gælder (se næste side):

| | |
|---|---|
| Lavenergihuse | 1100 - 1300 kWh/m$^2$ |
| Stålskelethuse | 1100 - 1500 kWh/m$^2$ |
| Teglhuse | 1000 - 1200 kWh/m$^2$ |
| Træskelethuse | 700 - 900 kWh/m$^2$ |

Driftsforbrug

| | |
|---|---|
| BR-77 enfamiliehus | 195 kWh/m$^2$ år |
| Etagebloklejlighed | 180 kWh/m$^2$ år |
| Lavenergihus | 80 kWh/m$^2$ år |

Energiforbrug og besparelser

Vurderingen mellem forskellige materialer i en energianalyse falder positivt ud for den rå beton. Argumenterne herfor er bl.a., at betonens råmaterialer forekommer lokalt - bortset fra armeringen -, og at betonen er et forholdsvis enkelt materiale, forstået på den måde at forarbejdningsgraden ikke er høj. Derved bliver energiforbrug hidrørende fra transport, service og afskrivning relativt lavt. Der synes desuden at være store muligheder for at reducere energiforbruget til fremstillingen betydeligt. I fremstillingsprocesserne for cement og andre råmaterialer er der potentielle besparelsesmuligheder på 40%. Besparelser af samme størrelsesorden vil formodentlig kunne opnås i videreforarbejdningen. Dertil kommer materialebesparende virkninger som f.eks. reduceret cementforbrug i forbindelse med den omtalte Vipres-vibreringsmetode på 20-30%. Materialebesparelser i konstruktionerne kan i visse tilfælde reducere energiforbruget til fremstilling af konstruktionerne med 20-25%.

Den mest nærliggende besparelse vil kunne opnås ved en mere bevidst holdning over for vinterbyggeri og generelt afpasning af byggetidspunkt efter årstid. Dette kræver imidlertid en stillingtagen både hos bygherre og entreprenør med hensyn til pengeøkonomiens henholdsvis energiøkonomiens vægt i planlægning og projektering.

En sammenligning mellem energiforbrug til fremstilling af forskellige materialer er irrelevant på materialeniveau og må foretages på konstruktionsniveau. Dette vil føre for vidt

her, og der skal blot gives nogle håndregler for beregning af betonkonstruktioner og derudover henvises der til [80.1].

For fremstilling af betonkonstruktioner har den hidtidige energianalyse givet følgende værdier for det akkumulerede energiforbrug E:

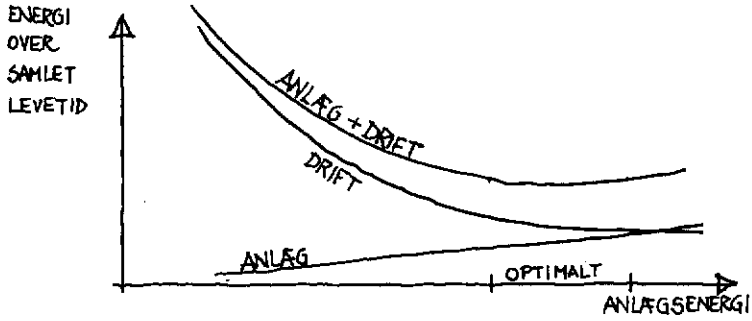
| | |
|---|---|
| Fabriksbeton | $E = 0{,}94 \cdot c + 42$ kWh/ton |
| Pladsbeton | $E = 0{,}94 \cdot c + 19$ kWh/ton |
| Betonelementer | $E = 0{,}94 \cdot c + 249 \cdot \varphi + 179$ kWh/ton |
| Armeringsstål | $E = 7700$ kWh/ton |
| Kunstig udtørring | |
| af præfab.elementer | $E = 30\text{-}50$ kWh/ton |
| af in situ beton | $E = 60\text{-}100$ kWh/ton |
| Betonforme | $E = 20\text{-}60$ kWh/ton |
| Blanding | $E = 1$ kWh/ton |
| Kranløft | $E = 2$ kWh/ton |

hvor c er cementindholdet i kg/m$^3$, og $\varphi$ er armeringsprocenten.

| | |
|---|---|
| Ekstraordinære vinterforanstaltninger | $E = 25\text{-}60$ kWh/m$^2$ etageareal |
| Arbejdsskure, opvarmning | $E = 1\text{-}5$ kWh/m$^2$ etageareal |
| Pladsbelysning | $E = 3\text{-}5$ kWh/m$^2$ etageareal |

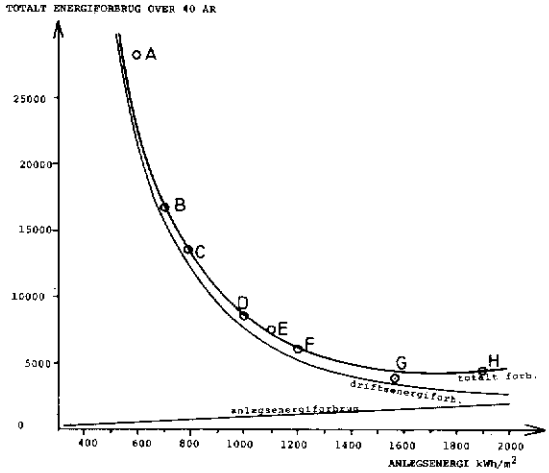
Drifts- og anlægsforbrug

I energianalyser, hvor både anlægs- og driftsforbrug behandles, vil man altid kunne beskrive det totale energiforbrug som funktion af anlægsforbruget. Funktionens principielle udseende vil da være som vist herunder.



Ved et bestemt anlægsforbrug er der minimum af det totale energiforbrug, svarende til at den marginale energibesparelse over bygningens levetid er lig med det marginale anlægsenergiforbrug. En vigtig faktor i sådanne beregninger er levetiden af bygninger og bygningsdele.

Målet med energianalyser af den art, der er beskrevet på de tidligere sider, er vel først og fremmest at kunne give udsagn om, hvilket anlægsenergiforbrug respektive lavenergihusniveau, der er optimalt ud fra energihensyn alene. Konsekvensen af sådanne betragtninger ville være, at IFH's Nul-energihus måske ikke ville have fået sin nuværende form.




Sammenhæng mellem totalt energiforbrug over 40 år og anlægsenergiforbruget for forskellige huse.

A: Boblehal, enkeltdug
B: Boblehal, termodug
C: Enfamiliehus 1972
D: Enfamiliehus 1978
E: Lavenergitypehus 1978
F: DTH-Nul-energihus m.konventionel opvarmning
G: Lavenergihus i Hjortekær
H: DTH-Nul-energihus med solfangersystem

Litteratur

69.1 Zorislav Franjetic:
BETON-SCHNELLHÄRTUNG
Østtyskland 1969

74.1 P.F. Chapman m.fl.:
THE ENERGY COST OF FUELS
Energy Policy Vol. 2, 1974, pp. 231-243
England

74.2 ENERGY ANALYSIS
IFIAS-Workshop Report, Report No. 6
Sverige 1974

77.1 ANALYS AV ENERGIINSATSER I PRODUKTER
OCH FUNKTIONER
IVA-rapport nr. 95,
Sverige 1977

77.2 PROCEEDINGS OF THE FEA-PCA SEMINAR ON
ENERGY MANAGEMENT IN THE CEMENT INDUSTRY
Conservation Paper No. 47
U.S. Government Printing Office
U.S.A. 1977

78.1 Torben Smith Sørensen:
ENERGI OG ENERGI ER MANGE TING
Information den 10.2.1978
Danmark 1978.

79.1 DEFU og Dansk Kedelforening:
DANMARKS ENERGIBALANCE 1978
Danmark 1979

80.1 Sigurd Andersen:
DET AKKUMULEREDE ENERGIFORBRUG VED FREMSTILLING
AF BYGGEMATERIALER
Rapport nr. , Instituttet for Husbygning, DTH
Danmark 1979

Sigurd Andersen:
DET AKKUMULEREDE ENERGIFORBRUG VED FREMSTILLING
AF BOLIGER
Rapport nr. , Instituttet for Husbygning, DTH
Danmark 1980

FREDNINGSSTYRELSEN, MILJØMINISTERIET

# Tilslagsmaterialer - lovgivning, forbrug, kortlægning og planlægning, ressourcer

af
Erik Stenestad og Bo Brix

AUGUST 1979

Tilslagsmaterialer
lovgivning, forbrug, kortlægning og planlægning, ressourcer.

Lovgivning.

Den første generelle regulering af udnyttelse af sten, grus og andre naturforekomster i jorden og på søterritoriet, blev indført i 1972 samtidig med Danmarks indtræden i EF. Dette skete ved lov nr. 285 af 7. juli 1972. Denne lov medførte, at der skulle indhentes en tilladelse til at foretage indvinding i jorden, og indførte sammen med kontinentalsokkelloven, lov nr. 259 af 9. juni 1971 en tilladelsesordning, også for indvinding af råmaterialer fra henholdsvis søterritoriet og kontinentalsoklen.

Baggrunden for disse love var den betydelige stigning, der kunne konstateres i råstofindvindingen og råstofforbruget i 6o'erne og i begyndelsen af 7o'erne. Det var navnlig skadevirkningerne af råstofindvindingen og stigningen i eksporten af grus- og stenmaterialer, der gav anledning til lovgivningen. Et hovedsigte med denne første råstoflov var derfor, at man af landskabelige hensyn kunne afslå råstofindvinding, og kunne påbyde en efterbehandling af arealer, hvorpå der skulle foregå en indvinding.

Ved miljøministeriets dannelse i 1973, hvor man samlede arealanvendelseslovgivningen i ét ministerium, blev loven taget op til nyvurdering. Med fredningsstyrelsens dannelse i 1975, sendtes publikationen "Råstofressourcer og deres anvendelse". Denne redegørelse samler de væsentligste problemstillinger, der knytter sig til råstofudnyttelsen. Publikationen dannede baggrund for råstofloven fra 1977, lov nr. 237 af 8. juni 1977.

Hovedformålet med denne lov, er at råstofudnyttelsen skal ske efter en samlet planlægning, og en vurdering af foreliggende samfundsmæssige hensyn. Hertil kommer, at der skal ske en

ressourceøkonomisk anvendelse af forekomsterne, og at der skal foretages en samordning af myndighedernes behandling af spørgsmålet om indvinding af råstofferne.

Råstofloven af 1977 indeholder derfor en række bestemmelser, som tager sigte på at øge kendskabet til råstofforekomsterne såvel på landjorden som på havbunden. Denne kortlægning skal danne grundlag for en samlet planlægning, såvel af indvindingen af råstoffer i relation til andre arealinteresser, som af en samlet forsyningsplanlægning, der skal sikre erhvervenes forsyning med råstoffer. Loven giver mulighed for, at fastlægge regler om mængden og kvaliteten af de råstoffer, der må anvendes til forskellige typer af bygge- og anlægsarbejder, og at fastlægge, om der skal anvendes affalds- og erstatningsprodukter, eller eventuelt ske genanvendelse.

Hensigten med råstofloven er således, at tilstræbe den bedst mulige anvendelse af de naturgivne begrænsede råstofressourcer. Baggrunden er den velkendte- og velbegrundede - frygt for, at en mangelsituation for nogle råstoffer snart vil kunne ventes, og at visse råstoffer inden for en kortere årrække vil slippe op.

Forbruget af tilslagsmaterialer.

Tilslagsmaterialer benyttes ved fremstilling af beton, groft sagt i forholdet 1 ton cement til 4 $m^3$ tilslagsmaterialer. Tilslagsmaterialerne kan have en forskellig sammensætning og kornstørrelse, og er i øvrigt undergivet den teknologiske udvikling. Medens man for 5o år siden overvejende anvendte singels (32-7o mm) anvendte man for godt 25 år siden nøddesten (16-32 mm) og nu er ærtesten (8-16 mm) dominerende.

Tilslagsmaterialerne kommer såvel fra land som fra havbunden. Ved hjælp af de indberetninger om råstofindvinding, som er etableret med råstoflovgivningen, får Danmarks Geologiske Undersøgelse og fredningsstyrelsen et stadigt forbedret statistisk materiale om, hvor stort forbruget er, hvad tilslagsmaterialerne anvendes til, og hvor de stammer fra.

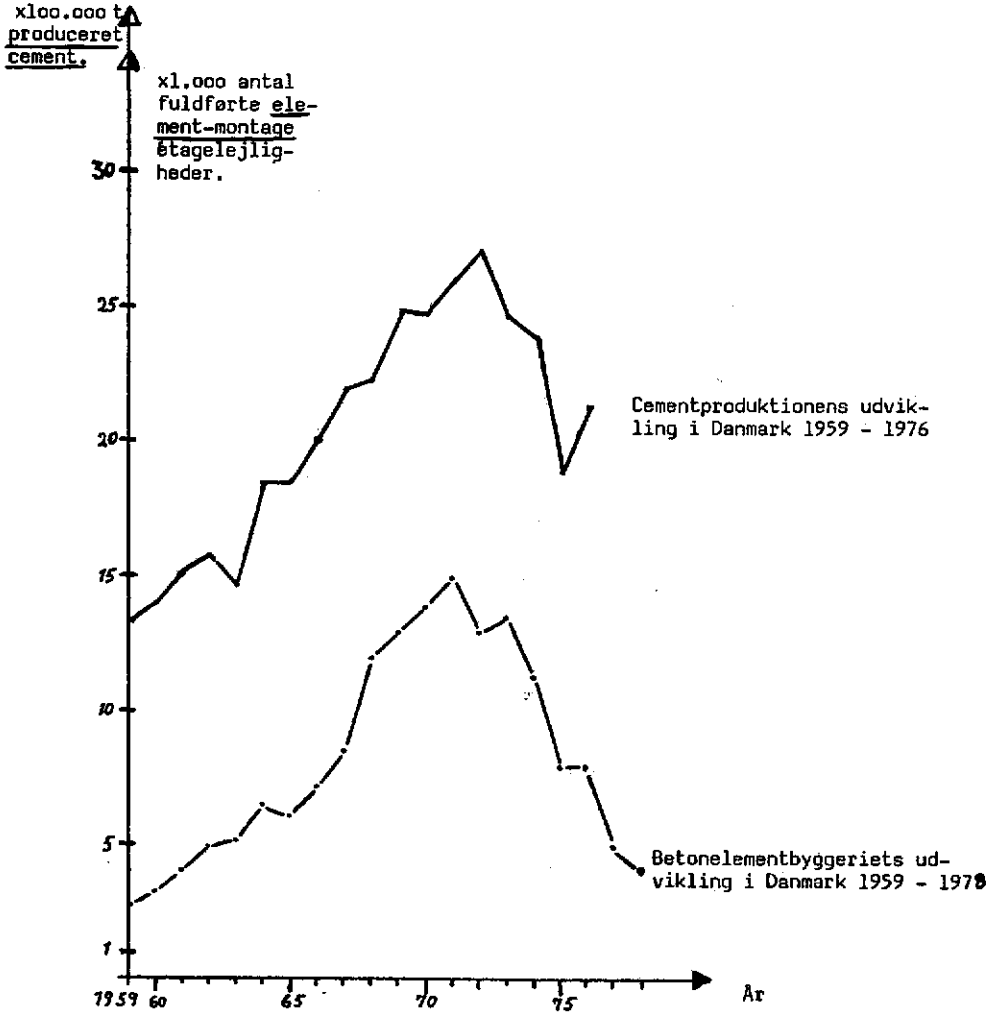
I fredningsstyrelsens publikation "Råstofindvinding på havbunden, 1979" er den samlede produktion af tilslagsmaterialer på baggrund af cementforbruget angivet for 1975 til 8 millioner $m^3$, og for 1976 til 8,8 millioner $m^3$.

En rundspørge blandt medlemmerne af Dansk Fabriksbetonforening, Betonelementforeningen og Landsforeningen Dansk Betonindustri er gengivet i publikationen. Det fremgår af denne undersøgelse, at havbundsmaterialerne udgør ca. 2o%, landmaterialer ca. 6o%, kystmaterialer (det vil sige materialer fra strandbredder og strandvolde) ca. 15% og nedknust granit ca. 6% for årene 1975 og 76.

Efter en oplysning fra Ålborg Portland Cementfabrik skønnes, at ca. 4o% af tilslagsmaterialerne anvendes til boligbyggeri, ca. 4o% til erhvervs- og produktionsbyggeri og resten, knap 2o%, til anlægsarbejder. Med cementforbruget som indikator for forbruget af tilslagsmaterialer, har samme virksomhed beregnet, at tendensen fra 193o'erne og indtil 197o var en årlig vækst på 4,2%. Det samlede forbrug afhænger imidlertid i høj grad af bygge- og anlægsaktiviteten. Det må således formodes, at væksten bliver betydelig mindre, eventuelt at der sker en stagnation eller formindskelse.

Fredningsstyrelsen har sammenholdt CtO/Ålborg Portlands oplysninger over produceret mængde cement fra 1959 - 1979, med statistiske oplysninger fra Danmarks Statistik om antallet af fuldførte lejligheder fra 1959 - 1978 og brancheorganisationers og branchefolks skøn over fordelingen af forskellige byggemetoders markedsandel.

Det fremgår bl.a. heraf, at der siden 1972 er sket et fald i den årligt producerede mængde cement, samt at udviklingsforløbet er parallelt for den årligt producerede mængde cement og det årligt antal fuldførte elementmontagelejligheder.




Kilde: "Beton i den danske hverdag", pjece udgivet af CtO/Ålborg Portland, samt Statistisk 10 års-oversigt & div. branchefolks- og organisationers skøn over fordelingen af de forsk. byggemetoders markedsandel.

Kortlægning og planlægning.

Gennem amtskommunernes, fredningsstyrelsens og miljønakenævnets tilladelsespraksis vil de offentlige myndigheder kunne påvirke den fremtidige udvikling. Dette vil endvidere kunne ske dels gennem den sektorplanlægning, som foretages i medfør af råstofloven, dels gennem den sammenfattende regionplanlægning, som afvejer de forskellige arealinteresser.

Etableringen af en råstofforsyningsplanlægning, som må hvile på det aktuelle forbrug af tilslagsmaterialer og det behov, der fremtidig skønnes at ville være, stiller betydelige krav til fremsynethed og langsigtet planlægning, såvel i produktionsleddet, som i forbrugsleddet og i den offentlige administration.

Specielt på søområdet vil den kortlægning, fredningsstyrelsen foretager, kunne medvirke til en øget indvinding af sømaterialer. Såfremt der gennem kortlægningen opdages større forekomster, kan disse i takt med stigende investeringer i ral- og sandsugererhvervet medvirke til et øget forbrug af tilslagsmaterialer fra søen.

Medens kortlægningen af råstoffer på landjorden samt udarbejdelsen af indvindingsplanerne påhviler amtsrådene/hovedstadsrådet, skal fredningsstyrelsen forestå kortlægningen af havbundens råstoffer og udarbejde indvindingsplanerne for disse. Den samlede forsyningsplanlægning påhviler fredningsstyrelsen.

Til planlægning og styring af havbundskortlægningen er oprettet et særligt kontor for havbundsundersøgelser (9. kontor), medens de øvrige opgaver varetages af råstofkontoret (8. kontor) i samarbejde med blandt andre Danmarks Geologiske Undersøgelse.

Havbundskortlægningen omfatter ifølge råstofloven en kortlægning af sten, grus, sand, ler, kalk, kridt m.m. på havbunden og i dennes undergrund efter deres art, mængde og beliggenhed. I løbet af det første år siden havbundskontorets oprettelse den 1.9.1978 er der gennemført en række forsøgsundersøgelser m.v., som skal indgå i grundlaget for tilrettelæggelsen af den egentlige kortlægning. Forsøgsundersøgelserne har foruden organisationsmæssige erfaringer givet praktisk anvendelige resultater, der umiddelbart kan indgå i den samlede kortlægning.

Af bemærkningerne til råstofloven fremgår, at der i princippet er to muligheder for organisationen af havbundskortlægningen, nemlig enten at staten investerer i undersøgelsesudstyr og ansætter det nødvendige personale, eller at undersøgelserne helt eller delvis udføres som rekvireret arbejde af private firmaer eller offentlige institutioner. Forsøgsundersøgelserne har derfor tilstræbt at belyse flest mulige af såvel de administrative som de tekniske problemstillinger, der er knyttet til havbundskortlægningen. Overvejelserne er endnu ikke afsluttet, men kontoret for havbundsundersøgelser vil antagelig anbefale, at undersøgelserne til søs overvejende udføres af firmaer og institutioner uden for fredningsstyrelsen, idet havbundskontoret dog udfører en mindre del af de praktiske undersøgelser med det formål at opnå den fornødne faglige og praktiske indsigt.

Kortlægningen vil blive gennemført som en række selvstændige undersøgelser af delområder, og resultaterne, der skal indgå i den landsdækkende kortlægning, vil blive publiceret løbende, så de straks kan anvendes.

Som det første undersøgelsesområde er valgt farvandene mellem Jylland, Fyn og Sjælland, syd for linjen Ebeltoft - Sjællands Odde og nord for Korsør - Nyborg. Dette område

har en central forsyningsmæssig placering og er tillige velegnet som forsøgsområde, idet de geologiske oplysninger fra tilgrænsende landområder muliggør en udvælgelse af delområder, der kræver et særligt tæt undersøgelsesnet, og delområder, hvor et mere åbent net kan benyttes. Denne afgrænsning og prioritering af delområder baseres på en forhåndsvurdering af de jordartsmæssige forhold, en geologisk model, som er tilvejebragt ved en sammenstilling af eksisterende oplysninger, og som vil blive bekræftet eller modificeret ved de praktiske undersøgelser. Den geologiske model skal dels medvirke til en hensigtsmæssig anvendelse af de investerede undersøgelsesmidler, dels - i justeret form - indgå i grundlaget for beregningen af råstofressourcernes omfang og kvalitet. Det er derfor af stor betydning, at den geologiske model allerede i første omgang bliver så god som mulig. For at opnå dette vil fredningsstyrelsen gerne have andel i den viden om råstofforekomster på havbunden, som private firmaer og offentlige myndigheder er i besiddelse af. Her tænkes naturligvis i første række på råstofproducenterne. d.v.s. ral- og sandsugere samt stenfiskere, men også på entreprenørfirmaer, bro- og havnebyggere og andre, som i årenes løb har indsamlet værdifulde oplysninger om havbundens ressourcer.

Indsamlingen og sammenstillingen af eksisterende data er indledningen til den 1. fase i undersøgelserne og danner udgangspunkt for undersøgelserne til søs, der omfatter geofysiske målinger, indsamling af bundprøver og udførelse af boringer. I første undersøgelsesfase udføres oversigtsmæssige generelle undersøgelser med det formål at afgrænse områder af råstofmæssig interesse fra områder, hvor sådanne interesser - med den nuværende teknologi og de aktuelle markedsforhold - ikke skønnes at være tilstede.

I fase 2 gennemføres en nærmere undersøgelse af de potentielle ressourceområder i prioriteringsrækkefølge, idet der udføres supplerende geofysiske målinger og prøveoptagninger,

således at forekomsternes art, mængde, beliggenhed og tilgængelighed kan beskrives. Hermed er kortlægningen dog ikke tilendebragt, idet den ressourceøkonomiske planlægning, jfr. råstoflovens § 6 forudsætter et nærmere kendskab til råstofforekomsternes kvalitet. Der må derfor i den 3. undersøgelsesfase gennemføres en nærmere kortlægning af råstofkvaliteten, hvad der, på linie med angivelser af mængder og tilgængelighed, også må have råstofproducenter- og brugeres interesse.

De tre undersøgelsesfaser tænkes normalt gennemført i løbet af 2-3 år, men da flere delområder tages i arbejde samtidig, vil der til stadighed være fase 1-, 2- og 3-undersøgelser igang. I forsøgsåret er der udført både fase 1- og 2-undersøgelser, hvad der har været lidt problematisk, idet det har været nødvendigt at påbegynde detailundersøgelserne (fase 2) endnu inden resultaterne af de oversigtsmæssige undersøgelser var færdigbearbejdede. Det forholdsvis gode kendskab til forsøgsområdets generelle geologi og erfaringerne fra ressourceundersøgelserne i Storebælt har dog muliggjort en hastig, foreløbig analyse.

De geofysiske undersøgelser er udført med 3 forskellige skibe og mandskaber. Undersøgelsesudstyret har dækket et bredt sortiment af gængse instrumenter, og alle hold har foruden de forskellige undersøgelsesområder sejlet en fælles linie, hvad der muliggør en direkte sammenligning af metoder og udstyr. Der vil ialt i sommeren 1979 blive sejlet ca. 3ooo liniekilometer, dækkende ca. 2ooo $km^2$. Boringer og bundprøveoptagninger er hovedsagelig udført af Geoteknisk Institut. Dog har Sveriges Geologiske Undersøgelse udført et mindre antal boringer og prøveoptagninger med eget udstyr. Ialt er afprøvet 2 vibrationsbor, 1 gravitetsbor og 7 bundhentere.

Resultatet af undersøgelserne til søs, der afsluttes ca. 1.1.1979, vil blive bearbejdet i løbet af efteråret og vinteren. Den generelle fase 1-undersøgelse dækker Århusbug-

ten og farvandene nord, øst og syd for Samsø. Derimod mangler farvandene vest og sydvest for Samsø, og fase 2-undersøgelser er kun gennemført i mindre områder sydøst for Samsø.

Ved den afsluttende bearbejdelse og offentliggørelse af de indsamlede data såvel som ved tilrettelæggelsen af kvalitetsundersøgelserne i fase 3 vil det være hensigtsmæssigt, at der i videst mulig omfang tages hensyn til alle relevante brugerinteresser, ligesom kortenes udformning og indhold så vidt muligt bør imødekomme såvel administrative som praktiske krav. Kortoret for havbundsundersøgelser vil derfor invitere til en debat om disse emner, så snart udkast til nærmere udformning af kortene foreligger.

Man har forestillet sig, at kortlægningen vil vare ca. 1o år og koste ca. 5o millioner kroner. Dette skøn hviler dog på en række forudsætninger, som måske ikke alle holder. Det er dog havbundskontorets hensigt gennem en prioritering af områderne og en nøje vurdering af ambitionsniveauet i undersøgelserne så vidt muligt at overholde den skønnede tidshorisont og beløbsramme.

Kortlægning på land.

På samme måde som havbundskortlægningen er kortlægningen på land delt i tre faser.

Fase I består i en sammenstilling af den eksisterende viden i foreløbige ressourcekort. Dette skulle vise, hvilke områder det på forhånd må anses for mest lønnende at undersøge nærmere. Dette skulle give oplysninger om art og beliggenhed af formodede råstofforekomster, men ikke - eller kun i ringe grad - oplysninger om mængden og kvaliteten af forekomsterne.

Det er denne fase, som nærmere er beskrevet i "Vejledning i råstofkortlægning", fredningsstyrelsen 1977.

Fase II består i detailundersøgelser med henblik på kvalitets- og mængdebedømmelser. Denne fase består af geo-

logiske feltundersøgelser, lokalitetsbesøg, boringer, geoelektriske undersøgelser og laboratorieundersøgelser, der skal belyse jordlagenes sammensætning og materialernes egenskaber.

Fase III består i en ajourføring, således at alle oplysninger om forekomster nyttiggøres i råstofplanlægningen med henblik på en løbende forbedring af datagrundlaget.

Fase I forventes at strække sig over ca. 3 år fra dens igangsættelse i den enkelte amtskommune, og fredningsstyrelsen har udsendt en bekendtgørelse, der sikrer,at resultaterne kan benyttes på landsplan, d.v.s. at resultaterne bliver sammenstillelige.

I fase I skal amtskommunerne sammenstille 3 kategorier af kort, benævnt A, B og C-kort.

A-kortene omfatter de geologiske kort, der er fremstillet som led i den hydrogeologiske kortlægning, jfr. vejledning fra miljøstyrelsen nr, 2, 1975. Kortene er først og fremmest geologiske basisdatakort, d.v.s. cirkeldiagramkort, som viser flest mulige af de anvendelige boringer, der findes i DGU's borearkiv, desuden indgår grundvandskemiske basiskort, der viser grundvandets indhold af opløste stoffer, vandrejsningskort, kort over de vandførende lags hydrauliske ledningsevne, samt kort over prækvartærlagene, overflade- og strukturgeologiske kort, der viser jordlagenes stilling og beliggenhed.

B-kortene er analysekort, der fremstilles på grundlag af det arkivmateriale, der findes i amtskommunerne og DGU'S forskellige arkiver. B-kortene omfatter forskellige typer af kort, der viser fordelingen af de forskellige råstofrelevante jordarter, kort, som viser kendte nuværende og tidligere råstofgrave, overfladekonturkort, kort som samler alle tilgængelige oplysninger om kendte lokaliteter med forekomster af råstoffer, og såkeldte morfogenetiske kort, som kombinerer en analyse af terrænforhold med de

planlægning og råstofhusholdningssynspunkter på et senere tidspunkt vil kunne indpasses.

Ressourcer og råstofhusholdning.

Der er i de seneste år, bl.a. i fredningsstyrelsens publikationer, angivet forskellige skøn over, hvor store vore ressourcer er.

Herudover får fredningsstyrelsen gennem råstofadministrationen til stadighed en større viden om problemerne og en føling med, hvorledes forsyningssituationen for de enkelte materialer er i de enkelte dele af landet.

Med hensyn til tilslagsmaterialer er situationen den, at det vil være en forudsætning for bevarelse af betonindustriens position, at man til stadighed kan finde og dermed erhverve råstoffer af høj kvalitet.

I et indlæg i "Dansk Betonindustri" 15. december 1978 har direktør H. K. Thrane, Århus i denne forbindelse defineret råstoffer af høj kvalitet, som omfattende tre delkomponenter, nemlig den tekniske kvalitet, herunder en række specifikke egenskaber, såsom kornkurve, kornform, mineralogi m.v. og den mængdemæssige leveringssikkerhed samt prisen på råstoffet.

Den samme tankegang ligger til dels bag "Ingeniørens" leder den 2o. april 1979, hvor fredningsstyrelsens beretning om råstofindvinding på havbunden anmeldes under overskriften "Ressourcer nok, men til hvilken pris". I lederen slår man bl.a. til lyd for, at grusnormerne udbygges med regler, der fastsætter maximumkrav for hvor gode materialer, der må anvendes. Man medgiver, hvad der fremgår af rapporten, at et regelarbejde på anvendelsesområder, der kræver store mængder af mindre gode materialekvaliteter, kan være berettiget,

men efterlyser, at fredningsstyrelsen skyndsomst går videre og udarbejder et loft for brug af samtlige materialer i bygge- og anlægsbranchen. Først da, mener lederen,kan man vurdere betydningen af de mange ressourcer på havbunden, af alternative materialer i form af affaldsprodukter og værnet om vore grus- og stenreserver i åse og bakkedrag.

Forstået på denne måde bliver ressourceproblemet således en del af begrebet råstofhusholdning, således som det fremgår af råstoflovens formålsparagraf og af § 6.

I råstofhusholdningen er problemstillingerne særdeles bredspektrede. Mange forhold må tages i betragtning, såsom spørgsmålet og konsekvenser indenfor arealanvendelsen, den produktionsmæssige side, forbrugernes behov, den tekniske og økonomiske udvikling, energi- og transportpriser, erhvervslivets investeringer, branchestrukturen, forskningsindsats og så videre.

Fredningsstyrelsen er igang med en dialog med de store forbrugerenheder, der trækker på vore råstofressourcer, vejsektoren og byggesektoren, for af finde frem til et grundlag for de normer og regler, der nu og fremtidigt skal fastsættes for brugere af råstoffer. For at få fastlagt disse regler må offentlige myndigheder, erhvervsvirksomheder, planlæggere, forskningsinstitutioner og brancheorganisationer deltage, således at man vil være i stand til, at opstille kravene og afveje de forskellige hensyn.

Forskningstemaer.

Fredningsstyrelsen vil til efteråret udgive en publikation om teknologi og råstofhusholdning, hvori forskellige forskningstemaer og undersøgelsesområder beskrives. I publikationen vil man behandle de råstofindvindende produktioner, de råstofforarbejdende produktioner og de råstofforbrugende industrier. Disse industriers råstofanvendelse, deres samspil, samt de faktorer, der udefra er bestemmende for råstofsektorens udviklingsbetindelser, må samlet indgå i fred-

ningsstyrelsens udrednings-, undersøgelses- og forskningsvirksomhed. Målet med dette vil være at etablere den fornødne viden med henblik på, at fastsætte regler om mængder og kvaliteter af de råstoffer, som anvendes, at udarbejde indvindings- og forsyningsplanlægning, der løbende forholder sig til den aktuelle efterspørgsel og at etablere en oplysningsvirksomhed om forsyningssituationen, men henblik på at igangsætte et udviklingsarbejde omkring materialeforskning og materialeanvendelse i de berørte industrier.

Dette og andre forestående publikationer bl.a. om analyser af arealanvendelsesinteresser i relation til råstofindvindingen vil være et nyt grundlag for fredningsstyrelsen, dels til benyttelse i råstofadministrationen og i planlægningen, dels i en dialog med erhvervene og de berørte industrier.

DANSK BETONFORENING
TEKNOLOGISK INSTITUT
BYGGETEKNIK
GREGERSENSVEJ
2630 TÅSTRUP TLF.: (02)996611

PROJEKTER VEDRØRENDE UNDERSØGELSE OG KLASSIFIKATION
AF SAND OG STEN TIL BETON

af
Arne Damgård Jensen, civilingeniør

JULI 1979

INDHOLDSFORTEGNELSE

# PROJEKTER VEDRØRENDE UNDERSØGELSE OG KLASSIFIKATION AF SAND OG STEN TIL BETON

## Indledning

Byggeteknik har inden for de seneste år gennemført 2 projekter vedrørende tilslagsmaterialer til beton. Projekterne, der er støttet af Teknologirådet, har følgende titler

- Massefyldeundersøgelse af sten til beton og
- Undersøgelse og klassifikation af danske sandforekomster.

Det første projekt er afsluttet i begyndelsen af 1978, mens det andet afsluttes inden udgangen af 1979, men de fleste resultater foreligger på nuværende tidspunkt. Det første projekt vil kort blive omtalt i det følgende, mens det andet vil blive mere detaljeret gennemgået. Men først lidt om baggrunden for projekterne.

Nogle af vore tilslagsmaterialer findes i hvert fald i lokale områder af Danmark i meget begrænset mængde, ligesom nogle af de tidligere mest anvendte materialer enten som følge af tømte grave eller fredning ikke længere anvendes. Det er derfor nødvendigt, at vi øger vor viden om tilslagsmaterialerne og deres indflydelse på såvel frisk som hærdnet beton, både med henblik på styrke og holdbarhed samt på virkningen af de andre komponenter i betonen, cement, vand og tilsætningsstoffer.

I forbindelse med revisionen af DS 401 (grusnormen) blev en række prøvningsmetoder overvejet og helt eller delvis forkastet, da der ikke forelå den fornødne viden om enten prøvemetoderne eller de nødvendige tilhørende kravkriterier.

Udenlandske prøvningsmetoder er ved at vinde indpas i danske betonbeskrivelser uden at man først har sikret sig den fornødne sikkerhed for, at metoderne med tilhørende kravspecifikationer er rimelige for danske tilslagsmaterialer.

De krav, der traditionelt stilles til sand, er få og sandsynligvis tilfældige, i hvert fald overvejende uden betydning for sandets betonteknologiske egenskaber. Iøvrigt har det vist sig, at sandets bidrag til betonens holdbarhedsegenskaber er større end tidligere antaget.

Massefyldeundersøgelse af sten til beton

I forbindelse med revisionen af DS 401 blev det foreslået at basere en klassifikation af sten til beton på indholdet af sten med en massefylde (densitet) under en vis grænse (fx 2.50 t/m$^3$). Byggeteknik indsamlede sten fra ca. 100 lokaliteter (grusgrave og havne), der hver leverede op til 3 forskellige varearter.

Alle indsamlede stenprøver er sorteret i en række densitetsintervaller, efter at stenene er bragt i vandmættet, overfladetør tilstand. Først er stenene sorteret på 2.50 t/m$^3$, flyddet herfra (sten lettere end 2.50 t/m$^3$) er sorteret på 2.40 t/m$^3$, flyddet herfra på 2.30 t/m$^3$, og endelig er flyddet herfra i et vist omfang sorteret på 2.20 t/m$^3$. Efter sorteringen er stenene tørret og vejet, og alle resultater er henført til vægt i tør tilstand.

Sorteringen af 8 - 16 og 16 - 32 mm sten er udført i en WEMCO HEAVY MEDIA separator med en tung væske bestående af en suspension (vandig pulveropslemning) af ca. 70% ferrosilicium og ca. 30% magnetit. Sorteringen er foretaget automatisk i et pilotanlæg.

4 - 8 mm sten er sorteret manuelt i en blanding af bromoform og lugtløs terpentin, indstillet på de ønskede densiteter.

Prøvemængden har været ca. 2000 korn, svarende til 25 kg 16 - 32 mm, 1.5 kg 8 - 16 mm og 300 g 4 - 8 mm sten.

Efter sorteringen er der foretaget absorptionsbestemmelse på de enkelte densitetsfraktioner. På fraktioner lettere end 2.50 t/m$^3$ er indholdet af skadelige korn bestemt efter "CtO-metoden".

Tabel 1 viser antallet af stenmaterialer, der er indsamlet i de enkelte landsdele, fordelt på bakkematerialer, sømaterialer og strandmaterialer.

Tabel 2 viser densitetsfordelingen i vægtprocent, fordelt på bakke-, sø- og strandmaterialer. Tabellen viser, som de følgende tabeller 3 og 4, gennemsnitsværdier. Spredning og variationsbredde er ikke medtaget, men der er her tale om meget store tal. Således varierer indholdet af sten lettere end 2.50 t/m$^3$ for såvel bakke- som sømaterialer mellem 3 og 48%.

Tabel 3 viser absorptionen for de enkelte densitetsintervaller. Ikke overraskende ses stigende absorption med faldende densitet. Der findes ingen data for, hvor høje absorptioner der er acceptable i holdbarhedsmæssig henseende, men værdier over ca. 2% betragtes vel ofte som "høje".

Tabel 4 viser de densitetssorterede stens indhold af skadelige korn, dvs. porøse, delvis porøse og smuldrende korn, bedømt visuelt. Der er stigende indhold med faldende densitet. Mellem 2.50 og 2.40 t/m$^3$ ses et varierende indhold af skadelige korn. Under 2.40 t/m$^3$ er næsten alle korn, bortset fra strandmaterialer, skadelige.

| | | Bakke | Sø | Strand |
|---|---|---|---|---|
| Jylland | | 35 | 12 | 6 |
| Fyn | | 11 | 6 | 0 |
| Sjælland | | 20 | 13 | 0 |
| | Sum | 66 | 31 | 6 |
| | Ialt | 103 | | |

Tabel 1: Indsamlede materialer til projektet:
Massefyldeundersøgelse af sten til beton.

| Oprindelse | Fraktion | >2,5 | <2,5 | 2,5 - 2,4 | 2,4 - 2,3 | 2,3 - 2,2 | <2,20 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Bakke-materialer | 4/8 | 80,9 | 19,1 | 9,3 | 3,0 | 1,7 | 5,2 |
| | 8/16 | 76,7 | 23,3 | 12,4 | 3,5 | 2,8 | 5,4 |
| | 15/32 | 76,1 | 23,9 | 11,8 | 6,0 | 4,3 | n.d. |
| Sø-materialer | 4/8 | 89,0 | 11,0 | 6,8 | 2,1 | 1,0 | 1,7 |
| | 8/16 | 85,7 | 14,3 | 9,1 | 3,0 | 1,1 | 1,3 |
| | 16/32 | 87,1 | 12,9 | 8,4 | 2,8 | (1,4) | n.d. |
| Strand-materialer | 4/8 | 83,5 | 16,5 | 9,4 | 3,1 | 1,2 | 2,9 |
| | 8/16 | 80,7 | 19,3 | 11,3 | 3,5 | 1,3 | 3,1 |
| | 16/32 | 86,5 | 13,5 | 8,9 | 3,0 | 2,2 | 1,3 |

Tabel 2: Fordeling af materialer i vægtprocent
med tør densitet.

| Oprindelse | Fraktion | > 2,5 | < 2,5 | 2.5 - 2,4 | 2,4 - 2,3 | 2,3 - 2,2 | < 2,20 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Bakke-materialer | 4/8 | 0,9 | 10,7 | 4,4 | 7,5 | 11,1 | 24,1 |
| | 8/16 | 0,8 | 8,4 | 3,1 | 6,5 | 9,5 | 22,4 |
| | 16/32 | n.d. | 6,9 | 2,4 | 4,8 | 12,9 | n.d. |
| Sø-materialer | 4/8 | 0,8 | 6,9 | 3,5 | 5,9 | 13,3 | 20,9 |
| | 8/16 | 0,7 | 6,8 | 3,2 | 6,3 | 12,3 | 20,6 |
| | 16/32 | n.d. | 4,4 | 2,7 | 5,9 | 11,2 | n.d. |
| Strand-materialer | 4/8 | 0,7 | 8,6 | 3,2 | 7,5 | 10,6 | 30,7 |
| | 8/16 | 0,7 | 6,4 | 2,3 | 7,5 | 12,4 | 21,7 |
| | 16/32 | n.d | 4,0 | 1,9 | 5,7 | 11,9 | 20,0 |

Tabel 3: Fordeling af materialer i vægtprocent absorption.

| Oprindelse | Fraktion | > 2,5 | < 2,5 | 2,5 - 2,4 | 2,4 - 2,3 | 2,3 - 2,2 | < 2,20 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Bakke-materialer | 4/8 | n.d. | n.d. | n.d. | n.d. | n.d. | n.d. |
| | 8/16 | - | 19,8 | 74,7 | 92,7 | 98,7 | 100 |
| | 16/32 | n.d. | 17,2 | 73,3 | 84,4 | 97,7 | n.d. |
| Sø-materialer | 4/8 | n.d. | n.d. | n.d. | n.d. | n.d. | n.d. |
| | 8/16 | n.d. | 10,7 | 66,7 | 95,3 | 97,9 | 100 |
| | 16/32 | n.d. | 9,9 | 64,4 | 77,5 | 97,1 | n.d. |
| Strand-materialer | 4/8 | - | - | - | - | - | - |
| | 8/16 | - | 12,6 | 57,2 | 73,8 | 96,5 | 100 |
| | 16/32 | - | 8,1 | 37,9 | 63,3 | 96,4 | 100 |

Tabel 4: Fordeling af materialer i vægtprocent "skadelige korn".

Undersøgelse og klassifikation af sand til beton

Det har vist sig, at sandet i langt højere grad end tidligere antaget bidrager til betons holdbarhedsegenskaber, og det har endvidere vist sig, at de egenskabsmålinger, der traditionelt foretages på sand til beton, kun i ringe grad er egnede til at forudsige, hvorledes et givet sand vil fungere i beton. Det er projektets formål at fremskaffe et forbedret grundlag for en anvendelsesorienteret bedømmelse af sand med henblik på vurdering af egnetheden til beton.

Som det fremgår af tabel 5 omfatter undersøgelsen 79 lokaliteter, overvejende fra leverandører der normalt leverer sand til beton. Fra hver af lokaliteterne er indsamlet ca. 50 kg sand.

Inden nedennævnte undersøgelse frasigtes de indsamlede sandmaterialer partikler større end 4 mm.

- kornkurve og uensformighedstal
- SE-værdi (sandækvivalentet)
- densitet
- absorption
- kalkindhold
- humusreaktion.

Følgende mere specielle prøvninger gennemføres

- indflydelse på betonens vandbehov
- alkalikiselreaktivitet
- indflydelse på luftindblandingsmidlers effektivitet.

De to sidstnævnte udføres kun på en del - 35 stk. - af de indsamlede sand.

Standardundersøgelser

I Fig. 1, 2 og 3 er histogramform vist i nogle af undersøgelsens resultater, opdelt på bakkematerialer og sø/strandmaterialer.

SE-værdien (fig. 1) omhandler materialets indhold af fine partikler (ler-filler). Jo højere værdi jo mindre finstof. Værdier større end 90 opnås af meget fillerfattige materialer. Materialer med SE-værdi under 75 vil normalt være for fillerrige til beton.

Absorptionen er angivet i fig. 2. Der ses, at bakkematerialer har værdier op til 1.5%, dog med de fleste materialer liggende mellem 0.5 og 1.0%. Sømaterialer har oftest værdier på omkring 0.25%, men der kan ofte findes værdier over 0.75%.

Kalkindholdet (fig. 3) i de undersøgte materialer varierer mellem 0 og 28% for bakkematerialer med værdierne under 10%, overvejende stammende fra jydske materialer. Værdier større end 16% er kun fundet på sjællandske materialer. Sømaterialernes kalkindhold er oftest lavt, dvs. mindre end 5%, men værdier helt op til 17% er fundet. Kun sjællandske sømaterialer er fundet med kalkindhold større end 7%.

Vandbehov

Vandbehovet er målt efter ASTM C 618 og er bestemt som den sandmængde, der skal tilsættes 600 gram cement og 360 gram vand for at opnå en bestemt konsistens. Bestemmelsen foretages ved, at der udføres blandinger med 3 givne sandmængder (1600 og 1900 samt 1900 eller 1300 gram). Konsistensen bestemmes for de 3 mængder og indtegnes i diagram, hvorefter den aktuelle sandmængde findes ved interpolation, se fig. 4.

De opnåede resultater fremgår af fig. 5. Mere indblandet sand betyder lavere vandbehov. Det ses, at der er meget stor variation på sands vandbehov. De fleste betonsand ses at ha-

| | Bakke | Sø/strand |
|---|---|---|
| Jylland | 29 | 9 |
| Fyn | 6 | 3 |
| Sjælland m.v. | 20 | 12 |
| Sum | 55 | 24 |
| Ialt | 79 | |

Tabel 5: Indsamlede materialer til projektet: Undersøgelse og klassifikation af danske sandforekomster.

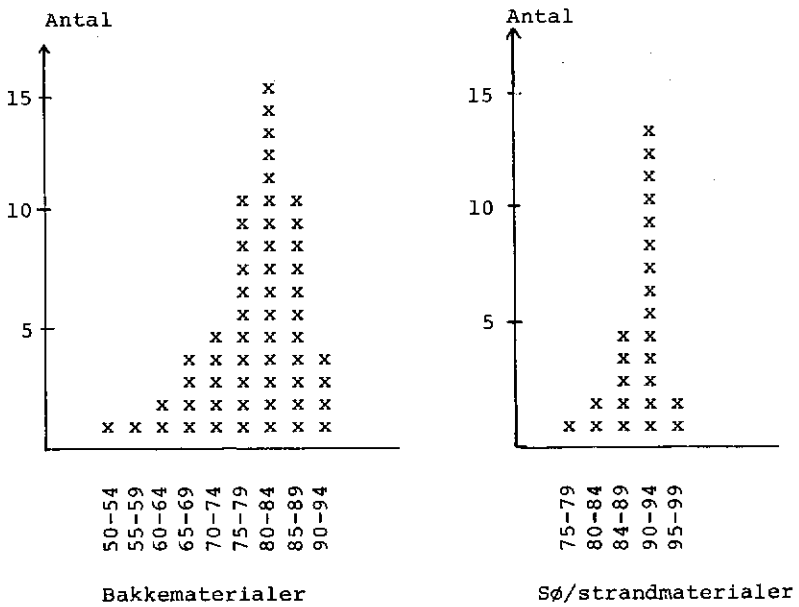



Fig. 1: Histogram over SE-værdier

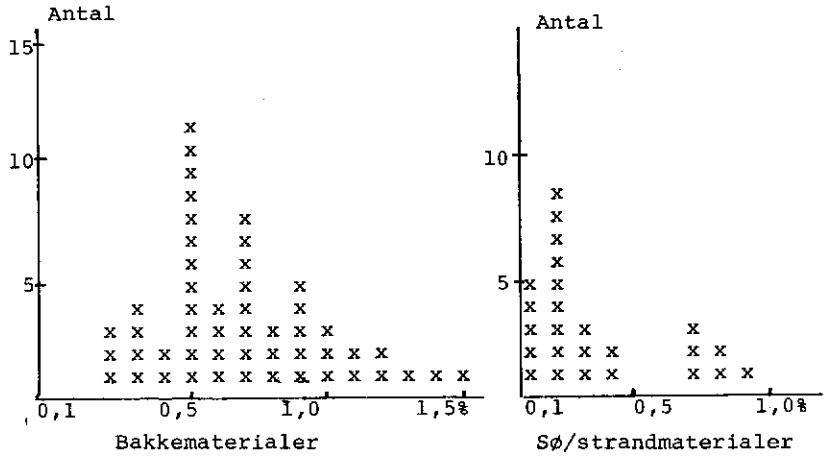
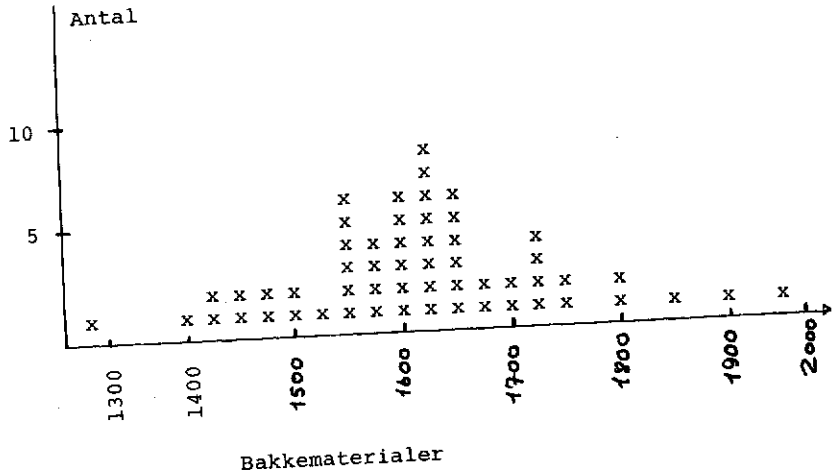



Fig. 2: Histogram over absorption



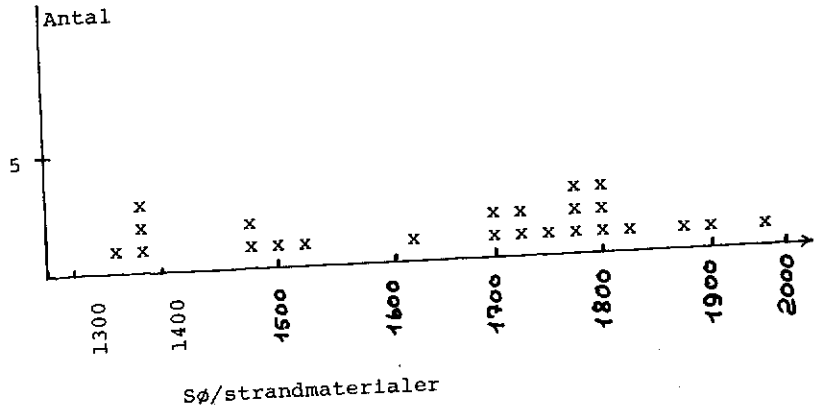




Fig. 5: Histogram over vandbehov.
Mængde sand, der skal indblandes for at opnå en given konsistens (ASTM C 618).

ve givet en aktuel sandmængde på 1400 til 1750 gram, men værdier fra ca. 1300 til ca. 2000 gram er fundet. Sand med værdier på under 1500 gram kan ikke være særlig velegnede til beton, hvortil der stilles krav om maksimalt vandcementtal. Det må synes rimeligt, at man ved valg af sand til sådanne betoner på forhånd sikrer sig, at man vælger et sand med rimeligt lavt eller helst lavest muligt vandbehov.

Alkalikiselreaktivitet

Alkalikiselreaktiviteten vurderes efter lagring af mørtelprismer i 50°C mættet NaCl-opløsning (natriumchlorid). Prismernes længdeændring følges og de inspiceres for revnedannelser. Denne undersøgelse er, som tidligere nævnt, udført på 35 af de indsamlede sand. På de samme sand er bestemt mængden af alkaliopløseligt materiale på fraktionerne 1-2 og 2-4 mm efter en tysk metode, der har vundet nogen udbredelse i Danmark til trods for, at vore materialer normalt afviger meget fra de tyske.

Ved mørtelprismemetoden støbes et antal 40 x 40 x 160 mm prismer med blandingsforholdet 1 del cement : 3 dele sand (vægtdele) og vandcementtal 0.50. Der udstøbes prismer såvel med som uden luftindblanding. Efter 4 ugers vandlagring ved 20°C lagres 3 prismer i 8 uger i 50°C mættet NaCl og 3 i 50°C vand såvel af prismer med og uden indblandet luft. Prismernes længde måles og inspiceres 0, 1, 2, 3, 4, 6 og 8 uger efter lagringens start.

I fig. 6 er vist 3 eksempler på længdeudvidelse af prismer lagret i 50°C mættet NaCl. Klart udsagn om forløbet haves efter 2-4 uger. Ingen prisme lagret i 50°C vand viste tegn på ekspansion i måleperioden.

Luftindblandede mørtler viser generelt en ekspansion, der er 25-50% mindre end de ikke-luftindblandede.

Synlige revnedannelser i prismerne opstår ved 1.5 - 2.0 o/oo forlængelse.

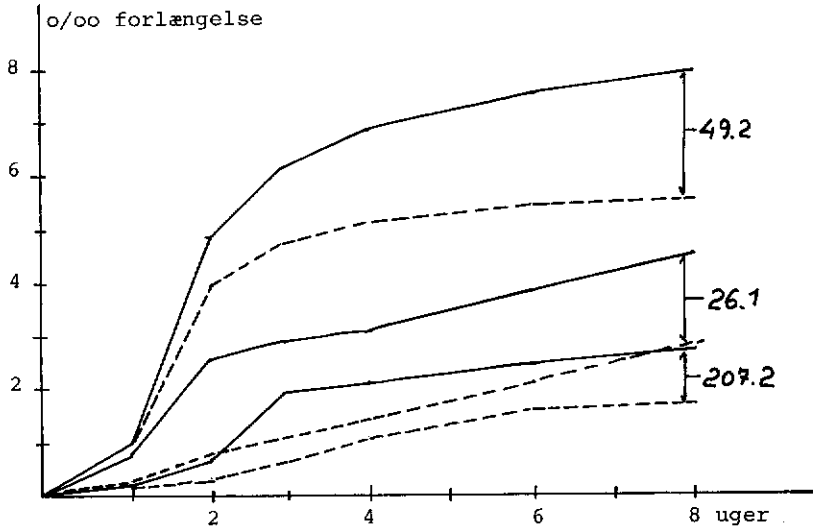



Fig. 6: 3 eksempler på ekspansion af mørtelprismer lagret i 50°C mættet NaCl-opløsning.

------ luftindblandet

_____ ikke-luftindblandet.

Sand nr. 26.1: Sømateriale, Jylland
Sand nr. 49.2: Bakkemateriale, Jylland
Sand nr. 207.2: Bakkemateriale , Sjælland

I fig. 7 er angivet 4 forskellige grader af forlængelser af prismerne, svarende til henholdsvis 0-0.5 o/oo, 0.5-1.5 o/oo, 1.5-3.0 o/oo og > 3.0 o/oo efter 8 ugers lagring. I tabel 6 er de 35 undersøgte sand placeres i disse 4 grupper opdelt på bakke- henholdsvis sø/strandmaterialer. Det er de på luftindblandne prismer målte forlængelser, der er lagt til grund for placeringen.

Af tabellen fremgår, at de fleste afprøvede jyske bakkematerialer ikke er særligt reaktive, mens dette ikke er tilfældet for de sjællandske. Sømaterialer er normalt ikke reaktive, men - som det ses - undtagelser forekommer.

Mængden af alkaliopløseligt materiale i sandet (fraktionen 1-2 mm) er angivet - sammen med den tilhørende ekspansion af luftindblandede mørtelprismer lagret i 50°C mættet NaCl - i fig. 8.

Der ses i figuren ingen klar sammenhæng mellem de 2 metoder. Den tyske metode vil ikke, hverken med den normalt anvendte grænseværdi på 1.5% eller med andre grænseværdier, kunne adskille reaktive og ikke-reaktive danske sandmaterialer.

## Afslutning

Det har ikke i dette projekt vist sig muligt at få et klart billede af sandets indflydelse på et luftindblandingsstoffeffekt. Der vil dog inden projektets afslutning blive gennemført en række luftporemålinger på nogle af de fremstillede mørtelprismer, ligesom nogle frostprøvninger vil blive gennemkørt.

En række af de vand- og NaCl-lagrede prismer vil blive undersøgt ved strukturanalyse (tyndslib) for at se den indre effekt af alkalikiselreaktionerne, fx ved analyse af flinttype, gelmængde og omfang af mikrorevner.

Den endelige rapport for sandprojektet forventes at foreligge ca. 1. januar 1980.

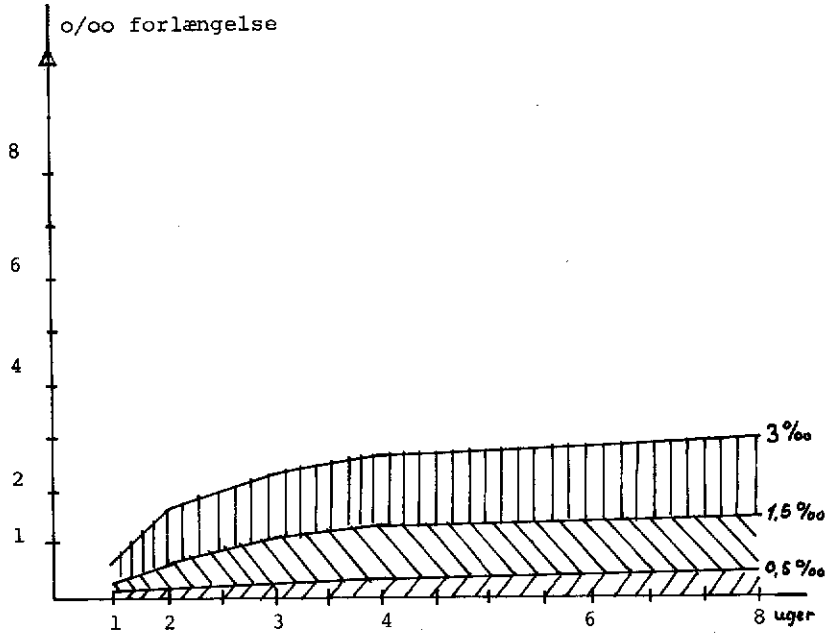



Fig. 7: Længdeændring af luftindblandede mørtelprismer lagret i 50°C mættet NaCl-opløsning.

| | | Længdeændring | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| | | 0 - 0,5 o/oo | 0,5 - 1,5 o/oo | 1,5 - 3,0 o/oo | 3,0 o/oo |
| Bakke | Jylland | 7 | 2 | 0 | 4 |
| | Fyn | 1 | 1 | 0 | 1 |
| | Sjælland m.v. | 0 | 0 | 7 | 2 |
| Sø/strand | Jylland | 2 | 0 | 1 | 0 |
| | Fyn | 2 | 0 | 0 | 0 |
| | Sjælland m.v. | 4 | 0 | 0 | 0 |

Tabel 6: Ekspansion af luftindblandede mørtelprismer lagret i mættet NaCl ved 50°C i 8 uger.

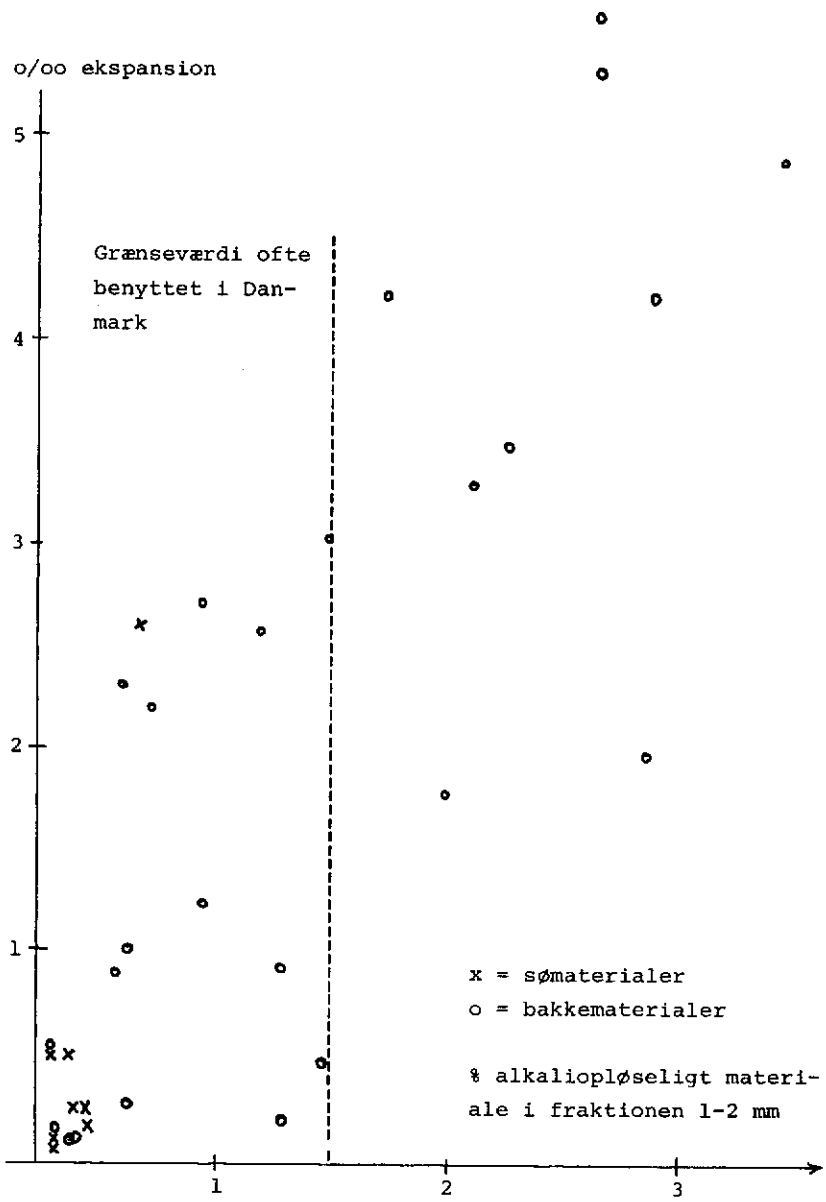



Fig. 8: Indhold af alkaliopløseligt materiale i en sand (fraktionen 1-2 mm) efter tysk metode ctr. ekspansion af luftindblandede mørtelprismer af den pågældende sand, lagret i 8 uger i 50°C mættet NaCl.

Der er på nordisk plan ansøgt om penge fra NORDTEST til en sammenlignende undersøgelse af den af os benyttede undersøgelsesmetode og ASTM-metoden, der kræver noget længere lagringstid til bedømmelse af en sands alkalireaktivitet.

## Litteratur

Teknologisk Institut, P.Christensen og A.Damgård Jensen:
Massefyldeundersøgelse af sten til beton

Beton 5:75:
Vorbeugende Massnahmen gegen schädigen Alkalireaktion im Beton

Cement and Concrete Research, S. Chatterji:
An accerated Method for the Detection of Alkali-aggregate reactivities of Aggregates

Alkaliudvalgets publikationer.

CBT rapport 5.75, Höbeda og Johansson:
Kvalitetskriterier för grus- och makadammaterial.

CBI rapport 4.76, Bergström, Skarendahl, Fagerlund och Johansson:
Ballaststudier.

DANSK BETONFORENING
Laboratoriet for Bygningsmaterialer
Danmarks tekniske Højskole
Bygning 118
2800 Lyngby

Betonuddannelserne i Danmark

af
Carl le Sage de Fontenay

AUGUST 1979

## Betonuddannelserne i Danmark.

Dansk Betonforening (DBF) tog via sit uddannelsesudvalg i 1978 2 initiativer i forbindelse med betonuddannelserne i Danmark. Det blev besluttet, at der i DBF's regi skulle foretages en kortlægning af alle betonuddannelser i Danmark, og i kølvandet af denne kortlægning skulle der, startende med efteråret 1979, udgives halvårsoversigter over aktuelle betonuddannelsestilbud. Resultaterne af disse 2 initiativer foreligger nu i form af DBF-publikation 6:79 "Betonuddannelserne i Danmark" og en oversigt "Aktuelle betonuddannelsestilbud. Efterår 79. Forår 80", der ligeledes er udgivet af DBF.

Betonuddannelserne har i Danmark et samlet omfang på af størrelsesorden 700.000 deltagertimer pr. år; dette tal omfatter kun uddannelse i forbindelse med formaliseret undervisning og inkluderer klassetimer eller forelæsninger, øvelser og opgaveregning, ekskursioner samt et skønnet eller normeret antal timer til hjemmearbejde. Der er i rapporten ikke gjort forsøg på at opgøre mængden af uddannelse, som man kan tilegne sig ved foredrag, studiekredse, tidsskriftlæsning, selvstudier mm. Uddannelserne inden for betonteknologi- og udførelsesområdet omfatter ca. 200.000 deltagertimer pr. år, mens uddannelserne inden for betonkonstruktionsområdet beløber sig til omkring 500.000 deltagertimer pr. år.

Kun ganske få procent af undervisningen gives i form af efteruddannelseskurser; en undtagelse udgør dog specialarbej-

deruddannelserne, som både kan karakteriseres som grunduddannelse og efteruddannelse , da det er specialarbejdernes eneste faglige uddannelse. Det fremgår af undersøgelsen, at en medarbejder, som har en grunduddannelse inden for betonområdet, kun følger et efteruddannelseskursus inden for betonområdet 1 til 2 gange i hele sit arbejdsliv. Der er således endnu et langt skridt at tage, før vi har nået den livslange uddannelse. Dette betyder samtidig, at ny viden har svært ved at nå frem til de beskæftigede i betonsektoren via formaliserede kurser.

I det følgende vil jeg skitsere nogle enkelte tanker vedrørende udvikling af betonuddannelserne.

Efteruddannelse for ingeniører.

Efteruddannelsen for ingeniører er præget af en række enkeltkurser, som inden for et forholdsvis snævert fagområde giver kursusdeltageren et værktøj i hænde, som han kan benytte i sit daglige arbejde. Der har hidtil ikke været tale om en struktureret, niveaudelt videreuddannelse, som kan gøre det muligt for den enkelte ingeniør hen ad vejen at deltage i en række efteruddannelseskurser med det mål at opnå en samlet, såvel teoretisk som praktisk uddannelse inden for betonområdet. En stigende interesse for efteruddannelse og efteruddannelsesplanlægning har bl.a. resulteret i, at en række interesse- og fagorganisationer i den seneste tid har debateret efteruddannelsens muligheder og problemer.
Et mere konkret eksempel på ny initiativer inden for efteruddannelsen er Dansk Beton Institut. DABI har planer om en niveaudelt efteruddannelsesopbygning på betonområdet med kurser, som bygger på en videreførelse af den basisviden, ingeniørerne har fået på ingeniørskolerne.

Debatindlæg og ønsker om efteruddannelse peger i retning af etablering af samlede kompetencegivende efteruddannelsesforløb. Den basisorganiserede efteruddannelse bør primært etableres på grunduddannelsesinstitutionerne, mens den mere tværfaglige og projektorganiserede efteruddannelse måske mest fordelagtigt kan gennemføres på grundlag af et samarbejde mellem interesseorganisationer, grunduddannelsesinstitutioner, myndigheder og efteruddannelsesinstitutioner.

3D - kurser og EUT (efteruddannelse på teknika) er eksempler på et sådant samarbejde. Disse kurser er dog primært basisorganiserede, idet de har deres udgangspunkt i eksisterende kurser på DTH, DIA og teknika. Der skulle være de allerbedste muligheder for at tilrettelægge en struktureret efteruddannelsesvirksomhed i form af 3D- og EUT-kurser som en integreret del af ingeniørskolernes arbejdsfelt. Inden udviklingen kan nå hertil, er der en række problemer, som skal løses; bl. a. bør ingeniørskolerne kunne ansætte supplerende lærerkræfter i det omfang, de medvirker ved efteruddannelsen. Der er tegn i sol og måne på, at der kan ventes en udvikling i denne retning; undervisningsministeriet har bevilget et mindre beløb til udvikling og tilrettelæggelse af kurser på universiteterne og de højere læreanstalter, der specielt henvender sig til færdiguddannede.

Specialarbejderuddannelserne og efg-uddannelserne.

Gennem de seneste år er uddannelserne af specialarbejdere blevet opbygget mere systematisk, dels gennem opbygning af uddannelseslinjer på bl.a. bygge- og anlægsområdet, dels gennem etablering af efg-uddannelserne.
Kursusstrukturen er planlagt af Brancheudvalget for bygge og anlæg for uddannelse af specialarbejdere med underudvalget for uddannelse af betonarbejdere som arbejdsudvalg. Uddannelsesstrukturen er tilrettelagt således, at den rummer mulighed for en noget længerevarende erhvervsuddannelse inden for bygge- og anlægsområdet, og således, at det er muligt at skifte til en anden faglinje under uddannelsesforløbet. Desuden rummer kursusstrukturen mulighed for at give specialarbejdere med relevant arbejdspladserfaring en passende videreuddannelse.
Efter et 5 ugers grundkursus for bygge og anlægsområdet kan specialarbejderen vælge mellem 8 faglinjer herunder anlægslinjen, bygningslinjen og betonlinjen. Brancheudvalget har planer om at opdele betonlinjen i 4 hoveduddannelsesforløb, som primært henvender sig til specialarbejdere, der er beskæftigede

1) som byggepladsmedarbejdere

2) i betonelementindustrien,
3) i betonvareindustrien og
4) som blandemestre inden for fabriksbetonområdet og i betonvareindustrien.

Entreprenørområdet beskæftiger en meget væsentlig del af de specialarbejdere, som i deres daglige arbejde i større eller mindre grad er beskæftiget inden for betonområdet. Samtidig er deres arbejdsindsats i forbindelse med betonens udstøbning, komprimering og efterbehandling et af de vigtigste led for at opnå et færdigt betonbygværk med tilfredsstillende kvalitet, både hvad angår styrke,udseende og holdbarhed. Det er derfor af stor betydning, at disse specialarbejdere har en grundlæggende forståelse for, hvilke faktorer der er af betydning for opnåelsen af et godt resultat.
Specialarbejdere, der ønsker eller har beskæftigelse på en byggeplads inden for betonområdet, kan få en uddannelse inden for området ved at vælge kurser fra specialarbejderuddannelsernes byggepladslinje eller ved at gennemgå entreprenørområdets 2-årige specialarbejderuddannelse (bygningslinjen). Under hele den 2-årige uddannelse er specialarbejderen ansat på en bestemt virksomhed og gennemgår i alt 8 (heraf 6 obligatoriske) bygningstekniske kurser på tilsammen 27 uger på en specialarbejderskole. Uddannelsen giver en grunduddannelse inden for betonområdet, mens en mere specialiseret betonuddannelse må vente til et senere tidspunkt.

For betonelementlinjen er der skitseret 5 specialkurser på tilsammen 9 ugers varighed. Som resultat af et samarbejde mellem SID og Betonelementforeningen blev der i september 1978 med et hold på 12 specialarbejdere startet første forsøg af en 2-årig specialarbejderuddannelse inden for betonelementområdet. I det 2-årige forløb er planlagt 11 kurser med en samlet varighed på 26 uger på en specialarbejderskole, heraf er 11 uger betonkurser. Dette forløb må karakteriseres som første realiserede forsøg på at opbygge en faglig, specialiseret betonuddannelse for specialarbejdere.

efg-uddannelsernes basisuddannelse inden for bygge- og anlægsområdet har 12 grene herunder specialarbejder (bygnings-

linje) og specialarbejder (anlægslinje). Betonundervisningen på disse 2 linjer har et samlet omfang på ca. 2½ uge. I 1978/79 valgte 9 elever basisuddannelsens bygningslinje og anlægslinje. Disse linjer leder kun mod én fortsat uddannelse: maskinfører.
Det er således i dag ikke muligt inden for efg-uddannelsernes rammer at få mere end en grunduddannelse inden for betonområdet. For at give mulighed for, at en del unge ved hjælp af efg-uddannelserne kan få dybere indsigt i, hvorledes betonarbejde udføres, kunne man derfor forestille sig, at det blev overvejet at etablere en faglig uddannelse: "Betonarbejder". Skoleuddannelsen bør koncentrere sig om materialekendskab, prøvning og kontrol, mens de praktiske færdigheder og kendskab til udførelsesmetoder bedst tilegnes i praktikperioden.

Afsluttende bemærkninger.

Det er ikke let at fastslå, hvormange timers grunduddannelse og efteruddannelse, som er nødvendig for, at bestemte funktioner kan varetages i forbindelse med arbejde inden for betonområdet. Men på den anden side kan det konstateres, at det nuværende uddannelses- og erfaringsniveau blandt de, som er beskæftigede med den ene eller anden slags betonarbejde ikke altid er tilstrækkeligt højt. Baggrunden for denne konstatering kan simpelthen findes i den i mange tilfælde alt for ringe kvalitet for et betonbygværk. Her spiller nok specielt manglende kompetence på teknologi- og udførelsessiden ind. Det må erindres, at komplexiteten i betonteknologien er stor, og den er, om ikke større, så i al fald sammenlignelig med komplexiteten ved svejsning. For svejsere kræver man certifikat, men til betonarbejdere, som selv fremstiller deres byggemateriale og bagefter udstøber, komprimerer og efterbehandler det, stiller man ingen krav. Heller ikke til arbejdsledere eller byggepladsledere stilles krav om teoretisk eller praktisk uddannelse og kunnen.
I denne forbindelse kan det nævnes, at der er en sammenhæng mellem uddannelsesintensitet og det, som normer og kontrolordninger måtte stille af uddannelseskrav for varetagelse af bestemte arbejdsopgaver.

DANSK BETONFORENING
Manniche & Hartmann A/S
Rådgivende civilingeniører F.R.I.
Norgesmindevej 22
29oo Hellerup

# RUMSTORE ELEMENTER AF LETBETON

af
Civilingeniør N.U. Ingholt

AUGUST 1979

## RUMSTORE ELEMENTER AF LETBETON

### 1. Indledning

Rumstore elementer af letbeton eller helvægselementer, som de også kaldes, fremstilles i dag udelukkende af letklinkerbeton, dvs. beton med porøse tilslag af Leca eller Fibo. Helvægselementer udgør langt den største del af produktionen af letklinkerbetonvæggene, og kun en mindre del består af 6o cm brede standardelementer.

Elementerne anvendes til bærende skillevægge og bagmure i eenfamiliehuse, rækkehuse og øvrigt lavt byggeri. Helvægselementer er dog anvendt i byggeri op til 3 etager. Endvidere anvendes en del helvægselementer til kældervægge. Helvægselementer har igennem de senere år fået en ret stor udbredelse i takt med det voksende lave byggeri. I 1976 produceredes ca. 1,2 millioner $m^2$ helvægselementer af letbeton, svarende til ca. 7-8.ooo boligenheder. Produktionen af elementerne foregår på over 2o forskellige fabrikker landet over. Flere af fabrikkerne i Jylland eksporterer en stor del af produktionen til Tyskland. Fabrikkernes produktion er meget forskellig. Der fremstilles helvægselementer med densiteter mellem 6oo $kg/m^3$ og 1.8oo $kg/m^3$ og med trykstyrker mellem 3 $N/mm^2$ og 1o $N/mm^2$.

### 2. Beregningsgrundlag

Letbeton med densitet over 1.4oo $kg/m^3$ hører under DIF's anvisning for let konstruktionsbeton, der udkommer her i 1979.

Letbeton med densitet under 1.4oo kg/m$^3$ hører under DIF's norm for letbeton, bærende vægelementer, DS 42o.2 af 1977.

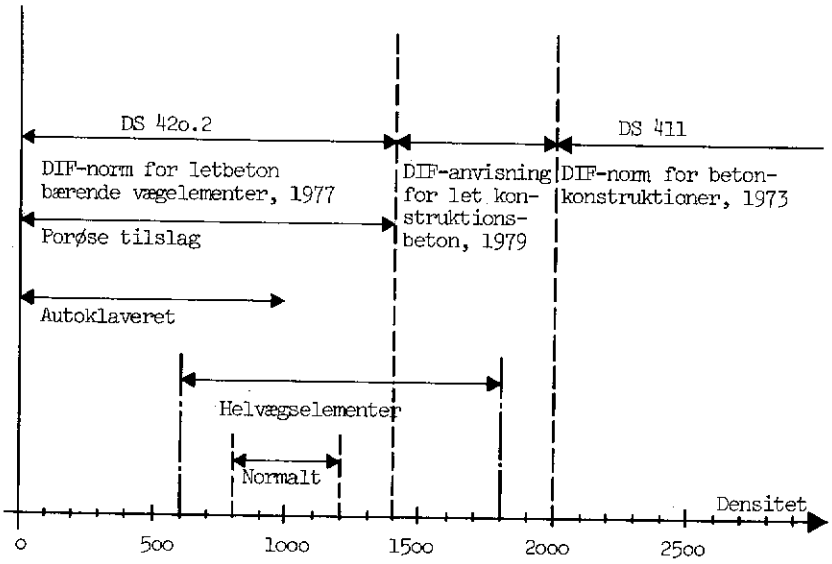



Fig. 1. Normområde

På fig. 1 er vist det område med densiteter mellem 6oo kg/m$^3$ og 1.8oo kg/m$^3$, hvor der produceres helvægselementer. Langt den største del af helvægselementerne fremstilles dog med densiteter mellem 8oo kg/m$^3$ og 1.2oo kg/m$^3$.

DIF's anvisning for let konstruktionsbeton bygger på betonnormen DS 411. Ved at anvende letbetonelementer med densitet over 1.4oo kg/m$^3$, har man derfor den fordel, at man kan beregne sig til elementernes bæreevne, hvilket kan være en fordel, når der produceres elementer med forskellig udformning. Til gengæld er elementerne tungere end dem med de lavere densiteter, og varmeisoleringen dårligere.

For elementer med densiteter på 800 kg/m$^3$-1.000 kg/m$^3$ opnås flere fordele: Der fås en rimelig plan overflade, således at elementet kan tapetseres direkte. Der kan opnås tilstrækkelig store styrker; og densiteten er stadig så lav, at elementet giver et rimeligt stort bidrag til isoleringsevnen af en ydervæg.

## 3. Letbetonnormen

I letbetonnormens gyldighedsområde er anført, at normen omhandler elementer, der i det væsentlige er lodret belastede. Herunder henføres vindbelastede elementer, hvorimod jordtrykspåvirkede elementer ikke omfattes af normen. Endvidere er hulmurskonstruktioner ikke omfattet af normen, hermed skal forstås hulmurskonstruktioner, hvor formuren bidrager til bæreevnen.

Normen kræver, at producenten deklarerer følgende egenskaber:

Måltolerancer.
Densitet (øvre karakteristisk værdi, 75% fraktil).
Trykstyrke (nedre karakteristisk værdi, 10% fraktil).
Bøjningstrækstyrke (nedre karakteristisk værdi, 10% fraktil).
Elasticitetsmodul (nedre og øvre karakteristisk værdi, 10% og 90% fraktil).
Fugtindhold ab fabrik (øvre karakteristisk værdi, 90% fraktil).
Udtørringssvind (øvre karakteristisk værdi, 90% fraktil).
Bygningssvind (øvre karakteristisk værdi, 90% fraktil).
Evt. elementstyrke.
Evt. fugestyrke.

Til kontrol af de deklarerede værdier, er oprettet en kontrolordning, letbetonkontrollen, LBK.

I normen anvendes bl.a. følgende betegnelser, store elementer og specialelementer med huller. Store elementer tillades, når de er uarmerede, anvendt med beregnet bæreevne, dersom det ved en godkendelsesprøvning er eftervist, at elementets

bæreevne er større end den beregnede bæreevne, udfra den deklarerede trykstyrke bestemt på prismer. Specialelementer tillades, på tilsvarende vilkår, anvendt med beregnet bæreevne, dersom bæreevnen af bjælker over huller er dokumenteret.

Bæreevnen af elementerne kan bestemmes på to måder, enten udfra den deklarerede elementstyrke, eller udfra beregning af elementstyrken på grundlag af den deklarerede trykstyrke.

Bæreevnen kan beregnes, enten udfra en kendt ekscentricitet e, som bestemmes under hensyntagen til vederlagstrykkets fordeling, indspændingsgraden, samt fremstillings- og montagetolerancerne, eller ved en forenklet beregning, hvor den største belastning lige over væggen angriber med ekscentriciteten o,4·t, og den øvrige belastning med ekscentriciteten o,1·t.

For vægge, som udover lodret last er påvirket af vindlast, tillades det, at der regnes med bøjningstrækspændinger.

## 4. Helvægselementers anvendelse i lavt byggeri

I et- og halvandenetages byggeri anvendes normalt 1o cm tykke vægge til bærende skillevægge og bærende bagvægge i facaden. Til to- og treetages byggeri anvendes 15 cm eller tykkere vægge. Vægge, der skal understøtte dækelementer, skal være mindst 15 cm. Kælderydervægge er mindst 3o cm tykke og ofte armerede.

Til lejlighedsskel er det nødvendigt at anvende dobbeltvægge med mineraluld imellem, for at opfylde de specielle lydkrav. Afhængig af væggens densitet anvendes 2 x 1o cm eller 2 x 15 cm, jfr. fig. 2.

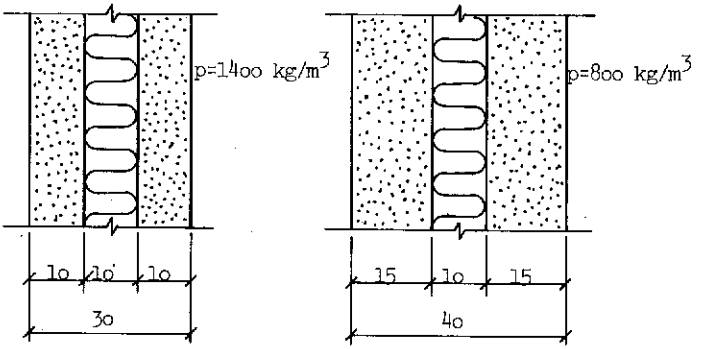



Fig. 2. Lejlighedsskel

Som bagvæg i facaden kan væggen forsynes med indstøbte strittere til fastholdelse af en skalmur i tegl. Letbetonvæggen bidrager i dette tilfælde til isoleringsevnen, jfr. fig. 3.

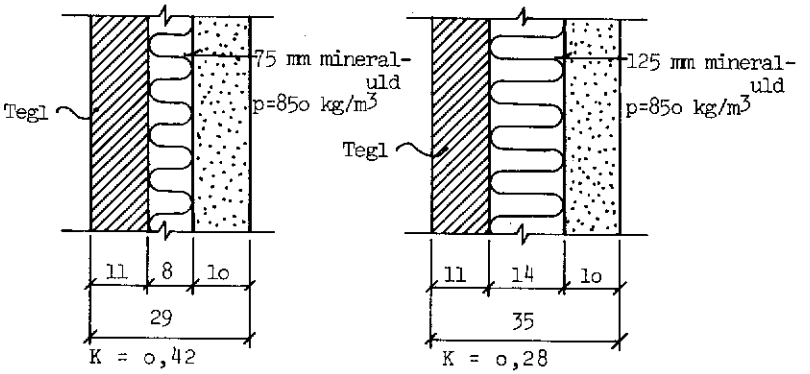



Fig. 3. K-værdier for ydervægge

Af hensyn til transporten armeres elementerne med randarmering samt skråarmering omkring vinduer.

Vinduer fastgøres til bagvæggen med beslag, herved undgår man udmuring af vinduesfalsen og den deraf følgende kuldebro. Elementer med døre bør altid forsynes med en bjælke under døren for at afstive elementet.

Elementerne monteres på kiler, og understoppes med cementmørtel, hvorefter kilerne fjernes. Da der er tale om store elementer, bør elementerne, for at undgå bevægelser og revner, samles i alle hjørner med U-bøjler og låsejern eller bolte i inserts, jfr. fig. 4.

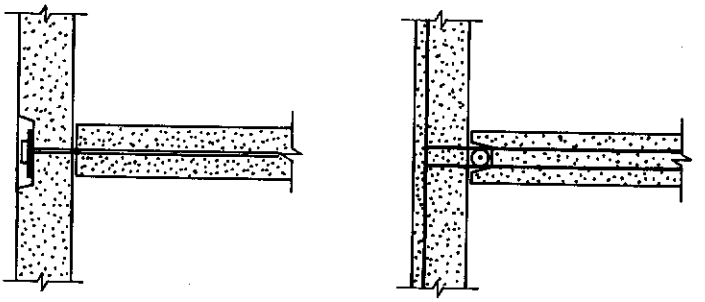


Fig. 4. Samlingsmetoder

Elektriske installationer indstøbes normalt i elementerne.

## 5. Lodret bæreevne

Den lodrette bæreevne beregnes udfra formlen:

$$Q_r = \frac{1}{f_1} \cdot \frac{\delta_{cg} \cdot b\,(t - 2e)}{1 + 12 \cdot 10^{-4} \left(\frac{l}{t - 2e}\right)^2}$$

$f_1$ er partialkoefficienten, der ved den nøjagtige beregningsmetode sættes til 2,3.

På fig. 5 er den lodrette bæreevne af forskellige vægge beregnet i afhængighed af ekscentriciteten.

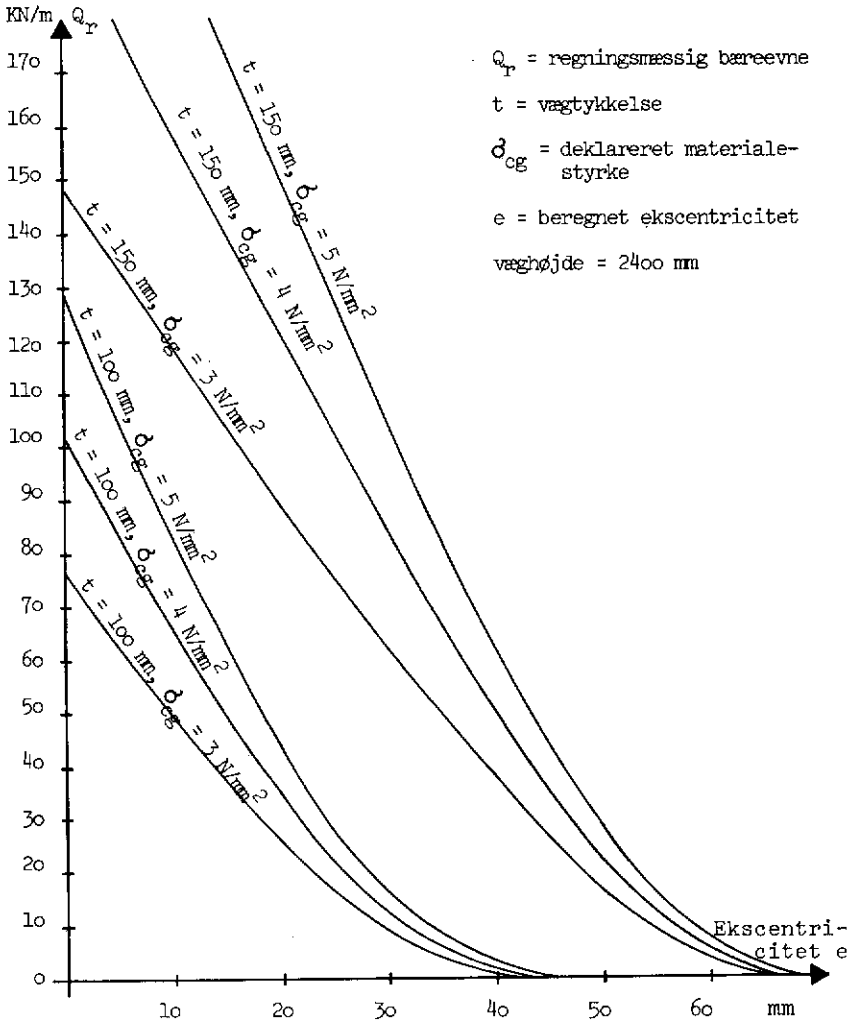



Fig. 5. Lodret bæreevne

For et- og halvandenetages huse, med remmen centralt placeret over bagvæggen, vil den samlede ekscentricitet fra lodret last alene være ca. 15-2o mm. Den lodrette belastning på væggene vil normalt maksimalt være ca. 25-35 KN/m. Af fig. 5 ses, at normalt vil de svageste vægge med deklarerede trykstyrker på 3 N/mm$^2$ have tilstrækkelig bæreevne til et- og halvandenetages huse.

Ved huse i to etager, eller ved vægge, der understøtter betondæk, bliver det nødvendigt med stærkere eller tykkere vægge.

## 6. Vandret bæreevne

Ved beregning af en facadevæg overfor vindlast, må man efter letbetonnormen kun medtage bagvæggens bidrag til bæreevnen.

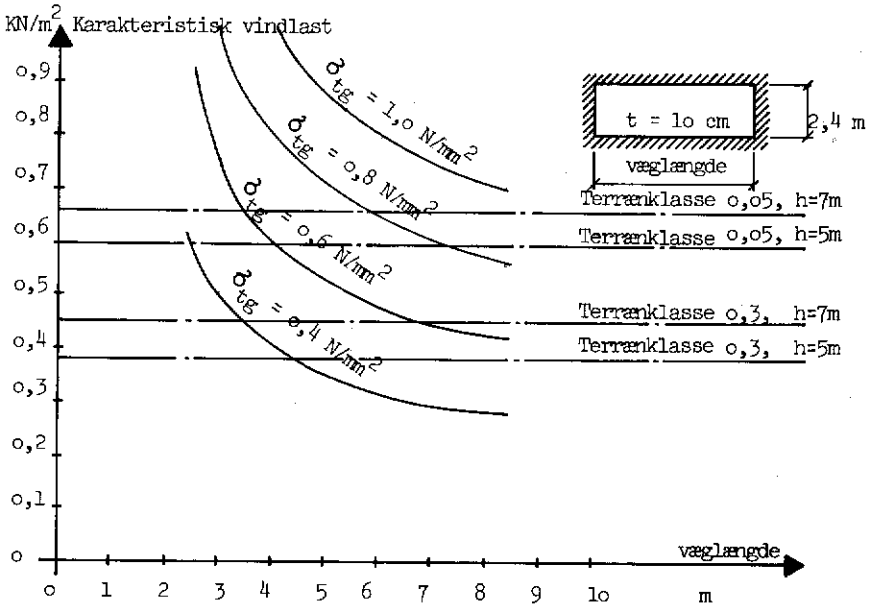



Fig. 6. Vandret bæreevne af firesidig understøttet væg

På fig. 6 er for en 1o cm tyk og 2,4 m høj firesidig understøttet væg til et eenfamiliehus eller lignende beregnet den vandrette bæreevne, angivet som karakteristisk vindlast i afhængighed af væglængden. Bæreevnen er anført for letbetoner med 4 forskellige deklarerede bøjningstrækstyrker.

Ved beregningerne er den lodrette belastning på væggen sat til o, hvad der ofte kan være tilfældet på grund af det samtidige sug på taget. Endvidere er anført den karakteristiske vindlast for et et-og halvandetetages hus beliggende henholdsvis i by og på land. Der er regnet med en c-værdi på 1,o. Når der samtidig skal tages hensyn til svækkelser i væggen fra vinduer og døre, må man mindst forlange en deklareret bøjningstrækstyrke på ca. o,7 N/mm$^2$ i byer og ca. 1,o N/mm$^2$ på landet. Da bøjningstrækstyrken er ca. 1/6 af trykstyrken, svarer dette til trykstyrker på 4 N/mm$^2$ - 6 N/mm$^2$, altså noget større end nødvendigt af hensyn til den lodrette bæreevne.

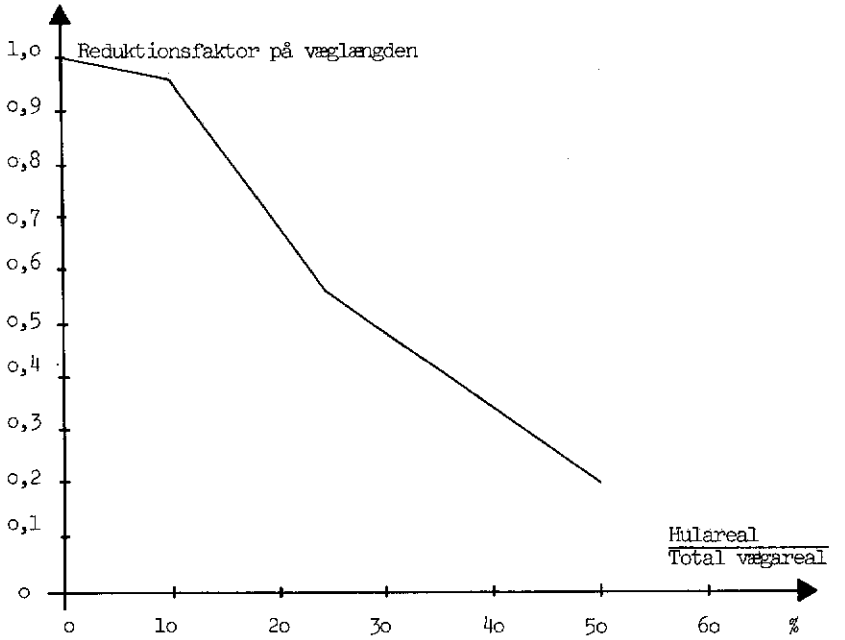



Fig. 7. Reduktionsfaktor for vægge med huller af normal form

For at få et foreløbigt skøn over svækkelsen af væggen på grund af huller, kan man anvende reduktionsfaktoren i fig. 7, der for vægge med et eller flere huller af normal form angiver, hvor meget den udfra fig. 6 fundne væglængde skal reduceres med i afhængighed af hularealet i % af væggens areal.

Ofte vil man vælge at forstærke væggen med armering omkring vinduerne.

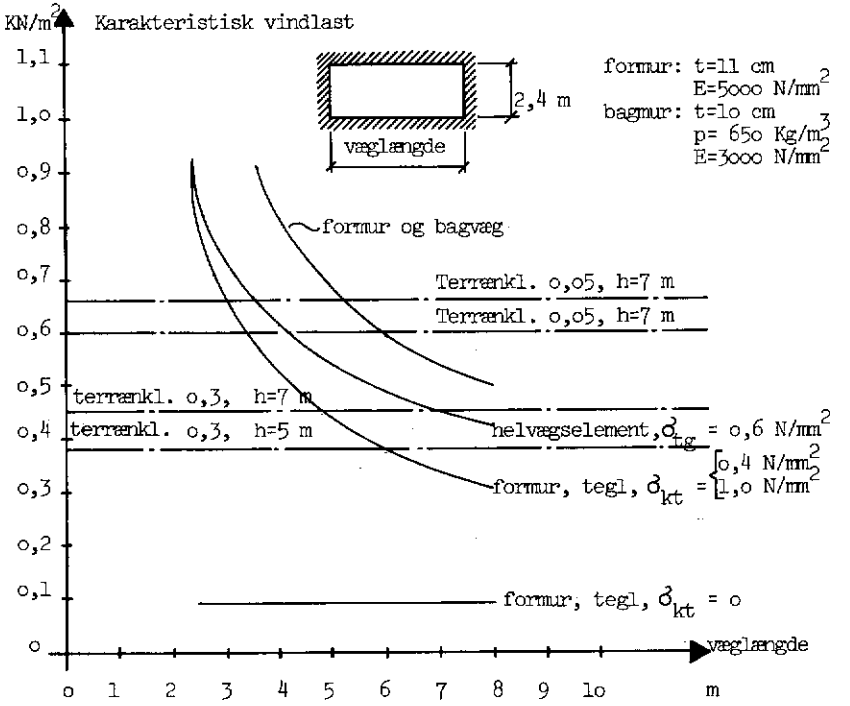



Fig. 8. Vandret bæreevne af formur og bagvæg.

Selv om normen ikke tillader, at man medregner formuren i bæreevnen, bidrager formuren uden tvivl væsentligt til væggens bæreevne, og i forhold til de svageste letbetonvægge, er formurens bæreevne endog større end bagvæggens. Flere udenlandske normer har indført regler hvorefter man kan regne med trækspændinger i murværket. I de engelske murværksnormer regnes med karakteristiske bøjningstrækspændinger, der henholdsvis vinkelret på og parallelt med liggefugerne varierer omkring o,4 $N/mm^2$ og 1,o $N/mm^2$. På grundlag af disse bøjningstrækspændinger og med en partialkoefficient på 3,o er i fig. 8 anført den vandrette bæreevne af en 11 cm firesidig, simpelt understøttet formur af tegl i afhængighed af væglængden.

Bæreevnen af formuren vil i de fleste tilfælde være større endnu, idet væggen kan regnes indspændt i hjørnerne og over understøtningerne. Til sammenligning er vist den samme vægs bæreevne, beregnet uden trækspændinger, og med væggen kun belastet af sin egenvægt. Endvidere er anført bæreevnen af et 1o cm helvægselement med deklareret trækstyrke på o,6 $N/mm^2$.

Formur og bagvæg vil ved belastning få samme udbøjning på grund af deres forbindelse med stritterne. Belastningen vil derfor fordele sig på væggene i forhold til de to vægges stivheder. Teglmurens elasticitetskoefficient kan regnes at være 5.ooo $N/mm^2$. Letbetonens elasticitetskoefficient kan for helvægselementernes vedkommende regnes at være $o,18 \cdot p^{3/2}$. Dette giver for p = 65o $kg/m^3$, E = ca. 3.ooo $N/mm^2$ og for p = 9oo $kg/m^3$, E = ca. 5.ooo $N/mm^2$.

For en bagvæg med en densitet på 65o $N/mm^2$ og en bøjningstrækstyrke på o,6 $N/mm^2$, vil bæreevnen af formuren derfor være udtømt lang tid inden bagvæggen har nået sin brudværdi. Man kan derfor ikke umiddelbart addere de to bæreevner.

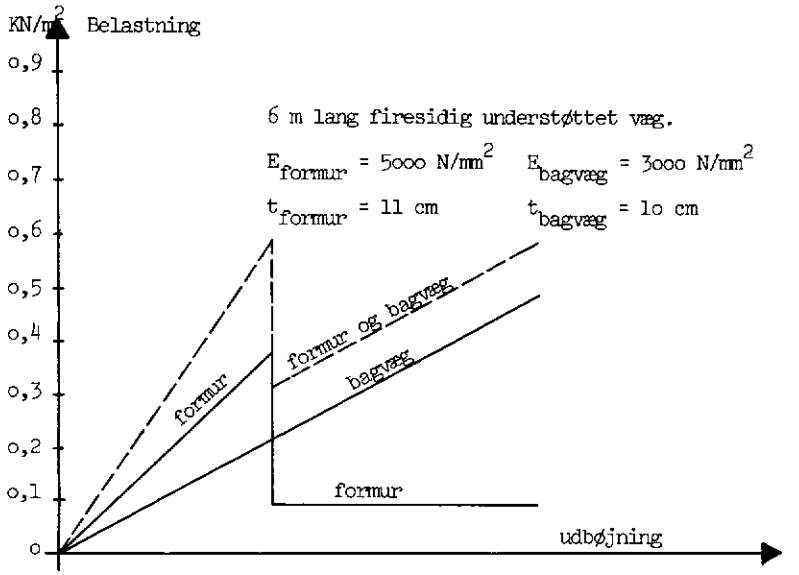



Fig. 9. Skematisk fremstilling af samvirken mellem formur og bagvæg

Princippet i den samlede vægs bæreevne med voksende udbøjning er skematisk vist på fig. 9. Efter samme princip er på fig. 8 tegnet den samlede bæreevne af formur og bagvæg, svarende til brud i formur, i afhængighed af væglængden.

Det ses, at ved at medtage formuren i beregningerne, kan den samlede vægs bæreevne i dette tilfælde forøges med ca. 25%. Ved en bagvæg med en densitet på 9oo kg/m$^3$ vil elasticitetskoefficienten være den samme som formurens, og med en deklareret bøjningstrækstyrke på f.eks. o,8 N/mm$^2$ i bagmuren vil den samlede vægs bæreevne forøges med ca. 5o% i forhold til bagvæggens. Ved at medtage formuren i beregningerne vil man derfor normalt, til et- og halvandenetages byggeri, kunne reducere kravet til den deklarerede bøjningstrækstyrke til ca. o,6 N/mm$^2$ i by og ca. o,8 N/mm$^2$ på landet.

DANSK BETONFORENING

Statens Byggeforskningsinstitut
Afdelingen for bygningskonstruktioner

# NYE BEREGNINGSREGLER FOR STØBESKEL OG FUGER

af

Civilingeniør Klaus Hansen

August 1979

# NYE BEREGNINGSREGLER FOR STØBESKEL OG FUGER

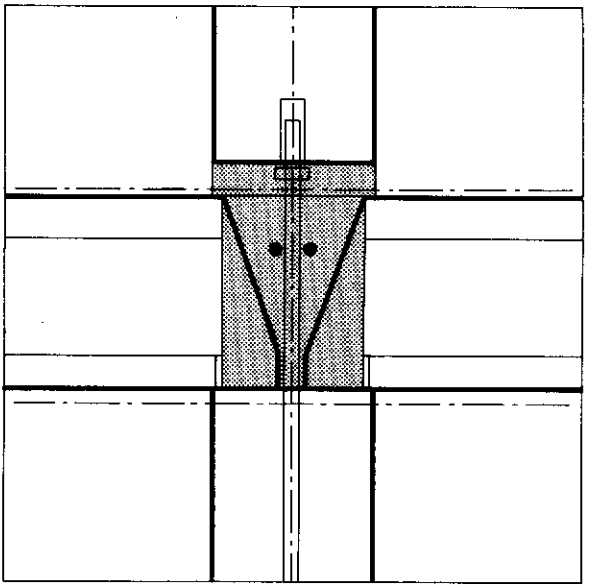
## Gamle erfaringer - ny sammenfatning

"Erfaringer fra laboratorium" er indgangsnøglen til dette indlæg om nye beregningsregler for støbeskel og fuger. Ser man på litteraturlisten over de forsøg, som udgør en væsentlig del af grundlaget for disse nye beregningsregler, ser man at hovedparten af forsøgene er fra 5 til 20 år gamle. Det er altså ikke nye friske laboratorieerfaringer, der her skal fremlægges, men den nye sammenfatning, som et lille udvalg af ingeniører har ment burde indgå i normen for betonkonstruktioner.

## Brugen af betonelementer har øget interessen for støbeskellene

Når forskydningsoptagelsen i støbeskel overhovedet er taget op til ny særskilt behandling, skyldes dette primært, at brugen af præfabrikerede betonelementer dels har indført en række nye støbeskeltyper, dels at disse ofte må placeres uhensigtsmæssigt i statisk henseende. Fugerne i elementbyggeriet har også af produktions- og montagemæssige grunde krævet større opmærksomhed end støbeskellene i støbt på stedet byggeri.

Sekundært har nyere forsøg og teoridannelser også vist, at en revision af beregningsreglerne var ønskelig.



Figur 1. Et typisk etagekryds mellem betondæk og -vægelementer rummer fire forskellige langsgående støbeskel:
a. glat støbeskel mellem vægbund og understopning,
b. ru støbeskel mellem fugebeton og understopning,
c. fortandet støbeskel mellem fugebeton og dækender, og
d. ru støbeskel mellem fugebeton og vægoverside.
Om de ru og fortandede støbeskel kan regnes som sådanne, afhænger af den konkrete udformning og udførelse.

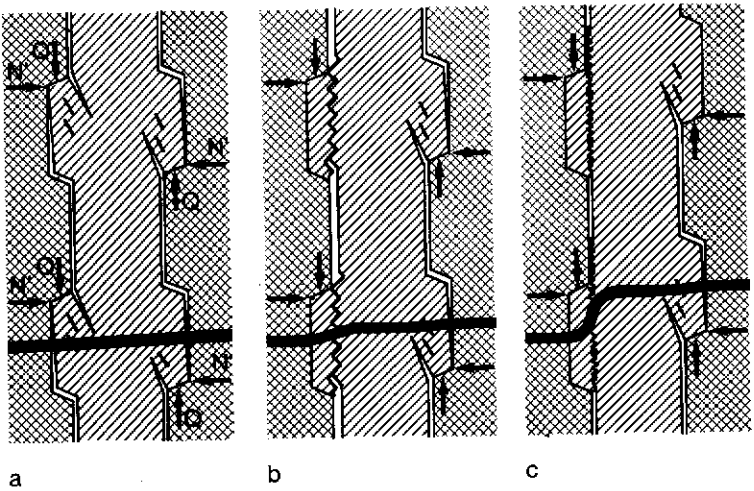
## Normen beskæftiger sig kun med bæreevnen i forbindelse med brud langs støbeskellet

Beregningsreglerne vedrører forskydningspåvirkede støbeskel såvel i pladsstøbte som i præfabrikerede betonkonstruktioner. For hvilke reglerne fastsætter den regningsmæssige bæreevne for brud langs støbeskellet. Se dog figur 2 for fortandede støbeskel. Reglerne beskæftiger sig ikke med:

a. Støbeskel, hvor forskyndingsoverførslen sikres af særlige stålsamlinger eller af lim,

b. støbeskel mod stål, tegl eller andre materialer, og

c. andre brudformer for fugerne i betonelementbyggeriet, f.eks. forankringsbrud eller knusning af fugebetonen.




Figur 2. Virkemåden af tværarmeret fortandet støbeskel.
a. Revnedannelse i støbeskel og i fugebeton. Armeringen aktiveres og fremkalder normalkræfter virkende vinkelret på fugen.
b. Bæreevnen opnås ved affræsning af fugetænderne, samtidig med at armeringen flyder.
c. For store forskydningsdeformationer er der stadig en bæreevnereserve (residuallast) tilbage, dersom armeringen ikke er brudt.

Vedrørende punkt b er der nu nedsat et normudvalg vedrørende kompositkonstruktioner. Vedrørende punkt c viser hidtidige forsøg, at bruddet i fuger næsten altid foregår langs et af støbeskellene. Udvalget har derfor ikke følt det nødvendigt at indføje et nyt afsnit om elementbyggeri i normen.

## Gamle beregningsregler

De gamle beregningsregler i DS 411 (2) lød:

"6.1.5: Forskydning i støbeskel[V]

Under forudsætning af, at der i støbeskel ikke er trækspændinger, kan betonen regnes at optage forskydningsspændinger, der højst er lig med 30 pct af betonens regningsmæssige trækstyrke, dvs $\tau_{br} = 0{,}3\ \sigma_{br}$.

ad 6.1.5: Forskydning i støbeskel

Ved beregning af modstanden mod glidning i et støbeskel kan friktionskoefficienten normalt regnes til 0,7. Det herved fremkomne friktionsbidrag kan adderes til det i normens afsnit 6.1.5 nævnte bidrag på 30 pct af betonens regningsmæssige trækstyrke.

8.3.4: Udstøbning[V]

Støbeskel skal placeres, udformes og udføres således, at konstruktionens bæreevne og holdbarhed er tilstrækkelig.

ad 8.3.4: Udstøbning

God vedhæftning mellem gammel og ny beton i støbeskel bør sikres, ved at den gamle betonoverflade inden påstøbning af ny beton renses, vandmættes og fx indkostes med et tyndt lag cementvælling eller cementmørtel. Pauser i støbearbejdet, hvorved der fremkommer midlertidige støbeskel, bør ikke vare længere, end at gammel og ny beton kan arbejds så godt sammen, at skellet forsvinter."

Svaghederne heri er primært:

a. at glatte og fortandede støbeskel ikke er behandlet,

b. at tværarmeringens betydning ikke er tydeligt angivet, og

c. at der ikke er angivet en øvre grænse for forskydningsbæreevnen.

Plasticitetsteori

Teoretiske betragtninger med udgangspunkt i Coulombs brudhypotese og anvendelse af plasticitetsteorien, se (3) og (4), peger på bæreevneformlen:

$$\frac{\tau}{\sigma'_c} = \frac{c}{\sigma'_c} + \mu \, \Phi$$

hvor armeringsgraden $\Phi$ er defineret som

$$\Phi = \frac{A_a \sigma_f + N}{A_b \sigma'_c}$$

Denne bæreevne må dog modificeres noget, da beton ikke er det forudsatte ideelt plastiske materiale.

Herudover peger teorien på, at bæreevnen for små armeringsgrader reduceres, dersom trækstyrken af støbeskellet er ringe, og at der findes en øvre grænse for forskydningsbæreevnen, svarende til trykbrud i konstruktionen omkring støbeskellet.

Bæreevneformler af denne form er tillige foreslået fra empirisk hold, se (5), og adskiller sig kun fra den gamle regel ved, at betonens trækstyrke er erstattet af trykstyrken.

Forsøg

Figurerne 3, 4 og 5 viser de forsøg som ligger til grund for de nye beregningsregler. Herudover foreligger der en lang række forsøg som inddirekte har påvirket beregningsreglernes udformning. Dette gælder:

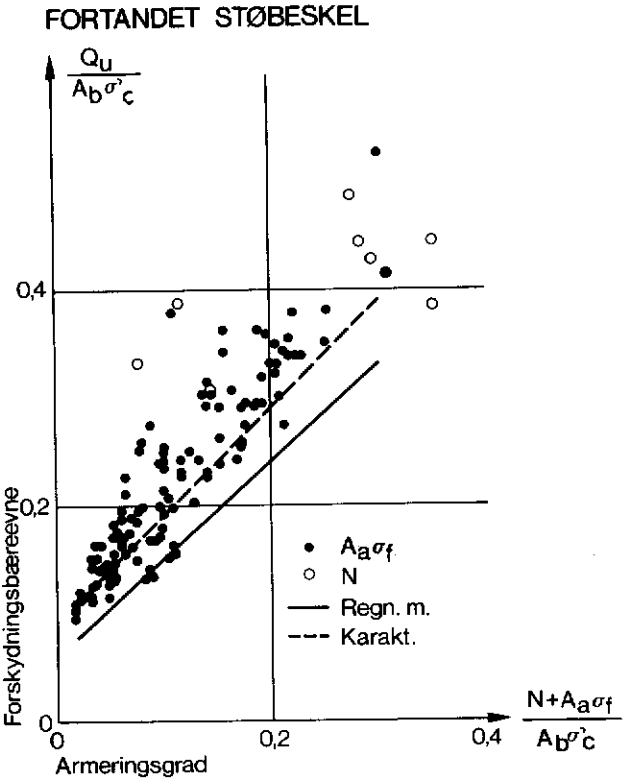
a. Forsøg med "afglattede" støbeskel, som viser at støbeskel skal være meget glatte før bæreevnen for alvor falder, se (6).

b. Forsøg med ren dornvirkning, som viser at der for store deformationer opnås den bæreevne, der ikke er meget forskellig fra den der foreskrives for glatte støbeskel, se (7).

c. Forsøg med andre fortandingsformer, som viser at den største bæreevne opnås, når de nye beregningsreglers krav er opfyldt, se (8). Fortandingsudformning som medfører en brudform, hvor tænderne "glider af" mod hinanden giver en mindre bæreevne, men bedre plasticitet, se (9).

Karakteristiske og regningsmæssige bæreevner

På figurerne er indtegnet skønsmæssigt fastlagte karakteristiske bæreevner. For de fortandede støbeskel er denne taget fra CIB Working Commission W 23 A's arbejde hermed, se (5). Herefter er disse transformeret til regningsmæssige værdier under anvendelse af partialkoefficienterne:

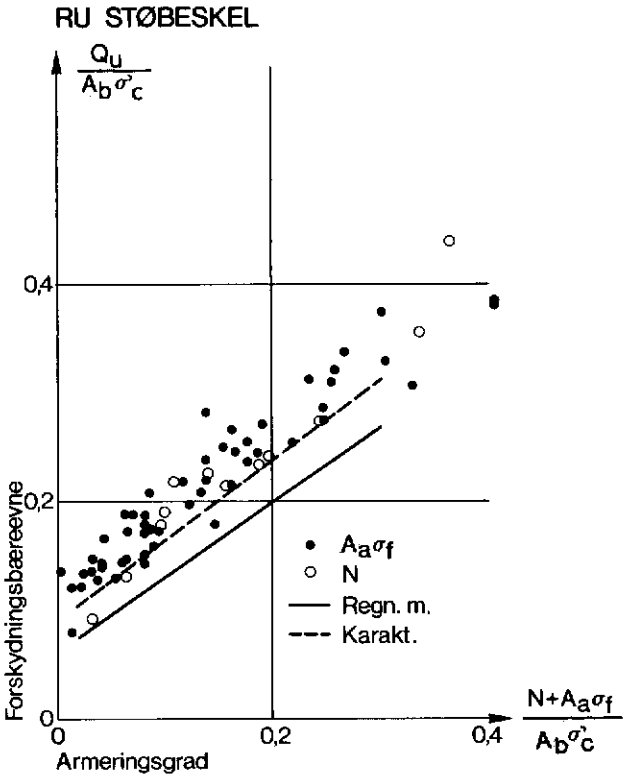



Figur 3. Forsøgsresultater fra forsøg med fortandede støbeskel, se (5), (8), (15), (16), (17) og (18), sammenholdt med karakteristiske og regningsmæssige bæreevner,

$\frac{Q}{A_b \sigma'_c} = 0{,}09 + \Phi$ henholdsvis $0{,}06 + 0{,}9\ \Phi$.

a. 1,4 for "betonbidraget" svarende til uarmeret beton, fordi dette bidrag stort set fortabes for store forskydningsdeformationer.

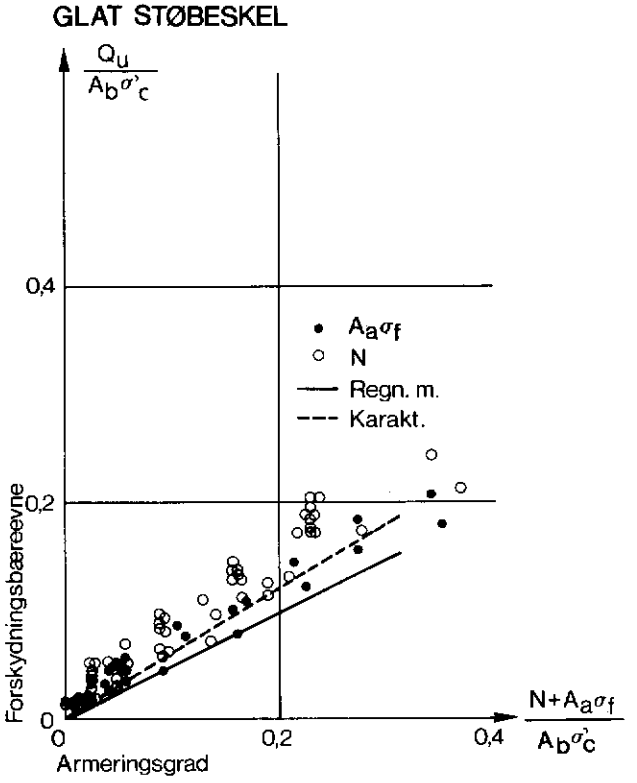
b. 1,1 - 1,2 for "friktionsbidraget". Denne partialkoefficient er ikke fastlagt i normen for betonkonstruktioner og har derfor måttet fastlægges skønsmæssigt. "Vejledning for fastsættelse af partialkoefficienter", se (10), tilsiger, at der skal divideres med en partialkoefficient i dette tilfælde.




Figur 4. Forsøgsresultater fra forsøg med ru støbeskel, se (6), (19), (20), (21) og (22), sammenholdt med karakteristiske og regningsmæssige bæreevner,

$\frac{Q}{A_b \sigma'_c} = 0{,}09 + 0{,}75\ \Phi$ henholdsvis $0{,}06 + 0{,}7\ \Phi$

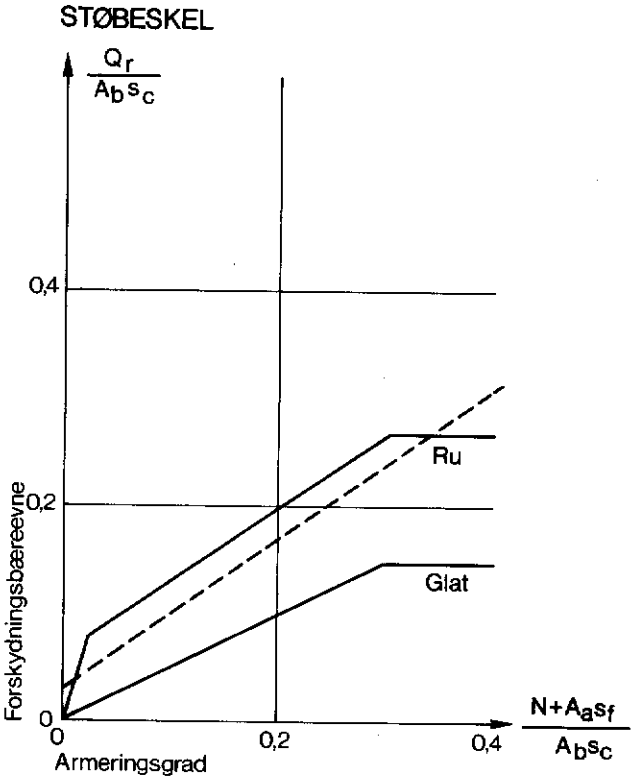
Anvendelsesgrænserne 0,02 og 0,3 for armeringsgraden skyldes dels teoretiske betragtninger, dels manglende forsøg med store armeringsgrader.




Figur 5. Forsøgsresultater fra forsøg med glatte støbeskel, se (8), (16), (17), (18), (20), (23), (24), (25) og (26) sammenholdt med karakteristiske og regningsmæssige bæreevner, $\frac{Q}{A_b\sigma'_c} = 0,6\ \Phi$ henholdsvis $0,5\ \Phi$.

## Skrå armering

Forsøg med skrå armering viser, at en opløsning af den regningsmæssige trækkraft i armeringen i et trækbidrag i forskydningsretningen og et friktionsgivende bidrag vinkelret på forskydningsretningen er i orden, når tværarmeringens vinkel $\alpha$ med forskydningsretningen ligger i intervallet $45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$. Ligger $\alpha$ udenfor dette interval forringes bæreevnen, se (11).




Figur 6. Sammenligning mellem gamle (punkterede) og nye beregningsregler (fuldt optrukne).

## Nye beregningsregler

De nye beregningsregler, som er gengivet i bilaget, opererer med ru, fortandede og glatte støbeskel, men er ligesom de gamle regler uafhængige af konstruktionsdel og fremstillingsmåde. Reglerne for glatte støbeskel gælder tillige for ru og fortandede støbeskel, som ikke opfylder de opstillede krav til udformning og udførelse.

I figur 6 er de nye beregningsregler for ru og glatte støbeskel sammenlignet med de gamle regler. Fortandede støbeskels bæreevne afhænger af fortandingsgraden og kan derfor ikke umiddelbart sammenlignes med de andre støbeskelstyper.

Beregningsreglerne er ligesom DS 411 i øvrigt møntet på brudsituationen. Dette er baggrunden for, at der for ikke trykpåvirkede glatte støbeskel advares mod de deformationer, der eventuelt kan optræde ved fuld udnyttelse af den regningsmæssige bæreevne.

En gennemgang af en række andre normer og normforslag viser, at alle stort set har samme form. Dog tager mange kun et friktionsbidrag i regning. Der er endvidere stor variation i fastsættelsen af bæreevnen for meget små og meget store armeringsgrader.

Anvendelse i praksis

I relation til anvendelsen i praksis kunne det bl.a. være værd at diskutere følgende forhold:

a. tværarmeringens forankring,

b. randproblemer

c. lange støbeskel, og

d. smalle fuger.

Tværarmeringen skal være forankret tæt op til støbeskellet, fordi de tværdeformationer der opstår i forbindelsen med forskydningspåvirkningen er små, af størrelsesordenen 0,5 mm. Til gengæld vil tværarmering placeret borte fra støbeskellets ender være godt forankrede, fordi forskydningskraften klemmer om armeringen på begge sider af støbeskellet. Dette indebærer bl.a. at overlappende bøjlesamlinger i smalle fuger kræver mindre overlapningslængde hvis fugen er forskydningspåvirket end hvis fugen er udsat for ren trækpåvirkning.

Placeres tværarmeringen tæt ved støbeskellets ender kan forankringen svigte, fordi dæklaget skubbes af.

Brud langs støbeskel vil ofte optræde i kombination med skårevnebrud i begge ender af støbeskellet. Hvilket kan formindske bæreevnen væsentligt, specielt for korte støbeskel og fortandede støbeskel med et ringe antal tænder.

For lange støbeskel må man være opmærksom på de ru og fortandede fugers ringe deformationskapacitet. Bæreevnen må her bedømmes udfra en elastisk spændingsbestemmelse. Dette gælder bl.a. de langsgående væg- og dækfuger i skivebyggeri med betonelementer, se (1). Beregninger viser, at støbeskellenes forskydningsstivhed i de fleste tilfælde er tilstrækkelig stor til, at denne ikke øver indflydelse på spændingsfordelingen, se (12).

De mange forsøg med forskydningspåvirkede fuger viser som tidligere nævnt, at bruddet praktisk taget altid foregår langs et af støbeskellene. Undtagelserne knytter sig oftest til tilfælde, hvor tværarmeringen mellem de tilstødende elementer er dårligt forankret.

Hvad der derimod kan tænkes at volde problemer for de smalle fuger, er udfyldningen af fugen og kvaliteten af fugebetonen. I begge henseender er det fortandede støbeskel at foretrække, dels fordi en lidt mangelfuld udfyldning ikke reducerer bæreevnen væsentligt, dels fordi bruddet foregår i fuge- eller elementtænderne og ikke i selve støbeskellet. Betonelementforeningen og FRI har udgivet en anvisning i udstøbning af fuger, se (13).

Andre problemer? - yderligere information på vej

Andre problemer kunne også være taget op i denne sammenhæng, bl.a. kravet om en vis armering af støbeskel mellem præfabrikerede dæk og overbeton.

Udvalget har en længere artikel om dimensionering af støbeskel under udarbejdelse (14) og vil gerne inspireres til at tage andre problemer op end de her nævnte.

Litteratur

(1): Skivebygningers stabilitet 2, Beregningsmetoder. - Mogens Buhelt m.fl. - SBI-anvisning 115. Hørsholm. - Statens Byggeforskningsinstitut. 1979. 54 s. A4.

(2): Dansk Ingeniørforenings norm for betonkonstruktioner. - DS 411. 2. udg. - Københavns Tekniske Forlag. 1973. 64 s. + vejledning 55 s. A5.

(3): Jensen, B.C.: Nogle plasticitetsteoretiske beregninger af beton og jernbeton. - Instuttet for Husbygning, Danmarks Tekniske Højskole, Rapport 111, 1975.

(4): Nielsen, M.P., Bræstrup, M.W., Jensen, B.C., Bach, F.: Concrete Plasticity. - Bygningsstatisk Selskab, Specialpublikation.

(5): Keyed shear joints. - SBI-rapport 97. Hørsholm. - Statens Byggeforskningsinstitut. 1976. 52 s. A4. - Indeholder bl.a. CIB-artiklen (21) og den afsluttende rapport vedr. DIAB's og SBI's vægfugeforsøg.

(6): Houborg, J., A.B. Sørensen: "Støbeskel". - Eksamensprojekt ved Afdelingen for Bærende Konstruktioner, DtH. Udført under vejledning af E. Skettrup og T. Brøndum-Nielsen.

(7): Rasmussen, B. Højlund: "Betonindstøbte, Tværbelastede Boltes og Dornes Bæreevne". DtH, Laboratoriet for Bygningsstatik. Meddelelse, Vol. 34, No. 2. Kbhv. 1962.

(8): Le comportement sous charges ou déformations répétées alternées des joints verticaux entre panneaux préfabriques. M. Pommert. Service d'Etude des Structures. Saint-Remyles Chevreuse. Centre Experimental de recherches et d'etudes du Batiment et des Travaux Publics (CEBT). 1972. 29 s. A4.

(9): Eriksson, Anders: "Structural behaviour of vertical joints in large panel buildings". Doktorafhandling. Chalmers Tekniska Högskola. Göteborg 1978.

(10): Vejledning for fastsættelse af partialkoefficienter inden for de forskellige normområder. - Særtryk fra Ingeniøren nr. 23, 1964.

(11): Mattock, A.H.: "Shear Transfer in Concrete having Reinforcement at an Angle to the Shear Plane". - ACI-Special Publication SP42, Shear in Reinforced Concrete, Paper 42-1.

(12): Diagrammer til tilnærmet beregning af afstivende vægge. - Klaus Hansen og S. Øivind Olsen. - SBI-rapport 92. København. - Statens Byggeforskningsinstitut. 1975. 24 s. A4.

(13): Anvisning i udstøbning af fuger. - Udgiver af Betonelementforeningen og FRI.

(14): Dimensionering af støbeskel. - Klaus Hansen m.fl. - Nordisk Beton. - Under udarbejdelse. Udkommer tillige som SBI-særtryk.

(15): Mehlhorn, Schwing, H., Berg, K.-R.: "Versuche zur Schubtragfähigkeit verzahnter Fugen". - Forshungsberichte aus dem Institut für Massivbau der Technischen Hochschule Darmstadt, nr. 34. Darmstadt, 1976.

(16): Pume, D.: "Investigations on Failure Criteria of Shear Key Joints". - CIB Working Commission W23A. - Meeting in Darmstadt October 1974. - Technishe Hochshule Darmstadt. Darmstadt 1975.

(17): Halasz, R. and G. Tantow: " Schubfestigkeit der Vertikalfugen im Grosstafelbau". - Berichte aus der Bauforschung, Heft 39. - Verlag Wilhelm Ernst & Sohn. - Berlin, 1966.

(18): Fauchart, J., Cortini, P: " Etude expérimentale de joints horizontaux entre panneaux préfabriques pour murs de betiments". - Essais et mesures no. 139. - Annales de l'Institut Technique du Batiment et des Travaux Publics. - Paris 1972.

(19): Anderson, A.R.: "Compisite Designs in Precast and cast-in-Place Concrete". - Progressive Architecture, sept. 1960.

(20): Paulay, T., Park, R. and Phillips, M.H.: "Horizontal Construction Joints in Cast-in-place Reinforced Concrete". - ACI-Special Publication SP42, Shear in Reinforced Concrete, Paper 42-1.

(21): Hofbek, J.A., Ibrahim, I.O., Mattock, A.H.: "Shear Transfer in Reinforced Concrete". - ACI Journal, Feb. 1969. and, Mattock, A.H., Hawkins, N.M.: "Shear Transfer in Reinforced Concrete - Recent Research". - PCI Journal, March-April 1972.

(22): Mattock, A.H., Johal, L., Chow, H.C.: "Shear transfer in reinforced concrete with moment or tension acting across the shear plane". - PCI Journal, Juli-August 1975.

(23): PCI Committee on Precast Concrete Bearing Wall Buildings: "Considerations for the Design of Precast Concrete Bearing Wall Buildings to Withstand Abnormal loads". - PCI journal, March-April 1976. - Comments by A.H. Mattoch and Committee.

(24): Gaston, J.R., Kriz, L.B.: "Structures - Scarf Joints". - PCI Journal, June 1964.

(25): Franz: "Versuche über die Querkraftaufnahme in Fugen von Spannbetonträgern aus Fertigteilen". - Beton- und Stahlbetonbau, Juni 1959.

(26): Jones, L.J.: "Shear Tests on Joints between Precast Posttensioned Units". - Magazine of Concrete Research, vol. II, 1959.

BILAG

Ændring af afsnittene vedr. støbeskel i DIF's norm for betonkonstruktioner (DS 411) og tilhørende vejledning.

6.1.5 Forskydning i støbeskel[v]

Der skelnes mellem fortandede, ru og glatte støbeskel (v). For fortandede støbeskel tages kun tandarealet[v] i regning.

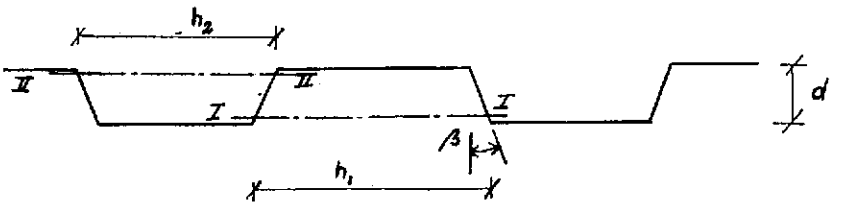
Under forudsætning af at

$$0.02\ s_c \leq \varphi\ s_f + \sigma_c \leq 0.30\ s_c$$

kan den regningsmæssige forskydningsbæreevne bestemmes som summen af et friktionsbidrag og et betonbidrag (v). $\varphi$ er armeringsforholdet for den del af armeringen gennem støbeskellet som deltager i forskydningskraftoptagelsen. $\sigma_c$ er trykspændingen i støbeskellet hidrørende fra den regningsmæssige last. For fortandede støbeskel anvendes kun tandarealet ved beregning af $\varphi$ og $\sigma_c$.

Den regningsmæssige friktionskoefficient er $\mu$ = 0.9, 0.7 og 0.5 for henholdsvis fortandede, ru og glatte støbeskel. Betonbidraget kan regnes til $t_b = 0{,}06\ s_c$ og kan kun tages i regning for fortandede og ru støbeskel.

Tværarmering, der danner en vinkel $\alpha \leq 90°$ med forskydningsretningen, kan regnes effektiv for værdier af $\alpha$ i intervallet $45° \leq \alpha \leq 90°$.



ad 6.1.5 Forskydning i støbeskel

Et støbeskel kan regnes fortandet, når tandhældningen $\beta \leq 30°$ og tanddybden $d \geq 10$ mm. Tandarealet er defineret som tværsnitarealet af tænder af samme materiale i et snit parallelt med støbeskellet.

Snittet kan placeres ved bunden af de tænder, som ønskes undersøgt.

Tandarealet af tænderne for konstruktionen under støbeskellet på figuren er således tværsnitarealet af snit I-I, medens tandarealet af tænderne for konstruktionen over støbeskellet er tværsnitarealet af snit II-II.

Den effektive tandlængde $h_1$ eller $h_2$ må ikke regnes større end 8 d.

Et støbeskel regnes ru, når ruheden forekommer over hele overfladen. Dybden i ruheden skal være større end 3 mm. Den ru overflade skal være rengjort og fri for cementslam. Støbeflader støbt mod formsider kan normalt ikke regnes ru.

Under de forudsætninger, som er angivet i normen, kan den regningsmæssige forskydningsbæreevne t bestemmes af

$$t = t_b + \mu(\varphi s_f + \sigma_c)$$

$$+ \varphi s_f \quad .$$

For $\varphi s_f + \sigma_c < 0.02\ s_c$ kan der interpoleres retlinet mellem 0 og den til $\varphi s_f + \sigma_c = 0.02$ svarende regningsmæssige forskydningsbæreevne.

Hvis $\varphi s_f + \sigma_c > 0.30\ s_c$ kan forskydningsbæreevnen sættes til den til $\varphi s_f + \sigma_c = 0.30 s_c$ svarende værdi.

Tværarmering der danner en vinkel $\alpha$ i intervallet $45° \leq \alpha \leq 90°$ bidrager med $\mu\ \varphi s_f \sin\alpha + \varphi s_f \cos\alpha$

når $0.02\ s_c \leq \varphi s_f \sin\alpha + \sigma_c \leq 0.30\ s_c$.

For ikke trykpåvirkede glatte støbeskel opnås den regningsmæssige bæreevne først efter kendelige forskydningsdeformationer.

I 8.3.4 erstattes "God vedhæftning mellem ....cementvælling eller cementmørtel" af:

God vedhæftning mellem gammel og ny beton i støbeskel bør sikres ved, at den gamle betonoverflade inden påstøbning af ny beton renses og vandes. Der må ikke stå vand, når ny beton udstøbes. Den ny beton bearbejdes omhyggeligt op mod støbeskellet.

DET KONGELIGE DANSKE KUNSTAKADEMI
Arkitektskolen, Forskningsafdelingen
Kongens Nytorv 1
1050 K

Anvendelse af ferrocement til bygningskonstruktioner

Michael Freddie, kandidatstipendiat, arkitekt m.a.a.

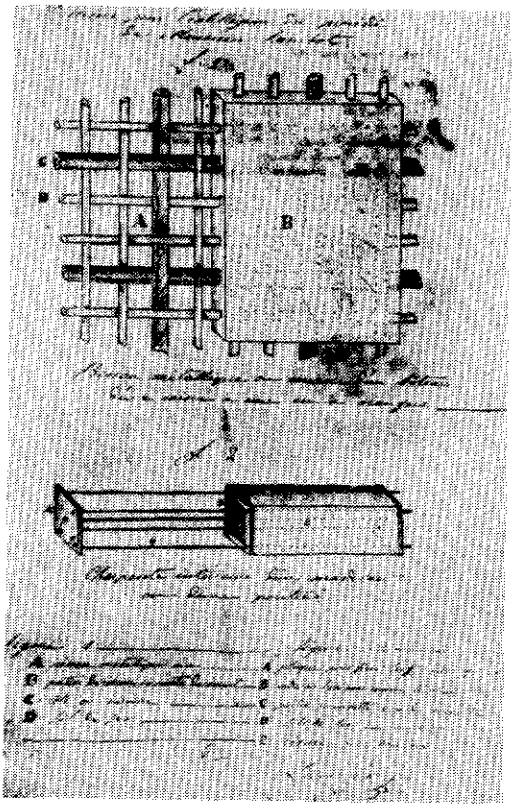
August 1979

INDHOLD Side

## OPRINDELSE OG TIDLIGERE ANVENDELSE

Et af de første kendte eksempler på jernbeton er en netarmeret betonbåd bygget i 1845 af godsejeren og gartneren Joseph Louis Lambot fra Montfort i Sydfrankrig.

I begyndelsen af 1840 opfinder Lambot, hvad han selv kaldte "Fericement", d. v. s. en art netarmeret beton. I 1844 bygger han plantekummer, vandbeholdere og lignende gartneriredskaber til sin bedrift. I 1845 bygger han sin første båd, en ca. 8 fods rojolle og i 1855 patentanmelder han sin opfindelse og udstiller robåden samme år på Verdensudstillingen i Paris.

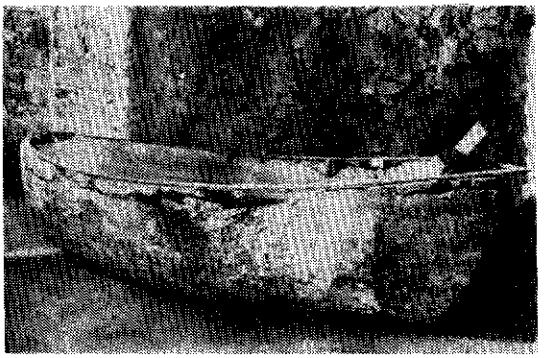


Lambots patentansøning fra 1855

På Verdensudstillingen vækker Lambots båd stor opmærksomhed, og den franske krigsmarine indbyder Lambot til at forelægge sin opfindelse for marinens skibskonstruktør, som dog efter adskillige undersøgelser og interne diskussioner erklærer, at "Fericement" ikke er velegnet til krigsskibe.

I de følgende år eksperimenterer Lambot videre og bygger også en større lastpram, som afprøves på floden Argens. Denne båd vides der meget lidt om, og om han også prøvede at anvende sin "Fericement" til bygningskonstruktioner er ikke bekendt. Lambot konstruerede senere sindrige vandings- og drænings anlæg og opdyrkede utilgængelige, kuperede arealer på sit gods Miraval, og han døde i Brignoles i Sydfrankrig i 1887.

I 1955 fandt man Lambots både på bunden af søen ved hans gods. Den ene var meget velholdt og næsten uskadt, mens den anden var i meget dårlig stand, og det viste sig så, at sidstnævnte havde været i brug indtil 1902. I 1959 på hundredeårsdagen for "Beton arme" blev det besluttet af Det franske Ingeniørakademi, at Lambots to ferrocement robåde skulle udstilles som en hyldest til en af den armerede betons pionerer. Begge både er nu udstillet på det lokalhistoriske museum i Brignoles.



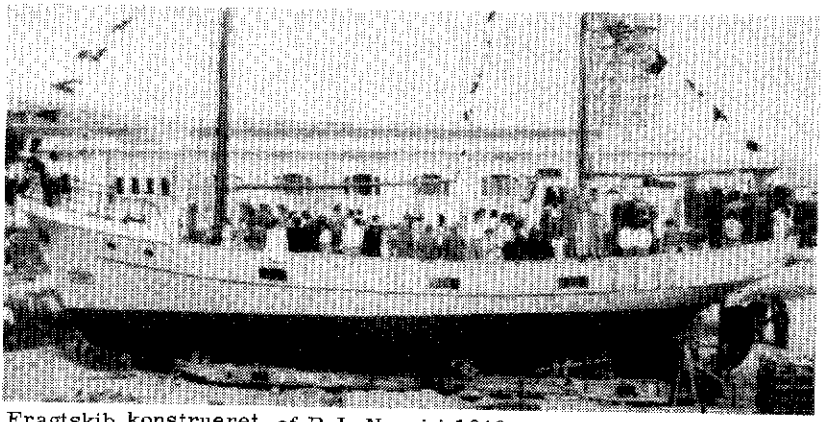
Lambots originale båd på museet i Brinogles

Omkring 1. verdenskrig blev ferrocement af materialeøkonomiske grunde anvendt til større skibsbygningsopgaver og forsøgsvis endog til bilkarosserier og Christiani & Nielsen byggede i 1918 på Kjøge Værft et 180 ft. skibsskrog.

Under 1. verdenskrig blev der således bygget adskillige fragtskibe, lægtere, ontoner og flydedokke. De fleste skibe blev bygget i USA og det hidtil største ferrocement skib, det amerikanske "Selma", var 434 ft., ca. 130 m, langt og havde en dødvægt på 6.340 t.

Udviklingen af ferrocement som skibsbygningsmateriale var i mellemkrigsårene meget beskeden og de samme fremstillingsprocesser blev derfor anvendt, da der under anden verdenskrig af materiale økonomiske årsager igen blev fremstillet ferrocement skibe.

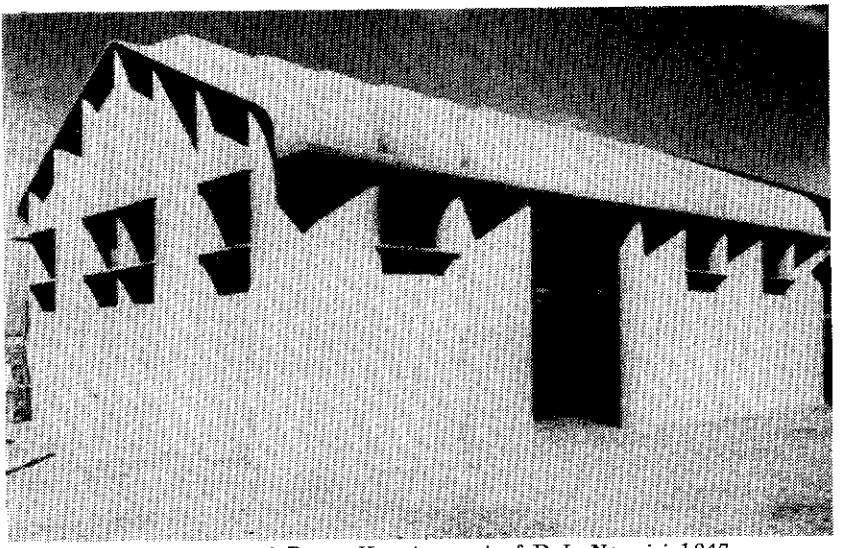
Allerede i 1942 havde den italienske ingeniør og arkitekt Pier Luigi Nervi skitseret et projekt til en kæmpehal i Vatikanet til brug for paven, når han holder messe, audiens og andre celebre begivenheder. Nervi havde flere år forinden studeret ferrocementprincippet, og skitserede derfor i sikker overbevisning om, at det kunne lade sig gøre at udføre bygningen i ferrocement. 30 år senere realiseredes projektet, selvom hallen idag ikke er af ferrocement i den oprindelige tænkte form, men af armeret beton efter et princip som er udviklet ud fra ferrocementkonstruktioner.



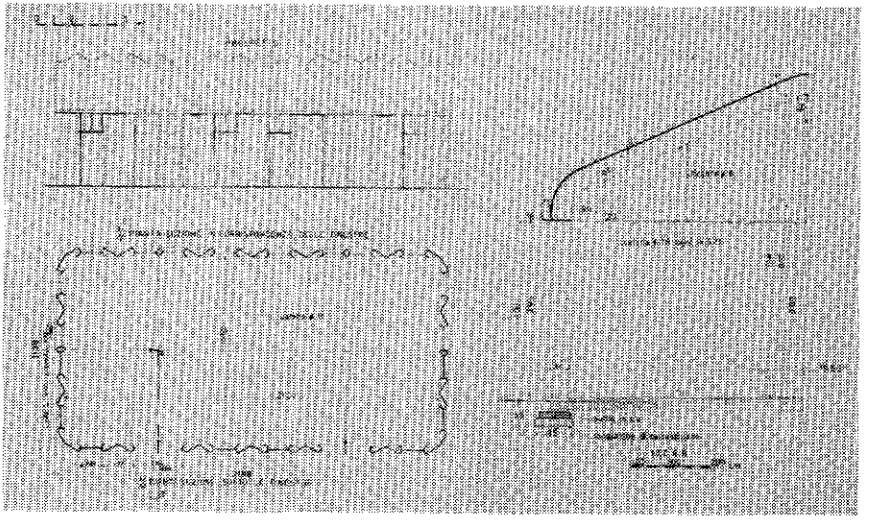
Fragtskib konstrueret af P.L.Nervi i 1946

Ved den anden verdenskrigs slutning var der stor mangel i Italien på stål og et skibsværft i Amzio så derfor anvendelsen af ferrocement som en løsning til fremstilling af to mindre fragtskibe. P. L. Nervi og arkitekten Bartoli fik overdraget opgaven at projektere de to fragtskibe. Skibene skulle anvendes til skrottransport.
Tykkelsen af skroget på skibene var på 3,5 cm. Armeringen var bygget op med 2 langsgående og 2 tværgående Ø6 rundjern og belagt med 4 lag net på hver side.
Efter 8 års sejlads på Middelhavet var skibene, som på søsætningsdagen og havde kun fordret ringe vedligeholdelse.
Samme værft byggede nogle år senere en flydedok over 2 dobbeltpontoner i ferrocement til brug for mindre fartøjer. Denne flydedok vejede ca. 20 tons.

Nervi byggede til sig selv i 1948 en meget smuk 12,5 m ketch. Båden hedder "Nennele" og trods to store uheld, hvor skibssiden er blevet påsejlet, er den endnu fuldt sejldygtig. Den har en skrogtykkelse på kun 12 mm, og er armeret med 7 lag net og et mellemliggende rundjern Ø 6 på langs og med en afstand på 5 cm. Disse rundjern blev holdt på plads af et skellet, en art spanter af jernrør med 25 mm i diameter og med en afstand på 1 m.



Ferrocementlagerhal i Rom . Konstrueret af P. L. Nervi i 1947



Ferrocementlagerhal i Rom

Sideløbende med skibsproduktionen arbejdede Nervi sammen med ingeniør Guido Oberti på den Polytekniske højskole i Milano med forsøg for at finde en teknologi til fremstilling af ferrocementelementer til bygningsbrug. Som resultat af disse forsøg blev der i efteråret 1946 opført en 220 $m^2$ lagerbygning i udkanten af Rom. Væggene og taget har en tykkelse på 3 cm og væggene er udført som en 1,7 m bred, 44 cm høj og 4,0 m lang bølget profil. Taget er to mod hinanden støttende profiler, 1,45 m brede, 44 cm høje og 6,3 m lange. Der er indsat et 22 mm trækbånd fra tagfod til tagfod.

Der var stor tilfredshed med denne første bygning opført i ferrocement, skønt omkostningerne med opførelsen var noget større end, hvis den var opført i traditionelle materialer.

Til den store udstillingsbygning i Torino projekterede Nervi i 1947 en 7.500 $m^2$ hal med en hvælvning på 98 m, udført af præfabrikerede ferrocementelementer, der er 4,5 m lange, 2,5 m brede, 1,45 m høje og med en konstruktionstykkelse på 4 cm. I en del af elementerne var der udspæringer for ovenlyse.

Hvælvningen blev udført ved at oplægge ferrocementelementerne i forlængelse af hinanden og samlingerne er lukket med udstøbning af armeret beton, støbt i elementets fordybning og i en forskalning på elementets top. Denne teknik, med mindre præfabrikerede elementer, var en økonomisk fordel, idet man derved sparede en kostbar forskalning under hele hvælvet og ferrocementen viste sig her for første gang som et konkurrencedygtigt bygningsmateriale.

I 1949 tegnede Nervi en udstillingsbygning i Toren, Salon-C, og tagkonstruktionen over galleriet var et bølgeformet ferrocementelement, med en spændvidde på 16 m. Oven på elementet blev anbragt en hård 4 cm isolerende plade, fastholdt af udstøbte jern i ferrocementelementet, og derpå igen udstøbt i 4 cm betondæk med en Ø 5 mm krydsarmering, med en centerafstand på 20 cm.

Under krigen blev Søfartsakademiet i Livorno ødelagt, og Nervi fik til opgave at rekonstruere skolens svømmehal. Taget er dannet af bølgeformede, præfabrikerede elementer i ferrocement, og de halve buer støtter gensidigt hinanden.

Teknikken med de bølgede ferrocementelementer blev i 1953 yderligere forbedret, og Nervi tegnede en bygning til en tekstilmesse i Milano. Det var en 85 m lang, krum 2 etagers bygning, med balkon og restaurant øverst. Over balkonen er et 12 m bredt halvtag, udført af præfabrikerede ferrocementelementer, hvor yderste halvdel af taget er indspændt.

Med de gode erfaringer Nervi havde med præfabrikation af ferrocementelementer, projekterede han i 1949 en tobaksfabrik i Bologna. Taget og etageadskillelserne var præfabrikerede kasseformede ferrocementkassetter på ca. 2,5 $m^2$, og med en højde på ca. 40 cm. Efter oplægning på en enkel forskalning, blev der lagt en krydsende armering og støbt henover.

En videreudvikling af dette system blev vist i taget på en tekstilfabrik ved Rom i 1951. Her havde Nervi udformet ferrocementkassetterne ud fra det isostatiske kraftforløb, der forekommer i et plant dæk, og havde derved skabt et materialeøkonomisk og tilmed smukt loft.

I 1951 tegnede Nervi et 3.500 $m^2$ stort saltlager i Tortona. Det er en lang, smal bygning med et 35 m bredt og 30 m højt hvælv. Hvælvet er bygget op af præfabrikerede, rudeformede ferrocementkassetter og overstøbt med armeret beton.

Det sidste store bygningsværk, hvor ferrocement indgik som grundbestanddel var i den Olympiske hal, "Palozzetto dello Sport" i Rom, projekteret af Nervi i 1956.

Palazetto dello sport. Rom 1956. Projekteret af P. L. Nervi

Præfabrikerede ferrocementkassetter, hvor der imellem kassetterne blev nedlagt armeringsjern, og støbt over, udgjorde den næsten 60 m store cirkulære hvælvning.

I Palazzo dello Sport i Rom fra1960 benyttede Nervi isostatisk formede præfabrikerede ferrocementkassetter i dækket over kælderen, rundt i bygnings yderzone.

Alle de bygninger hvortil Nervi projekterede ferrocementkomponenter, blev seriefremstillet på fabrik, men med manuelle arbejdsprocesser.

I Østeuropa, og især i Sovjetunionen, blev der i 50-erne igangsat forsøg for at anvende ferrocement til bygningsproduktion.

I perioden 1957-61 har Udviklingsafdelingen under RSFSR Statslige Byggekomités Landbrugsafdeling i USSR foretaget studier over muligheden af at anvende ferrocement til fabrikation af bærende eller supplerende ferrocementkonstruktioner i landbrugsbygninger og dertil hørende anlæg.

På grundlag af disse forskningsarbejder og praktiske forsøg, blev der i begyndelsen af 1961 udgivet en publikation: "Midlertidig introduktion til projektering og planlægning af tyndvæggede beton-reservoirer og betontage til landbrugsbyggeri". Report nr. VSN/BCH 00-61, og derefter udarbejdedes bygnings- og anlægsprojekter, der tillod produktion af afprøvede typer af ferrocementkonstruktioner i landbrugsbyggeriet.

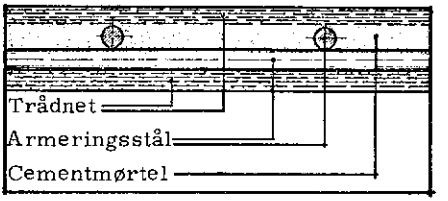
FERROCEMENTENS KARAKTERISTIKA

Ferrocement eller rettere mikronetarmeret beton, er betegnelsen på et konstruktionsmateriale bestående af en finkornet, cementrig beton med armeringen jævnt fordelt over hele tværsnittet i form af et finmasket trådnet i tætliggende lag omkring en spinkel centerarmering af armeringsjern og med konstruktionstykkelser fra ca. 10 mm og op til ca. 45 mm.

Ferrocementen arter sig som et homogent, elastisk materiale med høj trækstyrke, der tillader udførelser af skalkonstruktioner og spinkle elementer, med en mindre egenvægt end det er muligt at opnå med al-

mindelig armeret beton.

Ferrocement har en struktur, der gør det beslægtet med fiberarmerede materialer, som asbestcement og glasfiberarmeret plast. Denne struktur giver ferrocementen egenskaber, der er velegnet til at formgive i tynde og krumme flader.



Princippet i en ferrocementplade

Ferrocementens bøjningstrækstyrke kan regnes 4-5 gange større end for en tilsvarende uarmeret beton. Trådnetarmeringen forstærker endvidere cementmørtelen, idet der om hver tråd danner sig en "betonskal" på 2 til 3 mm tykkelse med tilsyneladende højere trækstyrke. Ved adhæssioner mellem cementmørtelen og tråden bliver disse betonskaller forhindret i at briste, da cementmørtelens adhæssion med tråden er større end dens trykstyrke. Er afstanden mellem trådene endvidere så lille, at de nekelte betonskaller som danner hele små betonstave, skærer hinanden, så opnår vi en tilsyneladende trækfast beton.

Trådnetarmeringen bevirker ligeledes, at revneantallet forøges, svarende til en revneafstand lig med maskevidden i trådnettet, samtidig med at vidden af den enkelte revne formindskes tilsvarende.

Trykstyrken i ferrocement er ca. 25% højere i forhold til uarmeret beton for trykretning parallelt med nettene og mellem 50 og 100% for trykretning vinkelret på armeringsnettene.

Af stor betydning for ferrocementkonstruktioners holdbarhed og specielt korroisionsbestandighed er ferrocementens vandtæthed. Den finmaskede netarmering forøger vandtætheden betydelig og især den cementrige mørtel bidrager til materialets korrosionsbestandighed, dels ved ringere kapillarvirkning og ved sin passiverende virkning.

MATERIALESAMMENSÆTNING

Ferrocement er karakteret dels af sit store indhold af armering og dels af cementmørtelens høje cementindhold.

Armeringsindholdet pr. $m^3$ ferrocement ligger på 400 til 500 kg og armeringens specifikke overflade ligger mellem 2,0 og 3,5 $m^2$ pr. $m^3$ ferrocement. Cementindholdet ligger mellem 600 til 1000 kg/$m^3$ med et cement-/sandindhold fra 1:3 til 1:1. Vand/cement-forholdet er normalt 0,35 og bør ikke overstige 0,40.
Ferrocements rumvægt ligger således på 2350 til 2600 kg/$m^3$.

Armeringen i ferrocement kan deles i to kategorier: Cementarmering, d.v.s. rundjern eller fladstål og trådnet.
Centerarmering kan være almindelig rundjern St. 37, kamstål eller tentonstål, og med diameter på 5 til 15 mm, anbragt med en indbyrdestæthed fra 5 til 15 cm. Svejsede trådnet kan også anvendes. Fladstål som Heig tensile-kvalitet med max. dimension på ca. 5x25 mm er særdeles velegnet, men er dog ikke sjevsbar. Trådnettet er af almindelig blødt stål, eventuelt galvaniseret, med tråddiameter fra 0,5 til 1,6 mm og maskevidder fra 5 til 20 mm. Maskerne kan være hexagonale eller kvadratiske, og vævede eller sjevsede. Kvadratisk svejsede net er dog mest velegnet. Strækmetal kan også anvendes, men er mindre velegnet ved dobbeltkrumme flader.

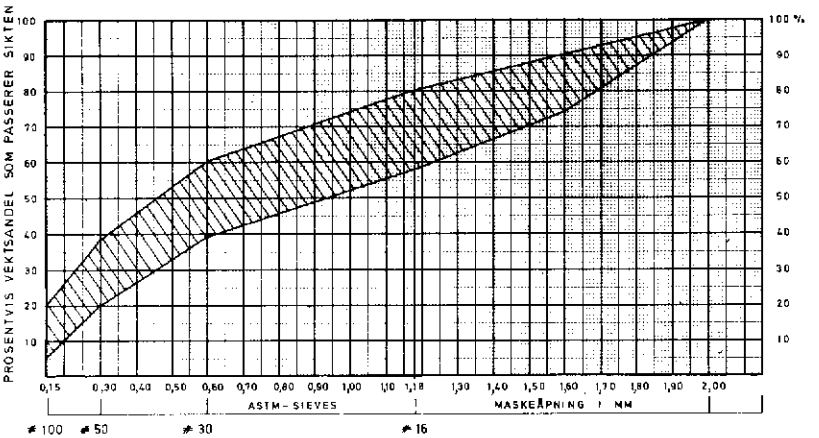
Cementen der anvendes er almindelig portland, dog til skibsfremstilling kan det være fornuftigt at anvende sulfatbestandig cement.

Som tilslagsmateriale anvendes kun sand, og med største kornstørrelse på 3 mm, med mindst 8-10 vægtprocent materiale mindre end 0,125 mm. Sandet bør være rent kvartssand og ikke skarpkantet, for at holde et så lavt v/c-tal som muligt.

Der kan anvendes tilsætningsstoffer for at reducere vandbehovet, ved f.eks. at tilsætte luftindblandingsstoffer svarende til 3-4% indblandet luft.
Ubetydelige mængder af Chronedioxide kan tilsættes blandevandet, hvis

der anvendes galvaniseret net for da at modvirke en galvanisk strøm, der ellers vil medføre en brintudvikling omkring trådnetarmeringen. Puzzolaner i indtil 10-15% af cementvægten kan tilsættes for at opnå større bearbejdelighed og tæthed og mindre svendrevner.

M. h. t. overfladebehandling kan ferrocement betragtes som almindelig jernbeton, og isoleringsmæssigt kræves kun særbehandling ved brandisolering, idet ferrocement her må behandles som en stålkonstruktion, p. g. a. at det ringe mørteldæklag på 2-3 mm af armeringen.

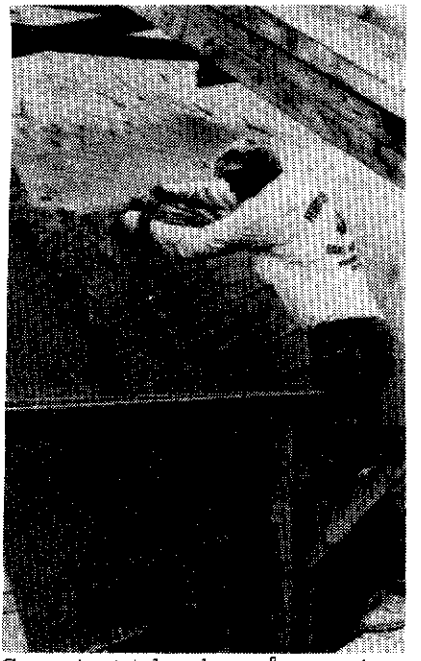



Korngradering af støbesand

## HÅNDVÆRKSMÆSSIG UDFØRELSE

I forhold til almindelige betonkonstruktioner behøver ferrocementkomponenter ikke at støbes i form. Formgivningen af et element sker da i opbygningen af et stift skellet, som en centerarmering og herpå fastgøres trådnettene.
Der kan også opbygges en træform, hvorpå center- og netarmering fæstnes. Ved denne metode kan centerarmeringen eventuelt udelades, dog afhængig af form og anvendelse.
Mørtelen kan påføres med hånden med et pudsebrædt eller med sprøjte, og en vis vibrering kan være nødvendig for at sikre, at cementmørtelen komprimeres effektivt omkring armeringen.
Ved ferrocementkonstruktioner må det nøje påses, at den forrerst udstøbte mørtel holdes fugtig de første 28 døgn for at hindre, at overfladen krakelerer. Det er også muligt at damphærde ferrocement, hvorved den samlede produktionstid kan forkortes.


Armering fastgøres til form

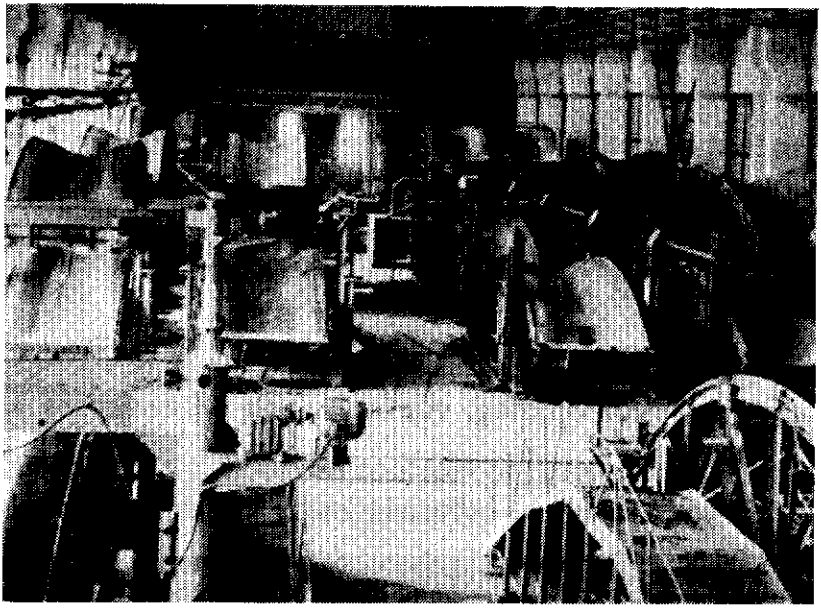

Cementmørtel pudses på armering

INDUSTRIEL FREMSTILLING

En forudsætning for anvendelse af ferrocement i nutidigt byggeri er, at ferrocementkomponenter kan fremstilles industrielt og det er derfor essentielt, at der udvikles en industriel teknologi, der gør det muligt at seriefremstille ferrocementprodukter af høj kvalitet.

For at en en fremstillingsproces skal være mulig i en industriel storproduktion, skal fremstillingen af armeringen og udstøbningen af cementmørtelen være mekaniske processer, idet disse processer er de grundlæggende faser for en produktion. De metoder der hidtil har været anvendt ved industriel fremstilling af ferrocementkomponenter har været af manuel karakter. Således, som de af ingeniør P. L. Nervi, præfabrikerede halkonstruktionselementer fra slutningen af 40-erne og i 50-erne.

Der er idag udviklet processer for mekanisk fremstilling af armeringsenheder, hvilket hidtil har været den mest tidskrævende manuelle ar-



Tagelementproduktion med trykvibrationstøbning i USSR

bejdsproces.
Armeringsenheder, oftest bestående af både centerarmering og netarmering, kan nu samles ved hjælp af elektrosvejsning og modstandssvejsning i automatiske produktionsanlæg.
Ved en efterfølgende proces er det muligt at formpresse eller koldvalse plane armeringsenheder til en ønsket enkel- eller dobbeltkrum form.

De mekaniske støbeprocesser, der nu anvendes bygger alle på frisk cementmørtels gode plastiske evne. Det kan være enten ved vibrering, hvorved mørtelen fordeler sig jævnt, eller ved transport gennem en mørtelpumpe.
Ud fra disse to principper er der udviklet mange forskellige støbemetoder for mekanisk, atomatisk udstøbning.

Ferrocement har som husbygningsmateriale hidtil ikke haft stor udbredelse i den vestlige verden, hvorimod der i de østeuropæiske lande er udført eksperimenter og bygget en mængde forskellige elementer, hovedsagelig tagelementer, af ferrocement. Der er stort set anvendt de samme konstruktive principper, som Nervi brugte, men man har i højere grad mekaniseret selve elementfremstillingen, og derfor i stort omfang brugt udstøbning af elementerne i forme.

Armeringsfremstilling

Ved storproduktion af ferrocementlaminater er fremstillingen af armeringen den del af fremstillingsprocessen, der er den vanskeligste og mest tidskrævende fase og den største hindring for en egentlig industrialiseret serieproduktion.

Den produktion, der hidtil har været, er da også i stor udstrækning en kombination af en manuel bearbejdning suppleret med forskellige maskinelle hjælpeaggregater. Armeringsfremstillingsfasen kan deles i to: Fremstilling af centerarmeringen og beklædning med trådnetarmeringen.

Den første fase er teknisk set ret simpel, hvis det er ferrocementelementer med enkeltkrum form, idet der så kan benyttes punktsvejsning/ modstandssvejsning til at samle centerarmeringen med og derefter formpresse det svejste gitter. Det er samme svejsemetode der anvendes ved fremstilling af de stålnet, der idag benyttes til armering af store beton-

flader.
Centerarmeringen ved dobbeltkrumme ferrocementlaminater må ofte fremstilles enkeltvis og da samles v. h. a. almindelig elektrosvejsning eller med manuel trådbinding. Der er udviklet en metode, hvormed centerarmeringen forspændes over en form og yderligere ved hjælp af afstandsholdere i kunststof eller beton, holdes fri af formen. Denne metode sikrer tillige en nøjagtig centerarmeringsplacering. Spiraler har vist sig velegnede som afstands holdere.
Omkring centerarmeringen skal trådnetarmeringen hæftes. Denne fase udføres ofte manuelt, ved at nettene bindes indtil centerarmeringen med ståltråd.

Netarmeringen behøver nødvendigvis ikke at være forbundet til centerarmeringen, og i lighed med forspændt centerarmering kan netarmeringen også forspændes, men i så fald kan der ikke benyttes hexagonal trådnet.

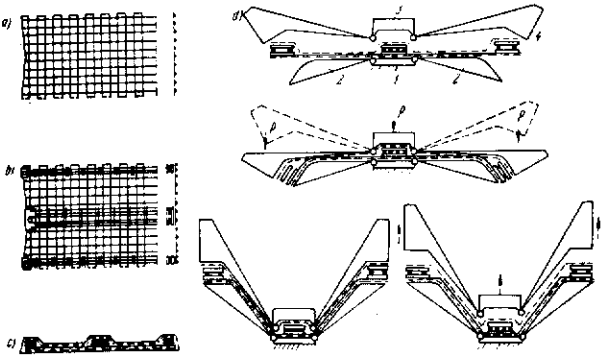
Forspændingsmetoden af såvel centerarmering som netarmering vil kunne give et ferrocementlaminat en yderligere styrke, hvis det er den rette form.

En dansk opfinder, Søren Basse, har udviklet en speciel form for modstandssvejsning, som er blevet provisionalpatent anmeldt i Storbritannien.
Hidtil har det været vanskeligt at modstandssvejse et tyndt emne sammen med et emne med større godstykkelse, f. eks. armeringstrådnet til rundjern, hvilket vil sige et masseforhold på ca. 1:35.

Disse vanskeligheder synes at være løst med Søren Basses metode, hvormed der åbner sig nye muligheder for en automatiseret serieproduktion af ferrocementlaminater, idet selve netbindingen hidtil har været den mest arbejdskrævende proces.

I USSR er udviklet processer, hvorved der fremstilles armeringslaminater, der er færdigmonteret lige til at placere i en støbeform.
Armeringslaminater samles plant, enten manuelt eller ved svejsning og kører derefter igennem stålruller. Denne proces kendes fra de koldvalsede stålprofiler. En anden proces består i at et plant armeringslami-

nat i en matrisse, formpresses til den givne form.



Skema for fremstilling af armering
a. svejsning af centerarmering
b. på svejsning af længdearmering
c. påsvejsning af netarmering
d. formpresning af armeringen.

Støbemetoder

Vibrationsstøbning i dobbeltform.

Metoden beror på cementmørtelens evne til ved intensiv vibrering at blive velflydende. Cementmørtelen kan ved denne metode tilsættes plastificerende stoffer for at opnå større bearbejdelighed og luftindblandede tilsætningsmidler for at mindske separationstendensen.

Ferrocementelementerne fremstilles i en dobbeltform af stål. Ved mindre komponenter placeres formen på et vibrationsbord, men ved større komponenter er vibratorer anbragt på selve støbeformen.

Den færdige armering anbringes i støbeformen, og cementmørtelen render gennem en åbning i støbeformens overside, ned i formen og bliver komprimeret jævnt omkring armeringen i kraft af vibrationerne. Efter at ferrocementen er damphærdet kan den afforskalles.
Metoden er særdeles velegnet til bygningskomponenter med dobbeltkrum form og til en mindre fabrikation da støbeformforbruget er stort.

Glidende vibrationsstøbning

Fundamentsformen er en massiv betonblok, hvis form svarer til elementets underside. På skinner anbragt langs med fundamentsformen er anbragt en støbeslæde.
Støbeslæden består af en forsyningsbeholder til den færdigblandede cementmørtel, en fordelingsslidske og en slæbesko, der skal komprimere cementmørtelen, hvis form svarer til elementets oversidę og på hele denne anordning er anbragt vibratorer. Denne slæbesko er anbragt i en højde over fundamentsformen, der svarer til elementets tykkelse.
Fremstillingsprocessen er følgende:
Støbeslæden bevæger sig hen over fundamentsformen, hvorpå armeringen er anbragt. Cementmørtelen glider af fordelingsslidsken ned på armeringen og af slæbeskoen og ved hjælp af vibrator presses her mørtelen ned igennem armeringen og efterglattes til sidst af en glidesko.

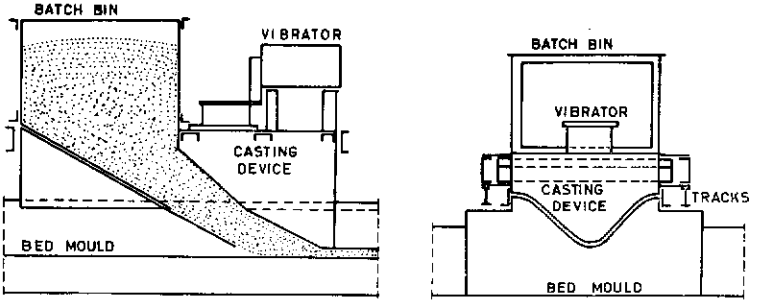



Fig. 1 Støbeslæde

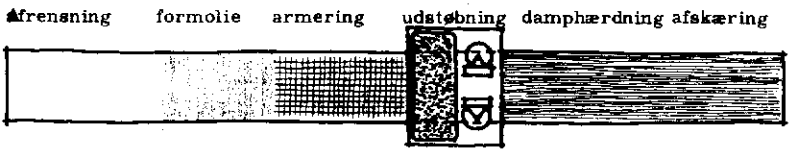
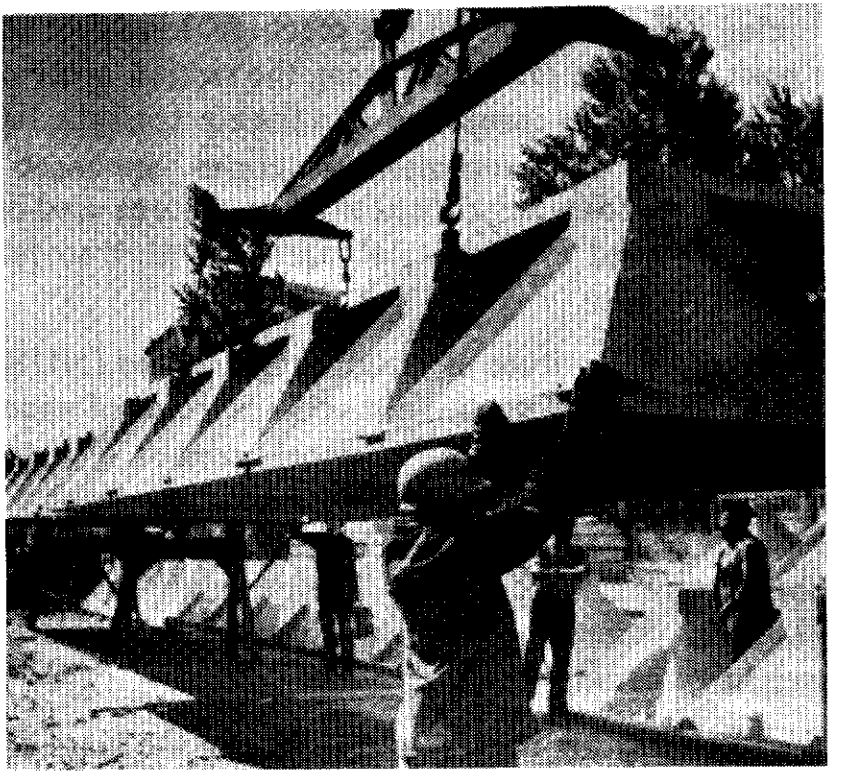



Fig. 2 Fremstillingsprocessens forløb

Trykvibrationsstøbning.

Metoden er velegnet til komplicerede u-formede elementer og til en automatiseret serieproduktion.
Elementerne fremstilles af en støbeform, hvori der anbringes en formkerne, der i udstrækning og krumning passer med matricen. Dette princip kan benyttes på flere måder, idet matricen kan være fast forankret til et fundament, eller ophængt så den kan sættes i vibrationer. Formkernen kan alene udøve tryk p. g. a. sin egenvægt, eller både udøve tryk og sættes i vibrationer. Formkernen bevæger sig kun i lodret retning, hvorved afstanden til de ikke vandrette flader aldrig bliver mindre end det færdige elements tykkelse.



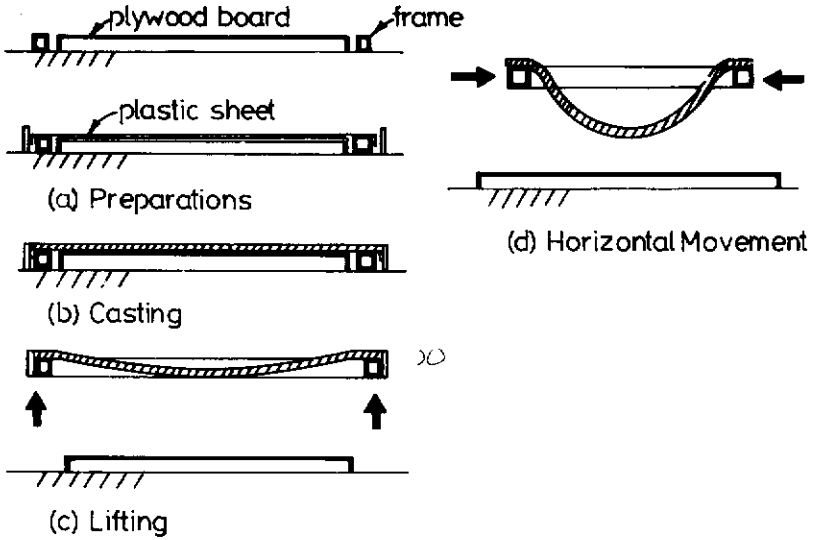
Ferrocementtagelement fremstillet v.h.a. trykvibrationstøbning

Deformeringsstøbemetoden.

Denne metode udnytter den egenskab, at et tyndt lag cementmørtel er formbart indtil hærdeprocessen begynder, uden at ødelægge den størknende cementmørtels form og struktur.

Fordelen ved denne metode består i, at der først kan udstøbes en plan plade, hvorefter deformationen finder sted til den endelige form. Hermed kan fremstilles bygningselementer med enkelt- og dobbeltbuede og foldet tværsnit.

Deformeringsmetoden kan udføres på fire forskellige måder: Løftedeformering, foldedeformering, rulledeformering og krumningsdeformering.




Løftedeformering.
Ved denne metode opstår deformeringer, og det vil her sige nedbøjninger som følge af ferrocementpladens egenvægt.
Støbeformen består af en stiv jernramme, hvorpå der er fæstnet en elastisk membran, der hviler på et plant underlag. På membranen støbes en ferrocementplade, og rammen løftes umiddelbart efter udstøbningen, hvorved ferrocementpladen vil bue nedad.
Ferrocementpladen må nu blive i denne position og kan afmonteres, når elementet er hærdet.

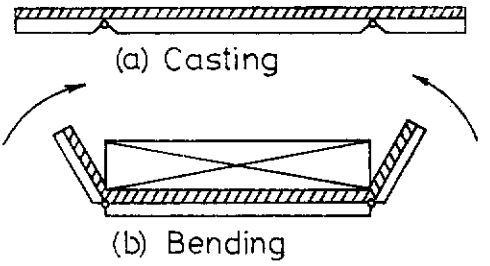
Foldedeformering.
Metoden er udviklet af den russiske ingeniør Shanchiev og er baseret på en plan støbt ferrocementplade, der ved foldning får den ønskede form. Formbunden består af en fast central del fastgjort til fundamentet og af op- eller nedklappelige sideplader. Ledfugerne er tildækket med elastiske plader eller gummistrimpler.

Længderibber kan udføres ved passende fordybninger i formbunden, og det samme gælder for tværribber. Disse kan dog kun udføres i mindre tykkelse, da de i tilfælde af at større dimensioner ødelægges omkring bøjningspunkterne.

Til fremstillingen af de plane byggeelementer, anvendes hovedsagelig den stationære vibrationsstøbning med dobbeltform.

Netarmeringen udlægges på formens bund, fastgøres til formkanten for at sikre armeringens nøjagtige placering. På denne måde vil det også være muligt at fremstille formspændte elementer.

Efter støbningen af den plane plade, foldes sidefladerne. Det er fordelagtigt før foldning epefter at have en kerne på den faste del, imod hvilke sidefladerne bøjes. Ved en kort eftervibrering af kernen samles cementmørtelen omkring foldepunkterne og desuden bliver elementets overflade glat.




Princippet for foldedeformationsstøbning

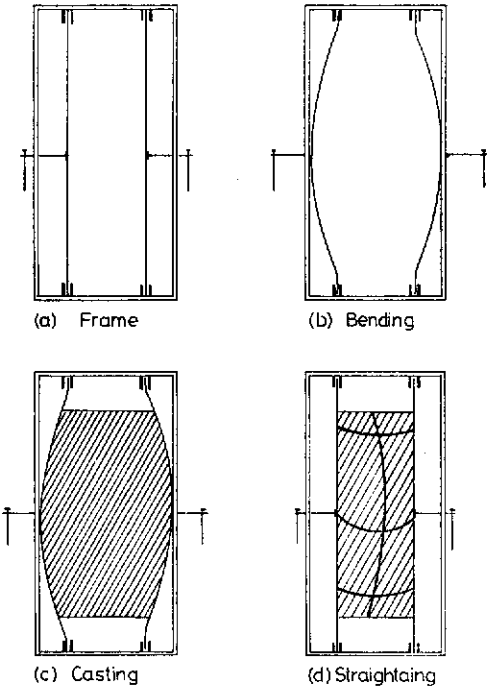
Krumningsdeformering.

Metoden er anvendelig for fremstilling af dobbeltkrumme elementer.

Fremstillingen foregår ved, at der støbes en plan ferrocementplade f. eks. ved vibrationsstøbning i en dobbeltform. Formbunden er belagt med en elastisk membran fastgjort til en ramme med to bøjede fleksible sidevanger.

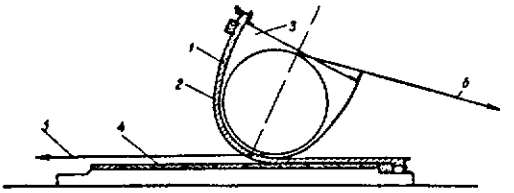
Ved at hæve basisjernrammen og samtidigt slække på de bøjede sidevanger vil ferrocementpladen krumme nedad p. g. a. egenvægten og et dobbeltkrumt element er frembragt.

Elementets højde og dermed stivhed og spændvidde kan bestemmes med buestørrelsen af de fleksible sidevanger, foruden naturligvis af mængden af armeringsindholdet.

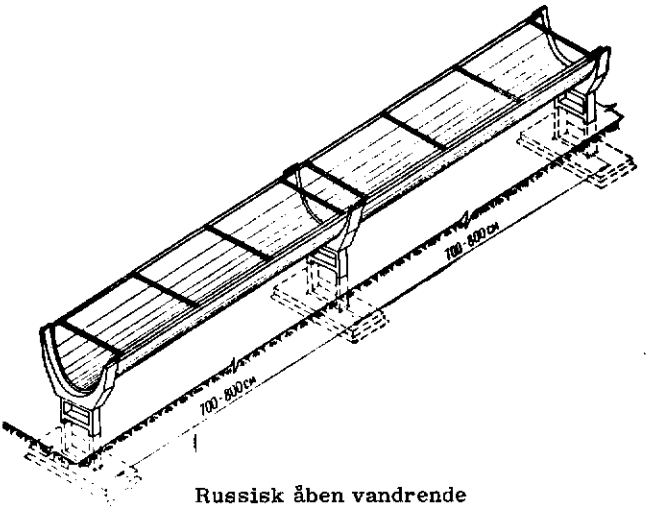


Rulledeformering.

Der findes to metoder der kan benævnes som rullemetoder.
En metode til at fremstille åbne vandrender og lignende truglignende elementer, og en metode til fremstilling af trykrør.
Begge fremstillingsprocesser begynder med, at der udstøbes en plan ferrocementplade, f. eks. ved rullende vibrationsstøbning.
Ved trugfremstilling anbringes, på den endnu fugtige ferrocementplade, en form, og ferrocementpladen fæstnes til formens kant, hvorefter den rulles henover ferrocementpladen og skal nu blive siddende på formen indtil elementet er hærdet. Hærdeprocessen kan fremskyndes, hvis der er indbygget varmerør i rulleformen.
Ved rørfremstilling føres den støbte, afskrårne ferrocementplade hen ad et transportbånd, og af en roterende cylinder, bukkes sidefladerne mod hinanden. Denne proces kan gentages med flere lag, hvor samlingerne forskydes fra hinanden, indtil røret har den ønskede tykkelse, og cylinderen med det færdigstøbte rør tages ud af støbemaskinen og hærdes.




**Princip for fremstilling af trugformede ferrocement elementer**




**Russisk åben vandrende**

Produktionsenhed for ferrocementplader

Disse forslag til storproduktion af ferrocementplader som her kort beskrives, er provisionalpatentanmeldt i Storbritannien af Søren Basse:

Fra trådruller, en for hver netstreng i det ønskede antal netlag, ledes tråde ned på et transportbånd, hvor trådene afskæres og modstandssvejses til et i kanten udrullet båndstål.

De nu svejste armeringsnet føres over på et 2-3 mm tykt mørtellag, som er hærdet 1-2 timer i forvejen. Plade og net føres videre og overstøbes og vibreres, føres videre til en vakuumsuger, der fjerner overskydende vand, og eftervibreres og ind i damphærdningsrum. Når hærdningen er næsten tilendebragt, afskæres pladerne i passende længder og efterhærdes. Pladen tages af formen, båndstålet afskæres og kanterne renskæres, hvorefter pladen er færdig.

Søren Basse har endvidere provisionalpatentanmeldt i Storbritannien metoder til produktion af ferrocement-tanke og -rør med rustfri stål inderside og ferrocementpaneler ligeledes med rustfri ståloverflade. Disse metoder benytter alle Basses egne metoder for modstandssvejsning, hvormed trådnettene fæstnes til den rustfri stålplade. Metoden rummer desuden den fordel at stålpladen udgør formmaterialet.

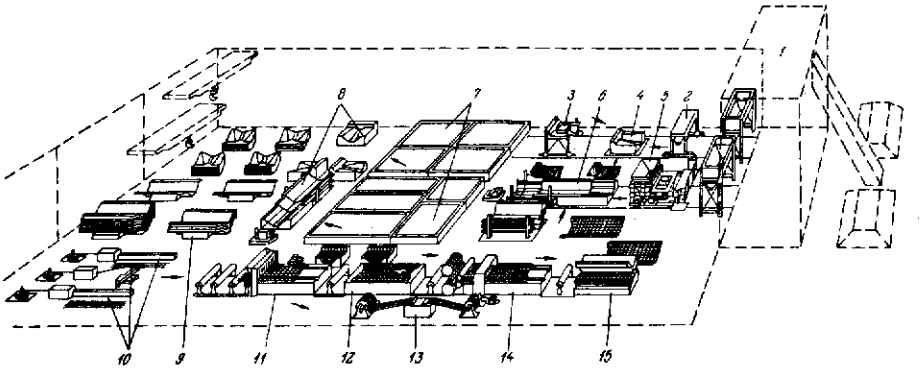
Produktionsanlæg i USSR

I USSR er der udarbejdet et projekt til en ferrocementfabrik til fremstilling af tagelementer, hvori indgår følgende produktionsenheder: Cement/sand blandeanlæg, halvautomatisk anlæg for fremstilling af armering, støbemaskiner, damphærdekamre og lager for færdigfremstillede elementer.

Fabrikationsprocessen begynder med fremstilling af armeringen. Først bliver centerarmeringen sammensvejset. Dette flade armeringslag bliver derefter bukket i en specialpresse.
Elementfremstillingen følger nu to produktionslinier. Aflægningselementerne bliver fremstillet ved tryk-vibrationsstøbning og de rette elementer ved glidende vibrationsstøbning. Elementerne bliver støbt på en

formbund, som derefter damphærdes i dertil indrettede kamre. Fabrikens kapasitet er 250 til 300 $m^2$ ferrocementelementer pr. arbejdshold.

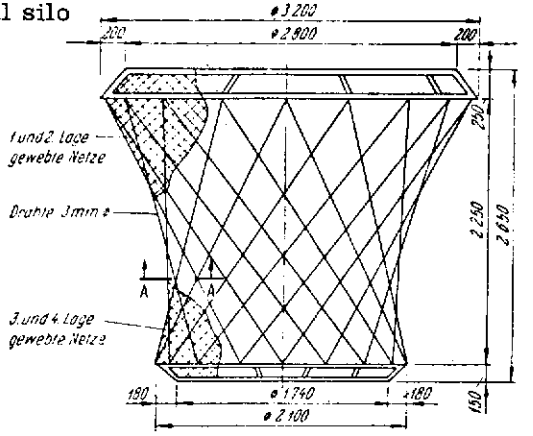
Formaggregatet til den glidende vibrationsstøbning består af en mørteltragt, der rummer 1,7 $m^2$, en profilslæbesko, hvor en vibrator er monteret og på selve vibrationskernen er monteret 4 vibratorer. Alle formaggregatets dele er monteret på en ramme der igen bevæger sig på skinne i gulvet. Hele formaggregatet vejer 5,5 tons og er 2,4 m langt, 4,7 m bredt og 2,5 m højt.

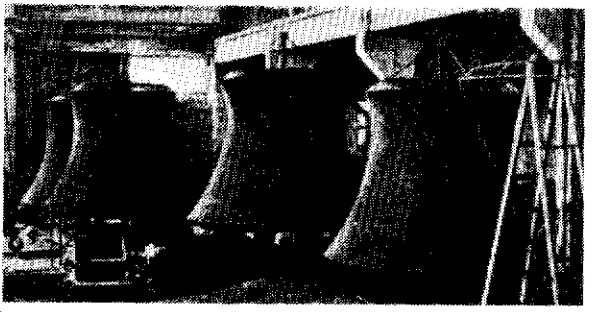


Præfabrikation i USSR

Til anvendelse i større landbrugskollektiver er der udviklet beholdere til opbevaring af vædsker o. lign. i størrelser op til 300 $m^3$. Beholderne er høje og cirkulære og har form som en hp-skal, d.v.s. at der i plan med siderne kan lægges krydsende, rette frembringere i form af armeringsnet.
Beholderne består af en 2 til 3 cm tyk ferrocementvæg af hyperbolisk form, der reduceres nedefter af øvre og nedre ringbærere. Bunden og dækpladen er udformet som sfærisk buede skaller, der fremstilles sær-

Center- og netarmering til silo



Russiske ferrocementsiloer

skilt og monteres senere.

Armeringen består af en øvre stålring med ståldiameter 16 mm, en nedre ring ligeledes med ståldiameter 16 mm eller af en præfabrikeret stålbetonring, og af de langs med den lige side af fladen forspændte tråde med diameter 3 mm. På dette armeringskelet spændes udvendig tre net og indvendig et net, som knyttes sammen.

Beholderen er i ringens retning spændt for træk, men i meridianretningen for tryk. Der er foretaget forsøg, der har vist, at den armerede cement forholder sig fuldkommen elastisk, hvorved beholderne er absolut tætte.

Beholderen fremstilles i hængende stilling. Der er udviklet en speciel konstruktion, der består af en understøtning med en derpå ophængt drejelig, stiv ringbærer af stålprofiler. Ved mindre beholdere kan ringbæreren også ophænges i en løbeskinne, hvorved beholderne fremstilles på samlebånd.

Den øvre armeringsring ophænges på ringbærerne, og ved hjælp heraf ophænges de på langs af den lige side opspændte tråde af den nedre stålbetonring. Ved hjælp af ophængte lodder opnås en montageafstivning og således et stabilt leje af hele armeringsskelettet. På dette skelet vikles trådnettene og opspændes ligeledes i sidens retning. Hele armeringskurven kan drejes som karussel om sin akse, hvilket letter fremstillingen betydeligt.

Der anvendes en beton med blandingsforhold 1:1 og et vandcementtal på 0,38. Betonen kan pudses manuelt. Dog har man opnået gode resultater med et mørtelsprøjteapparat. Her var dog en forudgående vibrering nødvendig. Desuden blev der ført trykluft ind i ledningen for at opnå en bedre kompression. Derpå bliver betonen efterkomprimeret og glattet med en lille vibrationsske.

Beholdere op til 25 $m^3$ rumfang kan transporteres på sædvanlig lastbil. I tilfælde af større beholdere er det muligt at præfabrikere armeringskurven, medens betonstøbningen foregår på byggepladsen.

FORSKNING

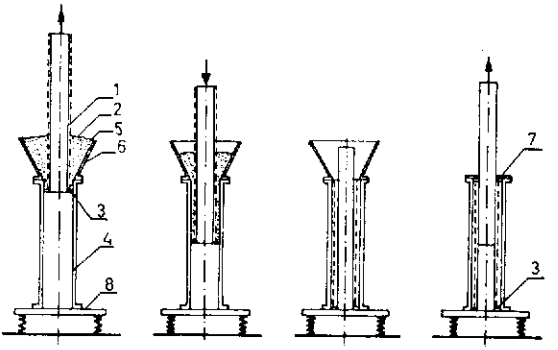
Interessen for ferrocementforskning er steget stærkt indenfor de sidste 20 år. I USSR blev der i slutningen af 50-erne igangsat flere store forskningsprojekter. I USA, Polen, Tjekkoslovakiet og DDR kom der gang i ferrocementforskningen i 60-erne og indenfor de sidste 7-8 år er der i udviklingslandene igangsat store udviklingsprojekter for anvendelse af ferrocement.
I de vestlige lande og Østeuropa er forskningen sat ind på en industrialiseret anvendelse, og for at udnytte ferrocementens strukturelle og materialeøkonomiske egenskaber. I udviklingslandene derimod satses fortrinsvis på den enkle fremstillingsteknik og en arbejdsintensiv produktudvikling.

Den østeuropæiske ferrocementforskning er i dag på et meget højt stade, idet disse lande har investeret enorme summer i udviklingen af byggekomponenter i ferrocement. Igennem de sidste fire femårsplaner i USSR og Polen har ferrocementforskningen fået bedre og bedre vilkår. Hertil skal også bemærkes, at byggeindustrierne i netop disse lande har et stort behov for fornyelse af sit elementboligbyggeri, og det gælder såvel den fysiske planlægning som selve produktionsapparatet.

Ferrocementforskningen i USSR foregår idag på tre forskningsinstitutioner med hvert sit anvendelsesområde. Forskning for landbrugsbyggeri foregår på RSFSR, Forskningsinstituttet for Landbrugsvidenskabelige Bygningsvæsen, Moskva, og hører under Landbrugsministeriet. Her arbejdes der med udvikling af tagkonstruktioner til landbrugsbygninger, siloanlæg, vandreservoirer, o.lign.
Forskning for industribyggeri og større bærende konstruktioner foregår ved NIISK, Forsknings og Videnskabs Instituttet for Bygningsstrukturer i Leningrad. Dette institut har til Kiev Promstroy Kombinat udviklet et loftselement udformet som ei cylinderisk skal. Elementet er 6 m langt og 1,2 m og 2,4 m brede. Totalhøjden er 30 cm og godstykkelsen 20 mm. Dette element produceres nu i en mængde af ca. 5000 stk. pr. år ved hjælp af den stationære vibrationsstøbning.

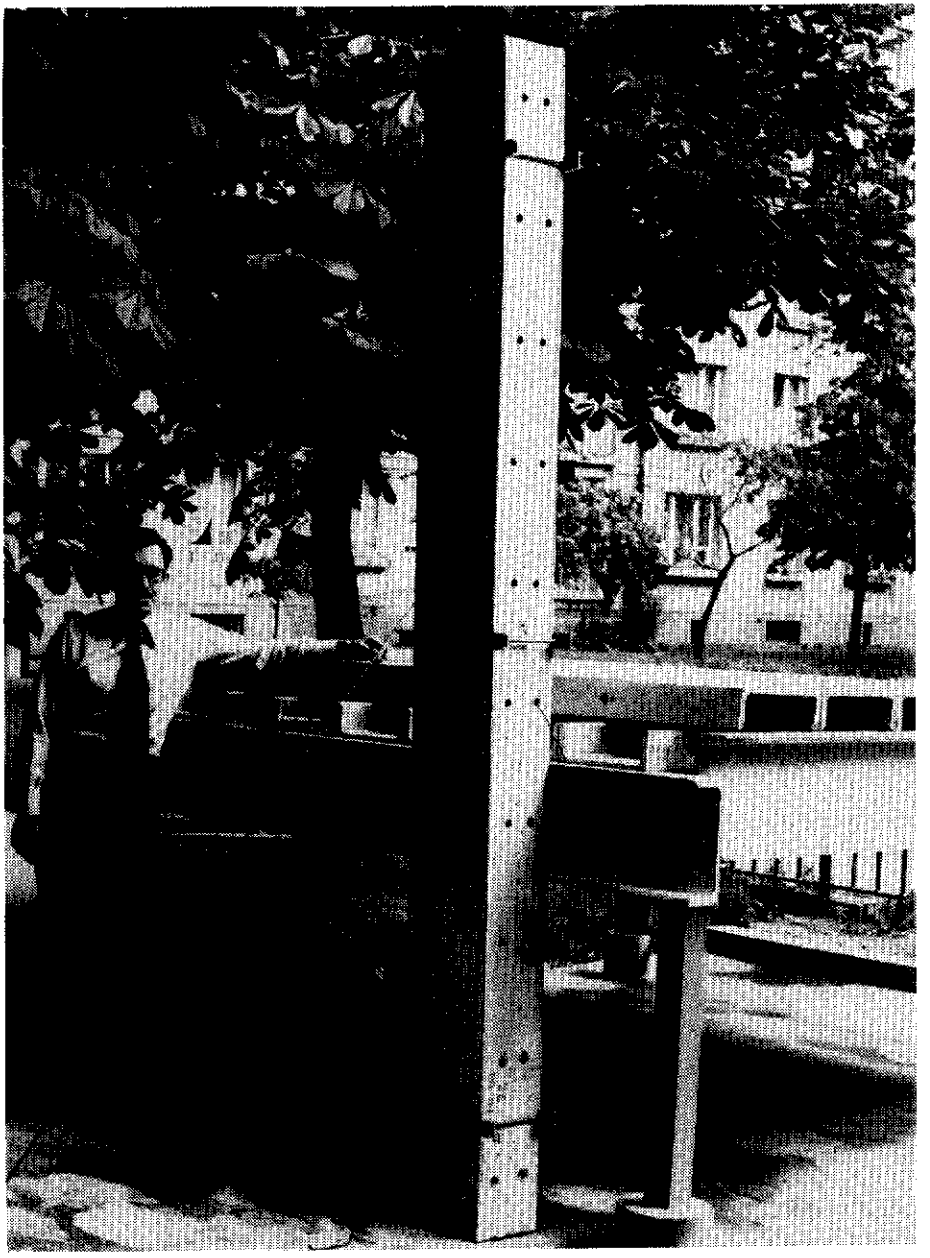
Ferrocementforskning til boligsektoren foregår på Akademia Budownicta Architekturas, og er Leningrads arkitektskoles forskingsafdeling.

I Polen arbejdes der med ferrocementforskning på Warszawas Polytekniske Højskole og Lodz Tekniske Universitet.
Under Warszawas Polytekniske Højskole er der oprettet et ferrocementlaboratorim. Her gøres forsøg med højtryksrør, komplette rumunits, bærende facadepaneler og tagelementer.
Højtryksrørene fremstilles ved en speciel type glidevibrationsstøbning, hvor armeringen presses ned gennem en tragt, hvori cementmørtelen vibreres ind i armeringen og ned i et støberør. Et 5 m langt rør med en diameter på indtil 120 cm kan fremstilles fuldstændig mekanisk på ca. 20 min. Der fremstilles også specielle rør i indtil 280 cm i diameter, hvor den indvendige halvdel af røret er glasfiberarmeret polyester epoxy beton. Disse rør har særdeles stor modstandsevne overfor aggresive vædsker.
For et skibsværft i Gdynia har laboratoriet udviklet en vådrumsunit, 1,5 x 1,2 x 2,2 m, og med en vægtykkelse på 6-8 mm, 5 mm i tag og 20 mm i gulvet. Hele unitet vejer med sanitet og rørføringer ca. 400 kg, og indbygges nu i et stort antal i nye passagererskibe fra værftet. En unit af samme karakter, men ca. dobbelt så stort er udviklet til boligbyggeri. Laboratoriet har for Invest Projekt i Lodz udviklet et system af bærende facadepaneler og tagelementer til 2-etagers boliger. Systemet består af 30 cm brede u-formede elementer med varierende flankehøjde og godstykkelse afhængig af om det er dækdragere eller søjleelementer. Vægten på elementerne varierer fra 14 til 28 kg pr. lm.




Fremstillingsproces: 1 trådnet, 2 indv. form, 3 slutring, 4 udv. form, 5 mørtel 6 tragt, 7 stopring, 8 vibrator.

Støbeproces til rørfremstilling



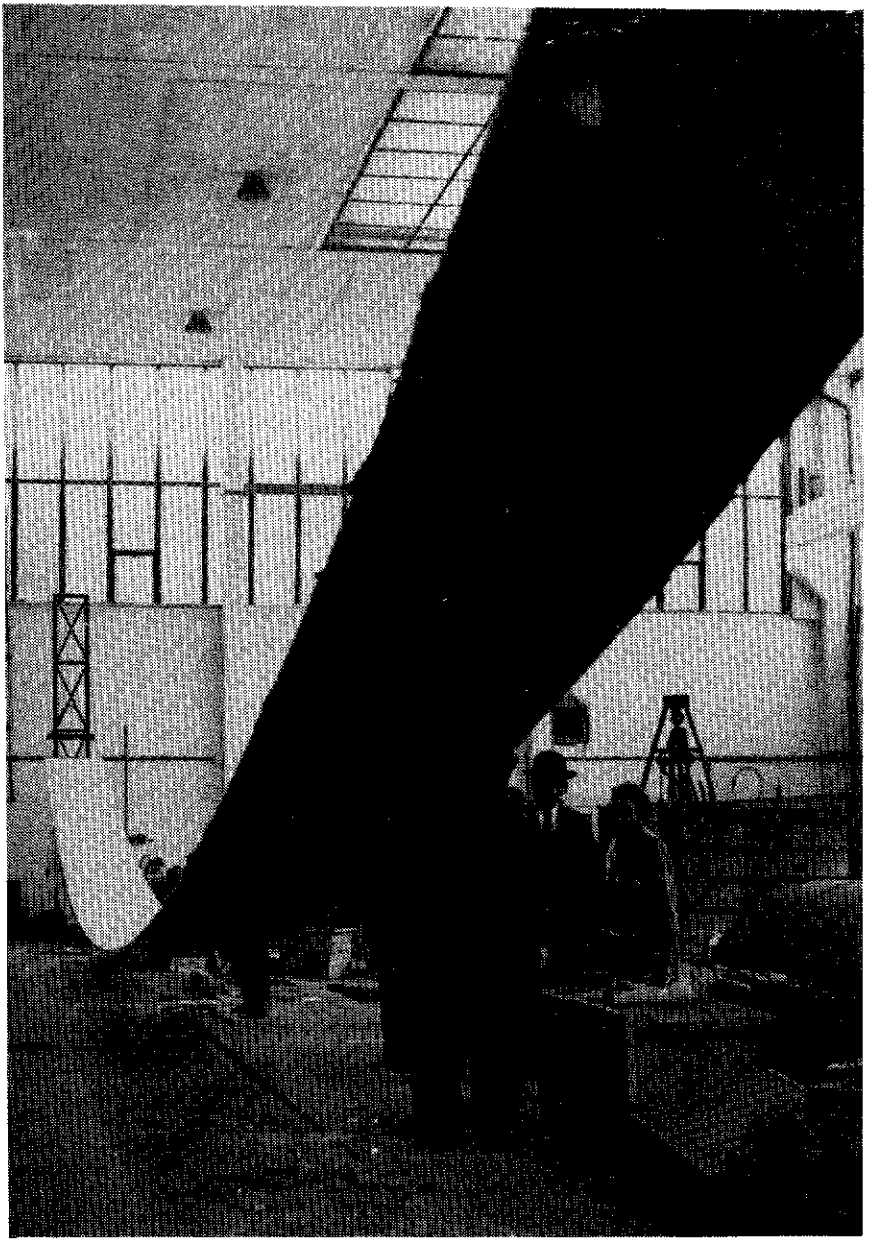
Facade-dæk-og søjleelementer. Ferrocementlaboratoriet Warszawa 1977

På Lodz Tekniske Universitet har ingeniør B. Walkus været leder for ferrocementforskningen igennem mange år. På universitetet er der udført dybtgående teoretiske undersøgelser såvel som praktiske udviklingsarbejder, og bl. a. er der udviklet en støbeproces for fremstilling af bølgeformede ferrocement tagelementer med spændvidde op til 16 m, og med en godstykkelse på 20 mm. I tilknytning til disse tagelementer er ligeledes udviklet en proces hvorved elementerne kan isoleres med et polymerskum på undersiden.

I Tjekkoslovakiet er der siden 1960 forsket i anvendelsen af ferrocement. I 1962 blev der i Prag bygget en 30 m lang og 12 m bred flodlægter. Lægteren havde en kapasitet på ca. 500 tons. Lægteren var bygget op af præfabrikerede ferrocement bundplanker og skrotelementer på 120 x 120 cm og 60 cm i højden.
I Bratislava, på det slovakiske byggeforskningsinstitut, WVIS, er der udført omfattende ferrocementforskning.
I 1966 projekteredes og byggedes et stort auditorium med et kuppeltag med den bærende konstruktion af ferrocementkassetter efter samme principper som Nervi udviklede.
I 1967 udvikledes et ferrocementhængetag med et 36 m langt spænd. Tagpladen der er 1 m bred udstøbes plan med 20 mm tykkelse, og armeret med 2 lag 10 x 10 x 1 mm vævet net omkring en centerarmering bestående af 6 stk. 10 mm rundjern. Tagpladerne udstøbes 6 ad gangen ovenpå hinanden, og når pladerne er hærdet løftes de til en pilhøjde på 3 m og monteres umiddelbart derefter.
På WVIS har ingeniør Smola i 1976 udarbejdet tjekkiske standarder for fremstilling af bygningskomponenter i ferrocement.

I DDR på Deutsch Bauakademi i Berlin og i Rumænien på Den Polytekniske Læreranstalt i Bukarest foregår der også ferrocementforskning, men ikke af så omfattende karakter som i USSR, Polen og Tjekkoslovakiet.

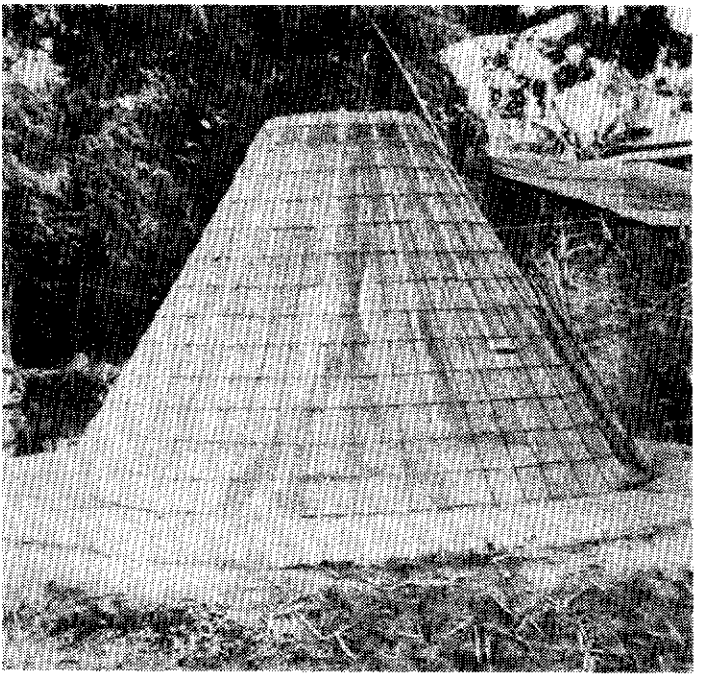
I USA og især på University of Illinois, Dept. of Mat. Engrg. ved ingeniørerne Shan og Naaman er der foretaget en dybtgående teoretisk forskning, for at klarlægge ferrocementens karakteristika og muligheder, og denne forskning har videre resulteret i omfattende laboratorieforsøg og



.Hængende tagplade i ferrocement. WVUIS, Bratislava 1967

udarbejdelse af ACI standarder.
Ingeniør Lachance fra Laval University, Quebec City, Canada har udført ferrocementforsøg med bl. a. ferro-shot-crete ved vidt forskellige armeringstyper. Disse eksperimenter har banet vej for forbedrede og billigere støbemetoder.

I udviklingslandene og især i Asien er der iværksat omfattende udviklingsprogrammer for anvendelse af ferrocement.
På Asian Institute of Technology, AIT, Bangkok, Thailand er der oprettet International Ferrcement Information Center, IFIC, der formidler informationer og kontakter over hele verden. AIT, Applied Scientific Research Corporation of Thailand og The Siam Cement Co. Ltd. har i samarbejde forestået adskillige forskningsprojekter, så som vandbeholdere, biogastanke, rissiloer, flodlægtere, tagelementer og en lille 14 fods kanalbåd, også kaldet en sampan.
I Indien på Structural Engineering Research Center i Roorkee og Madras



Thailandsk risbeholder, også kaldet en thailo, der er klar til pudsning

og på India Institute of Science, Bangalore er udviklet og bygget havgående fiskefartøjer, tagkonstruktioner og meget forskelligt landbrugsudstyr.

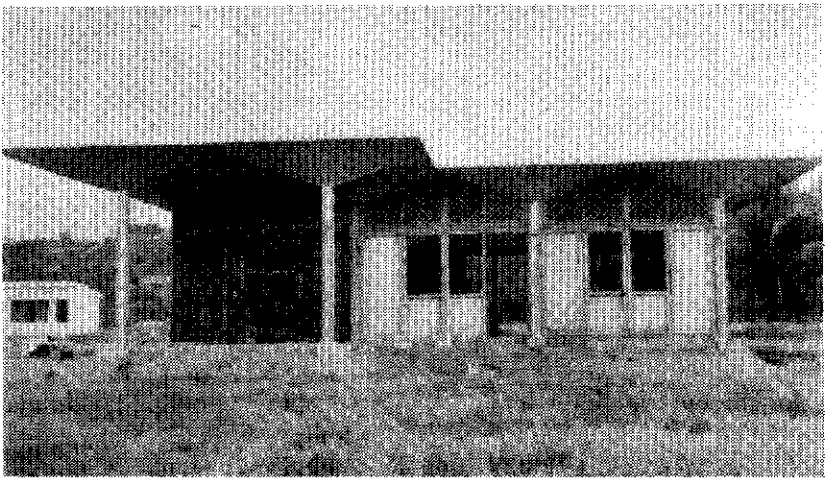
I Danmark er der også udført forsøg med ferrocement, uden at der dog er nogen egentlig koordineretplan for dansk ferrocementforskning. På DIAB og på AUC er der udført styrke og deformations forsøg og på AUC yderligere, brandpåvirkningsundersøgelser. Ved Helsingør Skibsteknikum er der arbejdet teoretisk med ferrocement, og på Tekonologisk Institut er der blevet bygget en 27 fods båd. Asmussen & Weber foretog for nogle år siden nogle forsøg med dækelementer af ferrocement, uden at det dog blev til nogen egentlig produktion. Derudover har en række enkeltpersoner her hjemme eksperimenteret og bygget ferrocementskibe, men der foregår ikke på nuværende tidspunkt nogen større kommerciel anvendelse af ferrocement.

På Kunstakademiets Arkitektskole arbejdes der med et forskningsprojekt: Udvikling af bygningskomponenter i ferrocement. Projektets målsætning er gennem et udviklingsarbejde at efterforske og påvise ferrocementens arkitektoniske og tekniske muligheder, såvel for industrialiseret byggeri som under forhold, hvor et produktionsapparat mangler, f. eks. i udviklingslandene.

ANVENDELSE SIDEN TRESSERNE

Som resultat af den forskning der er foregået, er der blevet opført en del byggerier, hvor ferrocement indgår som bærende konstruktion.
I USA er det foreløbig skibsproduktion, der er fremtrædende, dog er der eksempler på ferrocementhuse med et stærkt organisk arkitektonisk udtryk, ligesom der er opført domes i ferrocement. I USSR opføres mange industri- og landbrugsbygninger med ferrocement som konstruktionsmateriale.
I England er der på New Hall College i Cambridge en tagkonstruktion over hovedbygninger der er udført af ferrocementskaller.
Den ungarske arkitekt Lovas har bygget sit eget hus i Frankrig af ferrocement. Skalkonstruktionen er armeret med strækmetal og cementmørtelen er sprøjtet på.
Tagkonstruktionen på Sydney Opera House er dækket med flisebelagte

ferrocementplader.
UNIDO, United Nations Industrial Development Organisation og FAO, United Nations Food and Agriculture Organisation anbefaler i en rapport: Ferrocement: Application in Developing Countries, udarbejdet af The National Academy of Sciences, Washington, USA, at ferrocement bør benyttes i stor udstrækning i udviklingslandene inden for landbrugs- og fiskerisektoren.
Inden for de sidste år er der derfor også udført en mængde ferrocement-konstruktioner, og man efterstræber at udvikle metoder, der kan udføres efter traditionelle byggemetoder, men med forbedrede byggematerialer. Gode eksempler herpå er den thailandske vandkrukke og rissilo, thailoen, og den etiopiske nedgravede kornsilo, foruden forskellige typer både og fiskefartøjer, bl. a. den indiske runde coracle.
På Filippinerne fremstilles et søjle- og tagelement der er nøje tilpasset den traditionelle bygningstype og de klimatiske forhold.
Det filippinske tagelement udtrykker klart, hvad der i virkeligheden også burde være udgangspunktet for bygningsplanlægning i den vestlige verden.



Philipinsk ferrocementtagkonstruktion

For det industrialiserede betonbyggeris vedkommende, må vi derfor fremover formgive produkterne således, at der opnås styrke gennem formen og ikke gennem massen, og ud fra denne betragtning vil ferrocement være et oplagt alternativ.

LITTERATURREFERENCER

SHANNCKIEV, A.K.: Bending Technology for the Preparation of Spatian Elements made of Ferrocement. Ferrocement and Structures of Ferrocement, Moskva 1962.

ZINZADZE, G.A.: Technology for No-Form Preparation of Spatial Elements. Concrete and Reinforced Concrete. Moskva.

Manufacturing Technologies of Structural Elements Made of ferrocement Journal of Ferrocement, Vol. 8 no. 4, Oct. 1978. IFIC, Asian Institute of Technology, Bangkok.

LOBIANOV, I.A.: Press Shaping Elements of Ferrocement. Building Architecture, No. 8, Leningrad 1963.

HAIDUKOVA, G.K.: Ferrocement Structures in Residential,Industrial and Farm Buildings. Moskva 1963.

DAHL & WEISE: Netzbewehrter Beton. Deutsche Bauakademie, Institut für Stahlbeton und Baukonstruktionen, Berlin, DDR, 1965.

Proceedings of the International Conference on Materials of Constructions for Developing Countries. Asian Institute of Technology, Bangkok. Aug. 1978. Side 661-803.

GRODSKIJ & GRODEK. Ferrocementkonstruktioner til landbrugsbygninger og -anlæg.
NII-RSFSR - Den Statslige Byggekomites Landbrugsafdeling. Moskva 1962.

KLIMOV, N.I. "Automatition of Production of Ferrocement and Composite Structures", "Ferrocement and Structures of Ferrocement". Moskva 1962

ACHVERDOV, I.N. og SHAPIRO, Y.N. "The Rolling Machinery Characteristics", Concrete and Reinforced Concrete. No. 4, Moskva 1962.

Tentative regler for bygning og klassifikasjon av fartøyer av ferrocement. Det Norske Veritas. Oslo 1974.

Ferrocement Water Tanks and their construction. Watt. S.B. Intermediate Tech. Publ. London 1978.

ACI-Standards, mange nr. American Concrete Institute, USA

ABERCROMBIE, S. Ferrocement. Schock-Books, New York 1977.

PAUL, B.K. og PAMA, R.P. Ferrocement

JOEDICKE, J. The Works of Pier Luigi Nervi, The Architectural Press, London 1957.

PICA, A. Pier Luigi Nervi. Editalia, Rom 1969.

NERVI, P.L. Construire Correttamente. Hoepli, Rom 1965.

WALKUS, B.R. og MACKIEWICZ, A. Compositis as applied to the thin-walled structures in Poland. IASS-Bullitin nr. 64. Madrid 1960.

BYGGNASINDUSTRIEN nr. 29/1976.

CTO: Betonteknik-Sprøjtebeton.

ACI-Standard 506-66. Recommended. Practice for Shotcreting.

OCEAN INDUSTRY, Nov. 1970: Ferroshotcrete, a promising material. Ing. L. Lachance.

Ferrocement as a Material. Jehnbo Jensen. J.K. Instituttet for bygningsteknik I.R. 7602. Aalborg Universitet Center 1976.

Forsøg med ferrocement. Holck. Niels. Rap. nr. 76:80.
RAM- DIAB 1976.

Ferrocement notater nr. 1-8. Interne rapporter, publiceres senere:
1. Oprindelse og tidligere anvendelse.
2. Materialer til fremstilling af ferrocement komponenter.
3. Håndværksmæssig fremstilling af ferrocementkomponenter.
4. Industriel produktion af ferrocementkomponenter.
5. Ferrocement i udviklingslandene - en studierejse
6. Ferrocement i Østeuropa - en studierejse.
7. Ferrocement - økonomiske/økologiske aspekter
8. Ferrocementexperimenter på K.A.

Freddie, Michael, Instituttet for Byggeteknik, Kunstakademiets Arkitektskole 1977-79

International Ferrocement Informations Center
Asian Institute of Technology, Bangkok (har udarbejdet en næsten komplet litteraturliste over ferrocement, kan rekvireres).

ISSN-0106-0406
ISBN-87-87823-06-3

teknisk forlag a-s . København

DBF

# NEDBRYDNING AF BETON OG SVINGNINGSPÅVIRKNING AF BYGVÆRKER

Indlæg på møde 22.11.1978

PUBLIKATION 8:1979
DANSK BETONFORENING

DANSK BETONFORENING

# NEDBRYDNING AF BETON OG SVINGNINGSPÅVIRKNING AF BYGVÆRKER

Indlæg på møde 22.11.1978 af

S.A. Hansen
J. Tornhøj Christensen
E.K. Lauritzen

København, december 1979

I n d h o l d: Side



Forfatterne til artiklerne i nærværende publikation har udarbejdet deres bidrag på grundlag af deres foredrag, som blev holdt ved et møde i Dansk Betonforening med titlen: "Nedbrydning af beton og svingninger af bygværker". Mødet var den 22. november 1978.

DANSK BETONFORENING

# Nedbrydning af beton ved sprængning.

af
Sprængningsingeniør, major S.A.Hansen
Sprængrydningsfirmaet "S.A.SPRÆNGTEKNIK ApS"

# NEDBRYDNING AF BETON VED SPRÆNGNING.

## Indledning.

Eksplosivstoffer som et værktøj til brydning af sten, malm og kul m.v. har i århundrede været anvendt inden for bjergværksindustrien. Ved fremkomsten af moderne sprængstoffer i midten af det 19. århundrede blev anvendelsen udstrakt til at omfatte større anlægsarbejder - veje, havne, tunneller etc. Den fortsatte udvikling har taget sigte på at gøre sprængstofferne mere brugsrigtige og håndteringssikre.

Moderne sprængstoffer antændes normalt ved hjælp af elektriske sprængkapsler, der indtil 195o'erne kun kunne antændes momentant - altså uden nogen form for forsinkelse. En regulering af en sprængnings størrelse og virkning skete i hovedsagen ved at antænde et varierende antal ladninger ad gangen.

I de sidste tredive år har udviklingen af millisekundsprængkapslen fundet sted. Herved er det blevet muligt at regulere og styre en sprængning på en sådan måde, at sprængstoffer nu kan bruges som et værktøj - selv inden for tæt bebyggede områder.

Millisekund-sprængkapslen er i princippet opbygget som en almindelig sprængkapsel, men har mellem den elektriske antændelsesdel og sprængningsdelen indskudt et forsinkelses-

element, hvis længde, som kan varieres, bestemmer sprængningstidspunktet.

Forsinkelserne opdeles i et antal trin - normalt 18 - 2o - med konstant tidsforskydning, som regel mellem 2o og 3o millisekunder, og hvert trin har en spredning på højest ca. +/÷ 1o millisekunder.

Herved er det muligt at antænde flere tusinde sprængladninger på en gang, uden at nogen ladning sprænger samtidig med en anden.

Ved passende ladnings- og trinfordeling kan man styre og regulere udkast fra f.eks. en sprængning af store bjergmassiver eller få et bygværk til at skride ud eller vælte på den måde, man ønsker. Samtidig reduceres alle skadelige virkninger fra sprængningen, således at denne kan foretages lige op til - eller endog inde i bygninger, der iøvrigt ikke må beskadiges.

Når der tillige kan træffes passende foranstaltninger mod gener som støv, røg og støj samt rystelser fra en sprængning, er anvendelse af sprængstoffer som et værktøj blevet en forholdsvis miljøvenlig fremgangsmåde til løsning af mange vanskelige opgaver inden for bygge- og anlægssektoren, fortrinsvis i forbindelse med nedbrydningsarbejder.

I det følgende skal der gennem en række billeder vises eksempler på anvendelse af moderne sprængteknik omhandlende:

- Sprængning af bygværker - totalsprængninger
- Sprængning af bygværker - partielle sprængninger
- Hultagning og gennembrydning
- Specialopgaver

SPRÆNGNING AF BYGVÆRKER - TOTALSPRÆNGNINGER.

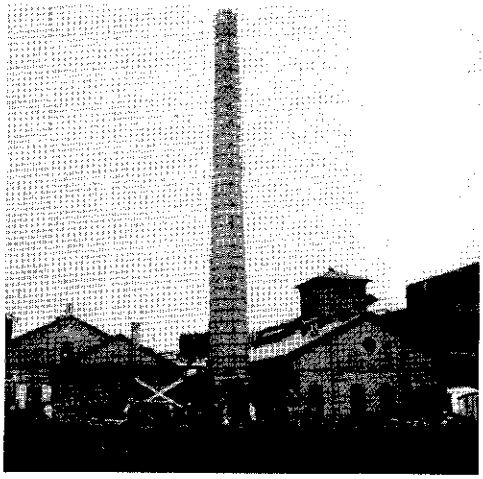
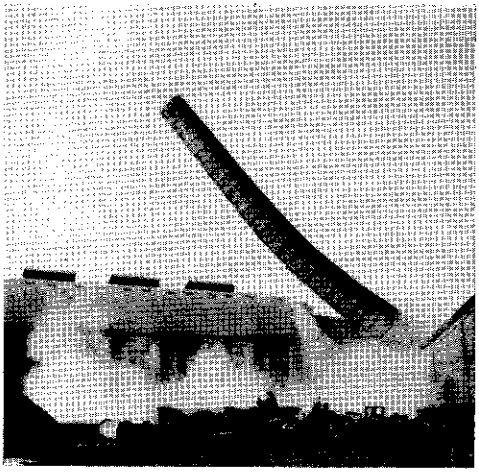


Foto 1.

Foto 2.



Sprængning af skorsten.

Foto 1. og 2. viser sprængning af en 5o m høj skorsten på Østre gasværk for Kbh. Belysningsvæsen. Der blev brugt 4,5 kg sprængstof fordelt på lo ladninger og 5 forsinkelsestrin. Bemærk skorstenens placering og det karakteristiske knæk under nedfaldet.

Sprængning af motorvejsbro.

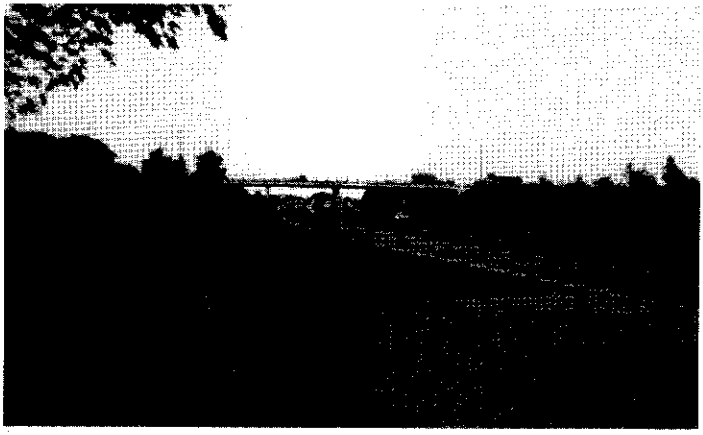
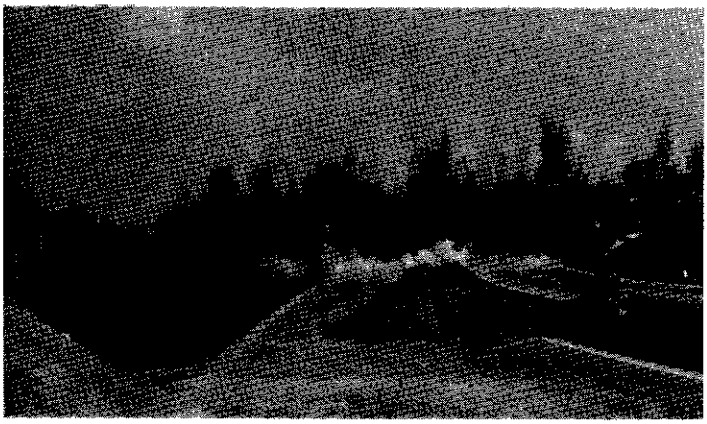


Foto 3.

Foto 4.



I forbindelse med udvidelse af motorvej ved Hedehusene skulle en bro ved Kallerup (Foto 3.) erstattes med en ny og måtte derfor fjernes. På grund af trafikken på motorvejen kunne man kun tillade spærring af vejen i 24 timer, hvorfor eneste praktisable løsning af denne opgave var at sprænge broen. Til sprængningen, som er vist på Foto 4., anvendtes ca. 17o kg sprængstof fordelt i ca. 23oo borehuller med anvendelse af 18 forsinkelsestrin.

Sprængning af vandtårn.

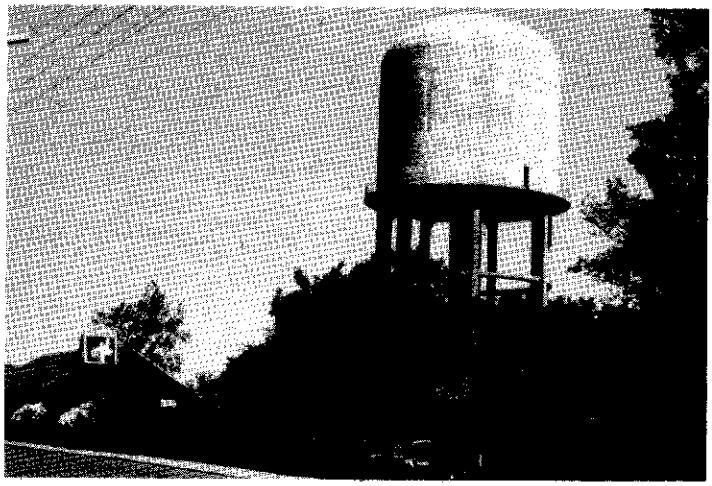


Foto 5.

Foto 6.

På grund af afskalling var man i Frederikshavn 1977 nød til at fjerne det gamle 4o m høje vandtårn, som stod midt i en villabebyggelse med kun 8 m til nærmeste hus (Foto 5.). Vandtårnet kunne kun nedrives med håndkraft eller sprængning, og af økonomiske grunde valgte man den sidste metode, omend den unægtelig var forbundet med en vis risiko. Der blev anvendt i alt ca. 9o kg sprængstof fordelt i ca. 1ooo borehuller og 8 forsinkelsestrin. Sprængningen var tilrette-

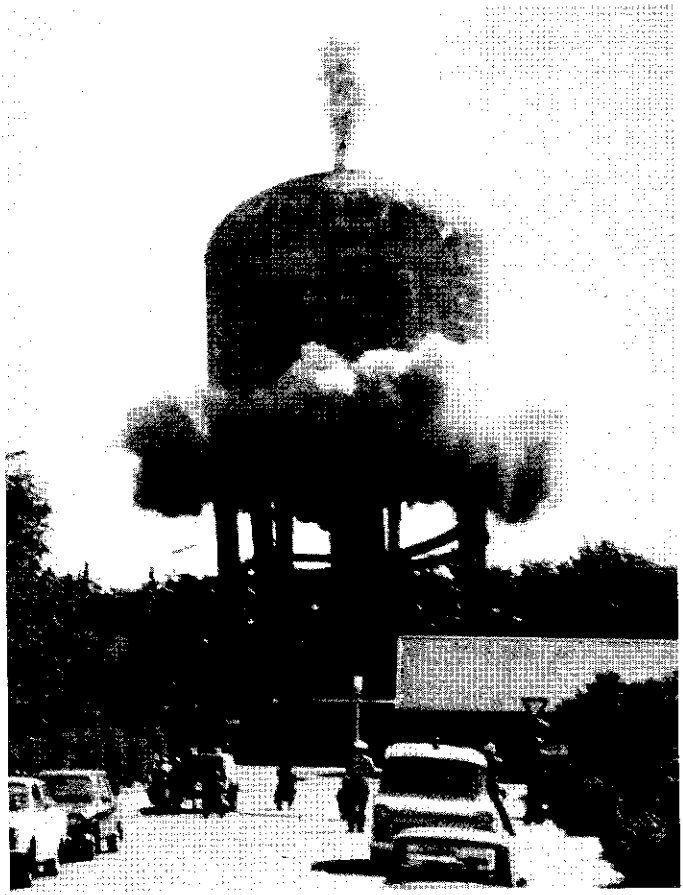


Foto 7.

lagt således, at tårnet skulle skride delvis sammen, fordi der ikke var plads til, at det kunne vælte i fuld udstrækning. For at imødegå rystelser blev der gravet grøfter mellem tårn og nærmeste bygninger, medens vejen, hvor tårnet var beregnet at falde, blev afdækket med stålplader og 1 m grus. Der blev endvidere foretaget vibrationsmålinger for at kontrollere rystelserne. På Foto 6. ses tårnets overdel på vejen efter sprængningen i delvis knust stand - let tilgængelig for entreprenørmateriel.
Foto 7. viser tårnet i sprængningsøjeblikket.

SPRÆNGNING AF BYGVÆRKER - PARTIELLE SPRÆNGNINGER.

Partiel sprængning af bro.

Ofte vil det ikke være muligt, at foretage total sprængning af et bygværk - f.eks. en bro-, der skal fjernes, og man må foretage seperat nedbrydning af de enkelte konstruktionsdele.

I forbindelse med udskiftning af jernbanebroerne ved den nuværende Ryparken station 1971-1972 blev de tre gamle broer fjernet ved, at overbygningen blev nedtaget og bropillerne sprængt. Foto 8. viser en mellempille under klargøring til sprængning. Sprængningerne udførtes om dagen uden indskrænkning af jernbanetrafikken og

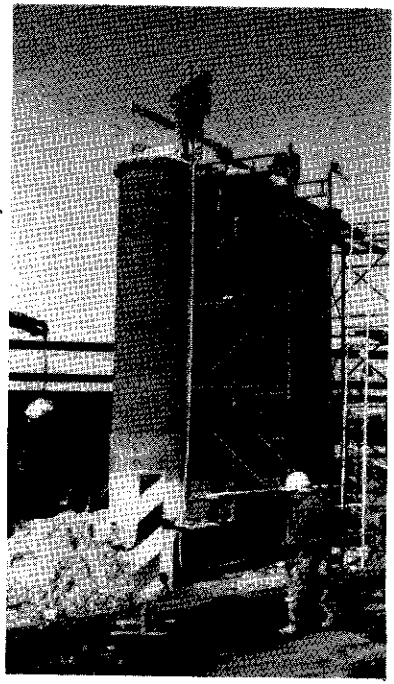


Foto 8.

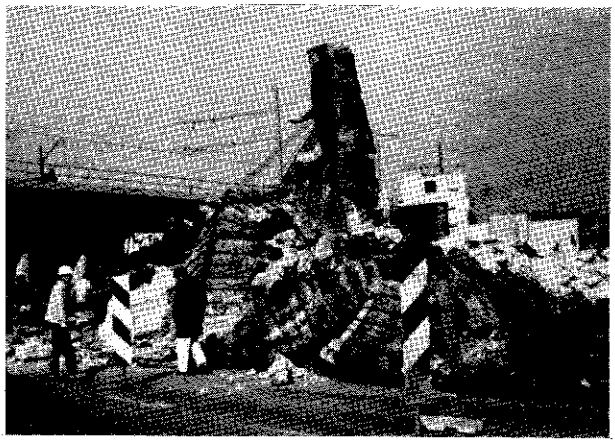


Foto 9.

kun med ca. 2 min. effektiv standsning pr. sprængning af den stærke trafik på Lyngbyvejen. Foto 9. viser samme pille efter sprængning. Bemærk de kraftige afdækningsmåtter og den ringe spredning af det sprængte materiale.

Ændring af bygningskonstruktion.

I forbindelse med forlængelse af eksisterende svejsehal på Nakskov skibsværft skulle gavlen og den tilstødende del af facaden nedtages. Foto 1o. viser en successiv nedtagning af en ca. 2o m høj søjle. Først blev det omgivende murværk fjernet, derefter blev 6 vandrette bjælker kappet over og søjlen opdelt i 4 dele ved sprængning. Efterhånden som de enkelte dele var frisprængt, blev armeringsjernene skåret over og søjledelen nedtaget med kran.

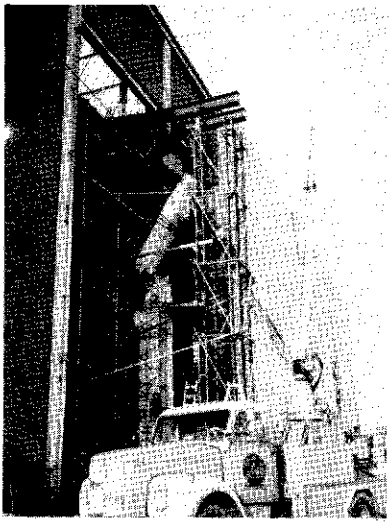


Foto 1o.

Foto 11.

Foto 11. viser en tilsvarende nedtagning af gavlens 25 cm tykke jernbetondel ved successiv frisprængning af pladefelter af størrelsesorden 2 x 3 m med en vægt på ca. 8 t.

HULTAGNING OG GENNEMBRYDNING.

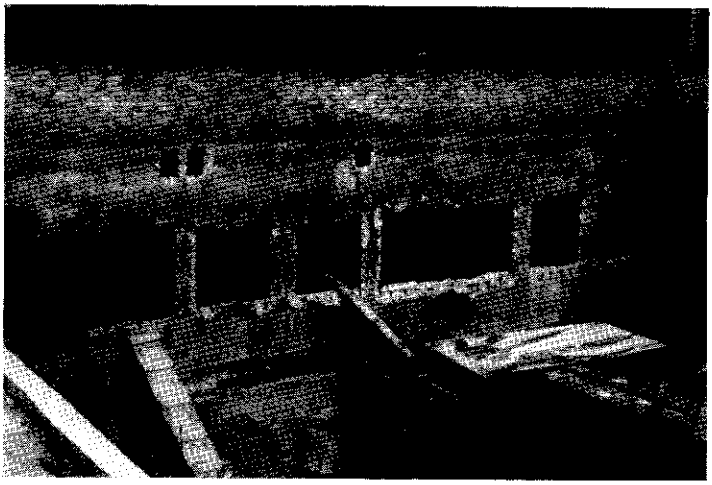


Foto 12.

Facadeåbninger.

Foto 12. viser udsprængte åbninger i kældermur på bygning 3o5, Danmarks Tekniske Højskole. Arbejdet blev udført ved frisprængning af pladefelter med to rækker ladninger forskudt med 25 cm mellem de enkelte ladninger, hver med ca. 25-3o g sprængstof og maksimalt to ladninger pr. forsinkelsestrin.

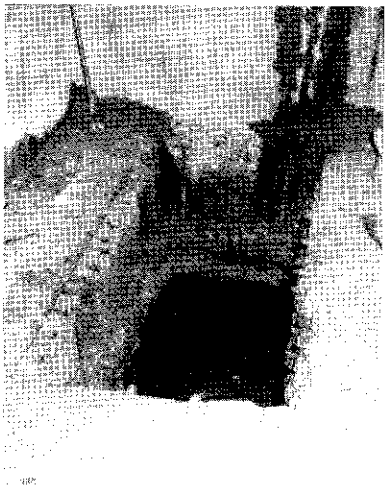


Foto 13.

Gennembrydning af gulv.

Foto 13. viser gennembrydning af 1 m tykt elevatorgulv på Hvidovre Hospital. Armeringen bestod af 3 lag T 25 med 1o og 2o cm mellem jernene. Hullet, 75 x 15o $cm^2$, blev udsprængt ved successive sprængninger med maksimalt ca. 6oo g sprængstof pr. enkelt sprængning fordelt i 7 borehuller og med anvendelse af 7 forsinkelsestrin.

SPECIALOPGAVER.

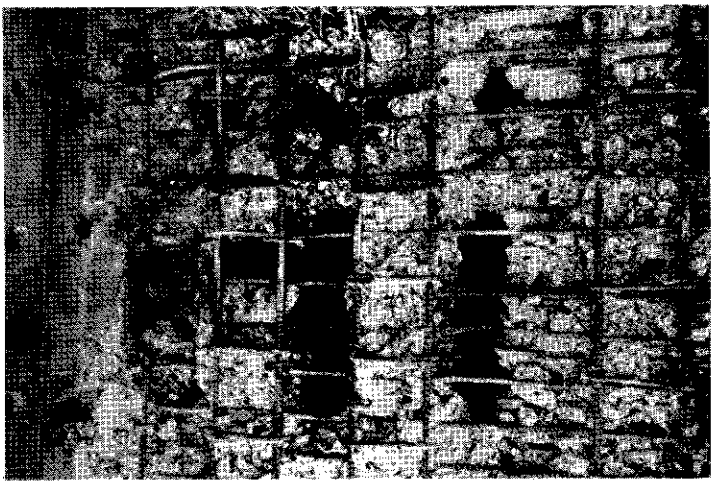


Foto 14.

Under bygning af kælder til Herlev Hospital skulle en fejlstøbt væg med en tykkelse på 25 cm fjernes uden at beskadige armeringen. Resultatet fremgår af Foto 14, og det skal bemærkes, at den tilbagestående beton er krakeleret og lige til at fjerne med håndkraft.

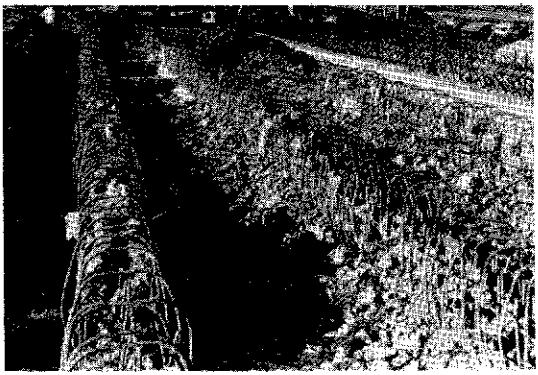


Foto 15.

Foto 15. viser bortsprængning af fejlstøbt beton i ribberne til en kassedragerbro, støbt in situ, hvor armeringen i et vist omfang skulle skånes.

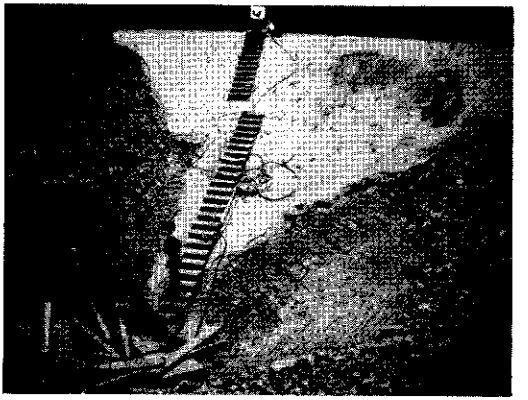


Foto 16.

Foto 16. viser fjernelse af bunden i en 4o m høj silo med diameter på 25 m tilhørende Dansk Soyakagefabrik. Eneste adgang til silcen var to mandehuller på ca. $\frac{1}{2}$ $m^2$. Der blev på 8 dage sprængt ca. 6ooo ladninger á ca. 3o g fordelt på 18 forsinkelsestrin med op til ca. loo ladninger pr. sprængning.

Til slut skal bemærkes, at det er karakteristisk for de ovenstående eksempler, at de sammenlignet med "konventionelle" metoder har været de mest økonomiske - og ofte eneste mulige - løsninger af de nævnte ingeniøropgaver. Blandt andre opgaver, hvor der med fordel kan anvendes sprængstof, skal fremhæves fjernelse af interimskonstruktioner, idet man allerede under bygning af disse kan forberede ladningskamre, og således reducere de med nedbrydningsarbejdet forbundne omkostninger og tidsforbrug. Endelig skal nævnes, at totalsprængning af kondemnable beboelsesejendomme ofte vil være en hensigtsmæssig - og forsvarlig - nedbrydningsmetode.

DSB Brokontor 1

Svingningspåvirkning af nabobygværker fra pæleramning

af

civilingeniør
Jørgen Tornhøj Christensen

JUNI 1979

## INDHOLDSFORTEGNELSE

# SVINGNINGSPÅVIRKNING AF NABOBYGVÆRKER FRA PÆLERAMNING

## 1. Indledning

Interessen for dagens emne er vel først og fremmest dikteret af om, det er muligt at forudsige, om et nabobygværk tager skade af de vibrationer, der opstår i forbindelse med entreprenørarbejder.

Udover en egentlig brugsmæssig forringelse af nabobygværket bør opmærksomheden også være rettet mod de gener der påføres naboer under arbejdets udførelse. Disse gener kan være både støj og vibrationer. Som bekendt har kommunerne i dag mulighed for at lægge restriktioner på entreprenørarbejder for at begrænse støjen.

Fremover må der forventes stillet stadig større krav til begrænsning af miljøgener også fra vibrationer fra entreprenørarbejder.

Dette, i takt med udviklingen af elektronisk måleudstyr, der betyder at kommunernes "miljøkontorer" fremover vil kunne være i besiddelse af egnet måleudstyr, betyder, at vort kendskab til vibrationernes udbredelse i jord må gøres større. Jeg håber, at efterfølgende oversigt vil være et skridt på vejen.

## 2. Pæleramning

Ved en pæleramning omsættes faldenergien fra ramslaget til

en trykbølge, der løber med lydens hastighed ned gennem pælen. Energien i trykbølgen vil dels blive brugt til at sætte jorden og pælen i svingninger og dels til at overvinde jordens bæreevne ved pælespidsen. Når der rammes i blød jord, som f eks rent ler, vil så godt som al energien blive brugt til at flytte pælen nedad, og der vil kun aktiveres svingninger i begrænset omfang i jorden. Derimod kan trykbølgens vandring gennem pælen og dens ændring til en numerisk næsten lige så stor trækbølge give anledning til store trækspændinger i pælematerialet. Dette indebærer en stor risiko for, at f eks betonpæle revner, hvis der rammes med fuld faldhøjde (=1 m) gennem meget bløde lag.

I meget faste lag, som f eks magert moræneler, vil størsteparten af energien blive omsat til svingninger i pæl og jord, da jordens bæreevne ved pælespidsen er så stor, at pælen kun flytter sig ganske lidt nedad pr slag. Bæreevnen bestemmes traditionelt ud fra "den danske rammeformel", som netop er udledt ved hjælp af simple energibetragtninger. Stødbølgen, som vandrer nedad i pælen, vil ved pælespidsen reflekteres som en trykbølge, der ved ueftergiveligt vederlag vil give dobbelt så store trykspændinger ved pælespidsen som den oprindeligt inducerede trykbølge.

For en betonpæl, der rammes af et stålramslag gælder:

$$P_{max} \simeq 0{,}8 \frac{AE}{c} \sqrt{2hg}, \text{ hvor}$$

A = pælens tværsnitsareal
E = pælens elasticitetsmodul
c = pælens lydhastighed
h = faldhøjden
g = tyngdeaccelerationen
Pmax = Den maksimale stødkraft i den ved stødet inducerede stødbølge.

Pmax aftager eksponentielt med tiden.

Formen af jordens reaktion ved pælespidsen mod den ankommende stødbølge kendes ikke ud fra målinger, d v s at dens varighed (eller grundfrekvens fj) er ukendt. Det er dog muligt at gen-

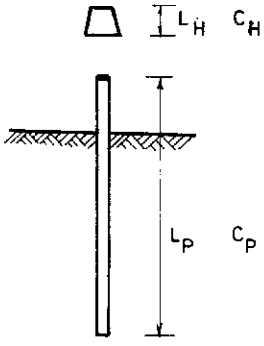
nemregne stødforløbet, såfremt det antages, at stødforløbet er et produkt af en 1/2 sinussvingning og en eksponentielt aftagende funktion, sådan som det er skitseret på fig 1. Stødtiden Tj kan være af størrelsen 10-50 ms, d v s flere gange større end tiden for et gennemløb frem og tilbage af den reflekterede stødbølge i pælen.

Frekvensen af den svingning, som jorden ved pælespidsen påvirkes af, vil ved en teoretisk ueftergivelig understøtning være bestemt af trykbølgens vandring til pælespidsen og dens refleksion tilbage i pælen. Derefter vil den reflekteres i toppen af pælen som en trækbølge, der så atter løber nedad i pælen. I alt vil en fuld svingning være bestemt af 4 gennemløb af pælen, hvorfor frekvensen kan bestemmes ud fra $fo = \frac{c}{4L}$, hvor c=lydhastigheden i pælematerialet og L=pælens længde.

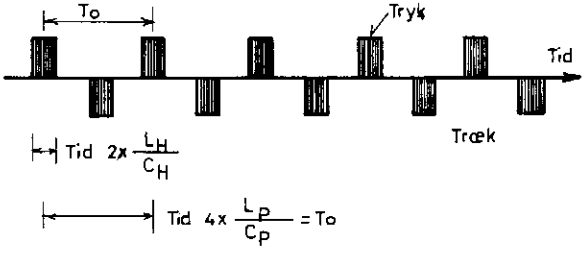
Ved kontrolmålinger, som dem der udføres af Fa Birch og Krogboe, til bestemmelse af revner i pæle, benyttes en lille vibrator til at sætte pælen i svingninger. Ud fra afstanden mellem resonanstoppene kan evt revners tilstedeværelse vurderes ud fra lignende betragtninger. Ulempen ved disse målinger er, at den tilførte energi er meget lille sammenlignet med den masse, der skal sættes i svingninger.

Personligt er jeg af den opfattelse, at jorden, som jo er et andet og mindre stift materiale end pælen, ved pælespidsen i praksis vil modtage dels frekvenserne fp, 3fp, 5fp o s v fra den stående bølge i pælen aktiveret af stødbølgens vandring op og ned gennem pælen og dels frekvenserne fj, 2fj o s v aktiveret af jordens reaktion ved pælespidsen. Formodentlig er fj i hovedsagen bestemt af jordens stivhed medens fp er bestemt af pælens længde, dens lydhastighed og af i hvor høj grad stødbølgen reflekteres ved pælespidsen. På grund af en i praksis elastisk understøtning vil fp være mindre end (eller lig) fo.

## Pæleramning



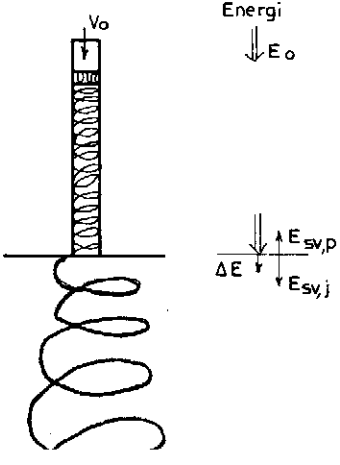

## Teoretisk stød mod jord med ueftergivelig understøtning



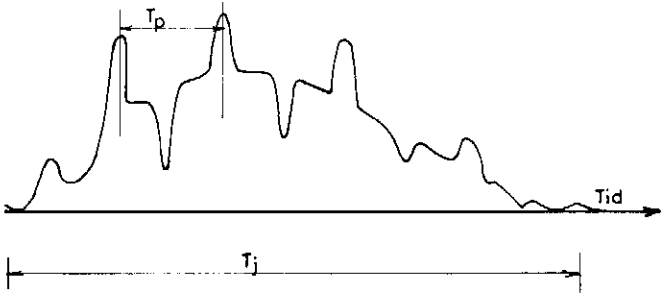

Fourier-analyse
fo; 3fo; 5fo osv.

$$fo = \frac{C_P}{4 L_P}$$

## Mekanisk ækvivalent system




## Muligt stød mod jord




Fourier analyse: { fj; 2fj; 3fj osv.
fp; 3fp, 5fp osv.

$fj = \frac{1}{Tj}$ ( Tj = stød tid i jord )

$fp = \frac{1}{Tp}$ $fp \leq fo$

## 3. Jorden som svingende medium

Teoretisk kan jorden karakteriseres som et elastisk halvrum med tre former for bølgeudbredelse.

Trykbølger (P-bølger) forplantningshastighed lig lydhastighed.

Forskydningsbølger (S-bølger) forplantningshastighed lig 1/2 gange lydhastighed.

Overfladebølger (R-bølger) forplantningshastighed lig 1/2 gange lydhastighed.

Lydhastigheden i jord afhænger dels af dens stivhed og dels af grundvandspejlets beliggenhed.

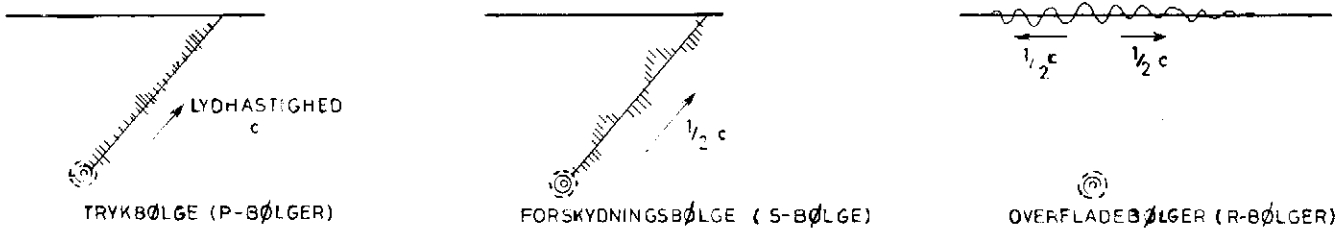
Over grundvandspejlet er den nogle hundrede m/sek og under grundvandspejlet ca 1600 m/sek stort set lig lydhastigheden i vand.

Svingningsintensiviteten aftager med afstanden af to årsager, dels geometrisk dæmpning og dels fysisk dæmpning.

Den geometriske dæmpning er forårsaget af, at vibrationerne udbredes over et større og større areal. For overfladebølger aftager amplituden med faktoren $\frac{1}{\sqrt{R}}$ (cirkelformet udbredelse). For de to øvrige bølgetyper aftager amplituden med faktoren $\frac{1}{R}$ (kugleformet udbredelse). R er afstanden fra kilden.

Den fysiske dæmpning er bl a frekvensafhængig, jfr fig 2, hvor den såkaldte forstærkningsfaktor kvalitativt er vist. Kurven er et udtryk for at dæmpningen ved høje frekvenser er stor, og at der ved frekvenser omkring fjR kan være tale om en resonanseffekt. Værdierne af fjR ligger på ca 5-40 Hz afhængig af jordens stivhed.

# BØLGETYPER I JORD




## FORSTÆRKNINGSFAKTOR

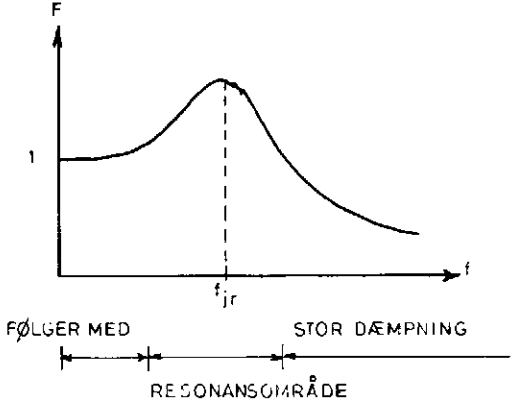



FIG 2

## 4. Svingningsudbredelse fra pæleramning

Ved en pæleramning vil pælespidsens påvirkning af jorden være en svingningskilde i jorden, der forårsager en kugleformet bølgeudbredelse væk fra pælespidsen.

Trykbølgen fra pælespidsen må antages at indeholde førnævnte frekvenser fp og fj med tilhørende harmoniske. Indholdet af fp er konstateret ved enkelte målinger tæt ved en pæleramning. Værdien af fj, som muligvis teoretisk skal være lig fjR, må forventes at ligge tæt ved fjR for jorden ved pælespidsen.

Det er sandsynligt, at det er trykbølgen, der indeholder størsteparten af den tilførte svingningsenergi (skønsmæssigt 2/3).

Ved en laggrænse, f eks et højere liggende grundvandspejl, vil der ske en brydning efter formlen $\sin i = \frac{cp1}{cp2}$, hvor i er vinkelændringen og cp1 hhv cp2 de respektive lydhastigheder.

På sin vej gennem jorden vil trykbølgens frekvenskomponenter dæmpes forskelligt, de højeste mest. Ved jordoverfladen aktiveres overfladebølger med fjR for jorden i overfladen. Dette betyder, at bygværker i praksis vil blive påvirket af lavfrekvente svingninger med dominerende frekvenser bestemt af fj og af fjR for jordprofilet ved bygværket. Erfaringsmæssigt vil den enkelte svingning være døet ud inden næste ramslag. Så godt som al energien er ved hastighedsmålinger koncentreret ved disse lave frekvenser.

Ved målinger nær jordoverfladen optræder de største intensiteter i udbredelses retningen (x-retningen) og i lodret retning (y-retning). I z-retningen, som i det teoretiske tilfælde skulle være lig D, optræder der næsten lige så store svingningsintensiteter som i de to andre retninger.

Som en meget grov regel kan der regnes med at svingningsintensiteten ved hastighedsmålinger inden for en afstand af ca 200 m fra rammestedet kan skrives som $vmax = k\frac{\sqrt{Eo}}{R}$, hvor k er

# VIBRRATIONER FRA PÆLERAMNING

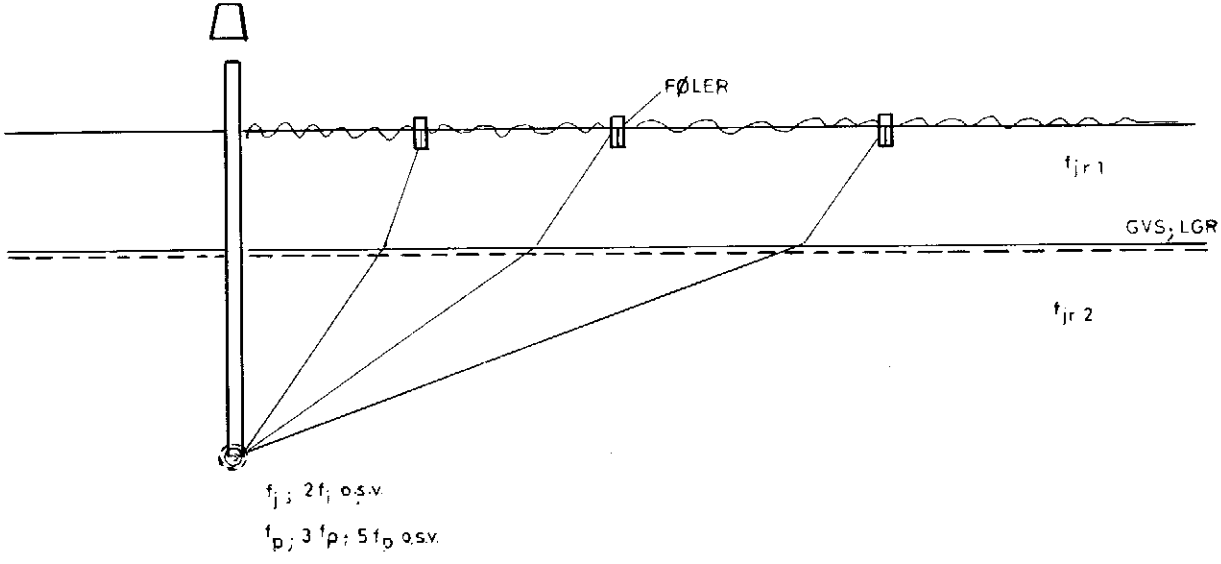



FIG 3

en konstant, R er afstanden i m (den skrå) og Eo den tilførte energi (Joule). Ud fra et meget begrænset antal målinger er K bestemt til K = 0,02.

Vedrørende skader, har jeg ikke kendskab til egentlige konstruktionsskader. Derimod har jeg set enkelte arkitektoniske skader (revner i puds) og i enkelte tilfælde været vidne til miljøgener. Min personlige erfaring er, at ved svingningshastigheder større end ca 0,5 mm/s bliver et rum ubehageligt at være i.

Som en håndregel, kan der ved traditionelle rammearbejder regnes med:

Mulig risiko for skader $R < 20$ m

Mulig risiko for miljøgener $20 < R < 200$ m.

## 5. Svingningsudbredelse fra vibrationsmateriel

Optrækning af spunsjern med vibrator sker som regel med en konstant kraft overlejret af en lavfrekvent stadig svingende kraft. Da den lavfrekvente svingende kraft sædvanligvis har en frekvens tæt ved eller under fjR for den pågældende jordart, kan der optræde resonansfænomener. Der kan således for en mindre tilført energi pr svingning aktiveres større svingningsintensiteter på nabobygværker end ved ramning.

Virkemåden af en vibrator i sand er, at de pulserende over- og undertryk i porevandet modsvares af reduktion og forøgelse af de effektive spændinger. Hver gang de effektive spændinger mellem kornene formindskes er optrækningsmodstanden mindre. Ved vibrering i ler er der derimod tale om, at lerets styrke ved pæleoverfladen reduceres ved æltning.

Vibrering af vådt sand har den meget uheldige bivirkning, at det er muligt at pakke kornene tættere sammen, hvis de ikke ligger i absolut tætteste lejring. Denne komprimering af sandet betyder, at dets overflade sætter sig, hvilket kan forårsage sætningsskader.

Jeg har selv kendskab til to eksempler på sætning af sand under moræneler forårsaget af optrækning af spunsjern med vibrator. Det er således ikke tilstrækkelig garanti for fasthed, at sandet er af glacial alder.

Tilsvarende kan siges om overfladevibrering af sand, hvor sammenpakningen af sandkornene dog normalt er ønsket (komprimering).

Svingningernes frekvens vil være bestemt af den svingende krafts frekvens.

Svingningernes intensitet og afstandsafhængighed må anses for så uklart belyst at det ikke er muligt at forudsige dem uden måling. Som en rettesnor kan benyttes de førnævnte grænser: risiko for skader for $R < 20$ m og risiko for miljøgener for $R < 200$ m.

Som ved pæleramning må der forventes bidrag i både lodret og vandret retning med den vandrette i retning af målestedet som sandsynlig dominerende.

## 6. Påvirkning af bygværker

Bygværket vil blive påvirket gennem fundamenterne af de gennem jorden transmitterede svingninger.

Meget lette og små konstruktioner må antages i alt væsentligt at følge jordens svingninger, medens tunge konstruktioner må antages at svinge mindre. Det er i praksis uoverskueligt ved beregning at forudsige i hvilket omfang det komplicerede system af jord + bygværk vil svinge ved andre frekvenser end de gennem jorden transmitterede.

For komplicerede bygværker vil der ofte kunne anslås en resonansfrekvens for en del af bygværket, f eks en skillevæg i et hus.

## 7. Eksempler

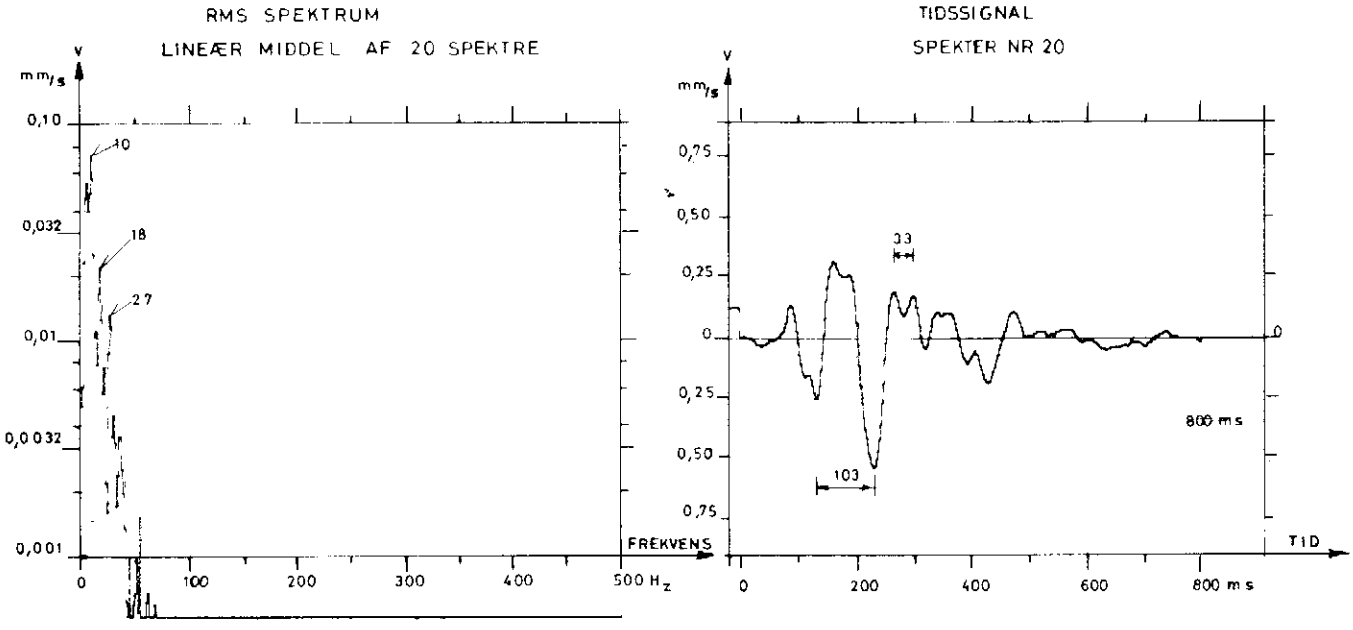
Fig 4 - 7 incl viser 4 eksempler på en udnyttelse af det mest avancerede elektroniske analyse udstyr til vibrationsanalyse. Instrumentet foretager løbende en Fourier-analyse af hvert spekter, en såkaldt FFT analyse (Fast Fourier Transform), der er tidstro op til 2000 Hz. Det i venstre rude viste frekvensspekter er et RMS-spektrum (effektspektrum), der viser energiindholdet i hvert af frekvensbåndene uden hensyntagen til fasevinklen. Kun derved er det muligt at få en praktisk og overskuelig analyse. Ruden tilhøjre viser tidsforløbet af det sidste spekter. Totalniveauet er aflæst på et andet måleinstrument (en måleforstærker).

Fig 4 og fig 5 viser resultatet af en måling i lodret retning foretaget under ramning af to forskellige pæle i hhv 65 m's afstand og i 142 m's afstand.

For den korte afstand ses en kortvarig men enkel påvirkning sammenlignet med den lange afstand. De dominerende frekvenskomponenter ligger i området 5-35 Hz, formodentlig i hovedsagen bestemt af de aktuelle ret varierende jordbundsforhold.

Fig 6 viser resultatet af en måling i lodret retning på et ubelastet betonfundament i 200 m's afstand fra rammestedet. Som i fig 5 ses en længere varende påvirkning domineret af frekvenser i området 10-35 Hz. Fundamentet som var gravet ned i jorden må antages af svinge som denne.

I fig 7 ses resultatet af en måling på et belastet brofundament under ramning ca 30 m derfra. Her ses et meget enkelt svingningsforløb. Frekvenskomponenterne er her 5, 21 og 36 Hz. Komponenterne 21 Hz og 36 Hz må antages at hidrøre fra den rammede pæl og jorden (fj). Hvorvidt 5 Hz komponenten er elektrisk støj eller en resonans for det samlede system bro + fundament + jord kan ikke umiddelbart afgøres.




MÅLESTED: MODHOLDSFUNDAMENT-LODRET (PKT 3)

RAMNING: PÆL II-22 SPIDS I KOTE ÷18

30x30 cm JBT

RAMSLAG 5t

FALDHØJDE 1m

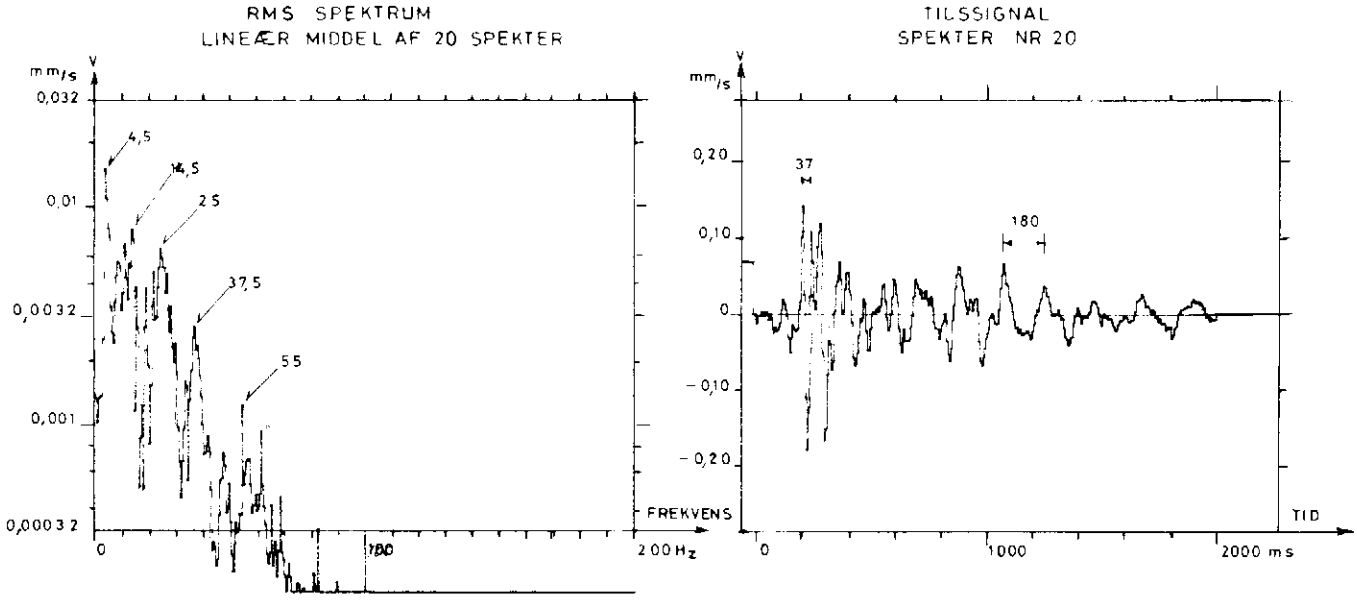
AFSTAND TIL MÅLESTED 65 m

TOTALNIVEAU:

RMS 0,1 sek: 0,27 mm/s

MAX PEAK: 0,52 mm/s

Fig. 4.

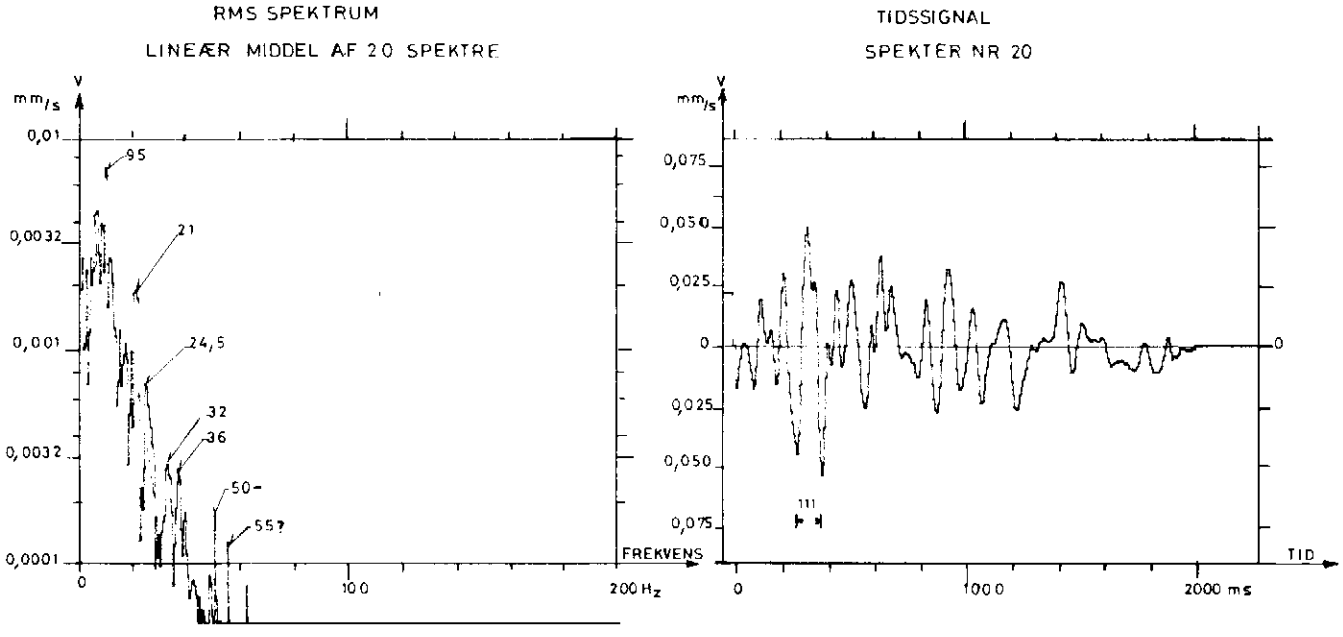



MÅLESTED: MODHOLDSFUNDAMENT - LODRET (PKT 3)

RAMNING: PÆL IX-22 SPIDS I KOTE ÷14,5
30x30 cm JBT
RAMSLAG 5 t
FALDHØJDE 1 m
AFSTAND TIL MÅLESTED 142 m

TOTALNIVEAU:
RMS 0,1 sek: 0,08 mm/s
MAX. PEAK: 0,20 mm/s

Fig. 5.




MÅLESTED: UBELASTET BETONFUNDAMENT- LODRET (PKT 4)

RAMNING: PÆL IV - 25 SPIDS I KOTE CA ÷20

30x30 cm JBT

RAMSLAG 5t

FALDHØJDE 1m

AFSTAND TIL MÅLESTED 200m

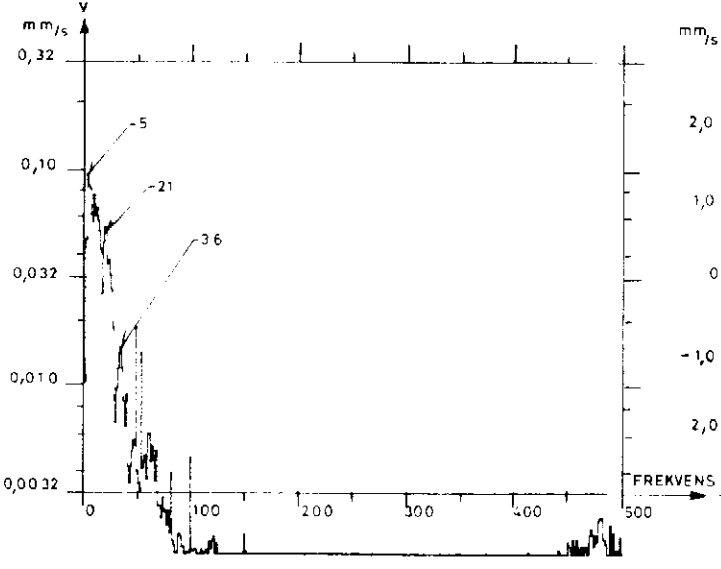
TOTALNIVEAU:

RMS 0,1sek: 0,030 mm/s

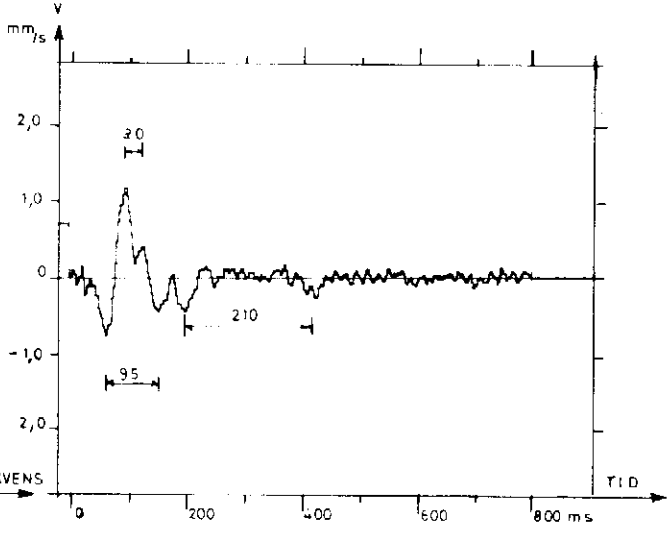
MAX PEAK: 0,050 mm/s

Fig. 6.

RMS SPEKTRUM
LINEÆR MIDDEL AF 20 SPEKTRE




TIDSSIGNAL
SPEKTER NR 20




MÅLESTED: BROFUNDAMENT - LODRET KOTE +6 (PKT 1)

RAMNING: PÆL XI - 19 SPIDS I KOTE -17

30 x 30 cm JBT

RAMSLAG 5 t

FALDHØJDE 1 m

AFSTAND TIL MÅLESTED: VANDRET 10 m

SKRÅ 26 m

TOTALNIVEAU:

RMS 0,1 sek 0,6 mm/s

MAX PEAK: 1,5 mm/s

På fig 8 og 9 er vist det tidsmæssige forløb af vibrationsniveauet under ramning af en enkelt pæl. Målepunktet 1 med de tre retninger x, y og z er på et brofundament ca 25 m fra pælen. Målepunkt 4 er lodret på fundamentet af en garage ca 40 m fra pælen. Pælen er en 30 x 30 cm jbt (10 + 14 m med ABB skarv kobling) 24 m lang rammet med et 5 t ramslag og faldhøjde 1 m. Under blød-bund går pælen igennem en morænelers serie for til sidst med de større vibrationsniveauer at rammes fast i toppen af et større sandlag. Det er fristende at tro, at en registrering som her af vibrationsniveauets afhængighed af rammeforløbet kan bruges til en egentlig kontrol af rammeforløbet.

Som et sidste eksempel vil jeg nævne et et-etages hus, hvor vibrationsniveauet blev registreret både på fundamentet og på gulvet. Gulvet fik et svingningsniveau på ca 4 gange så stort som fundamentet antagelig på grund af en resonansfrekvens tæt ved fjR. I det hele taget må man være opmærksom på, at såvel gulve som vægge i almindeligt byggeri kan have resonansfrekvenser i samme område som fjR for jorden.

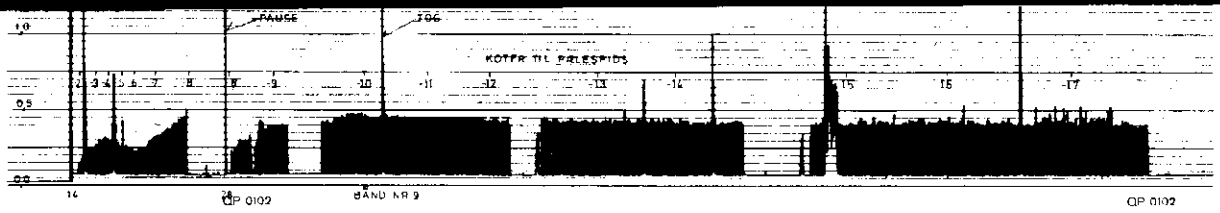
## 8. Fremtidsvisioner

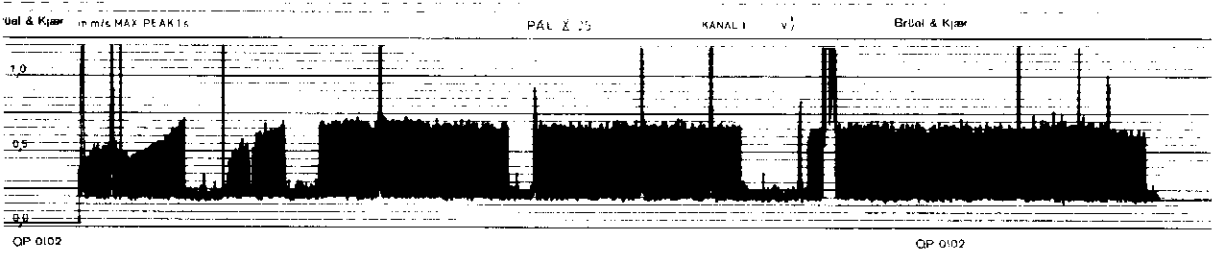
Der kan peges på følgende områder, hvortil en forøget viden kan udnyttes:

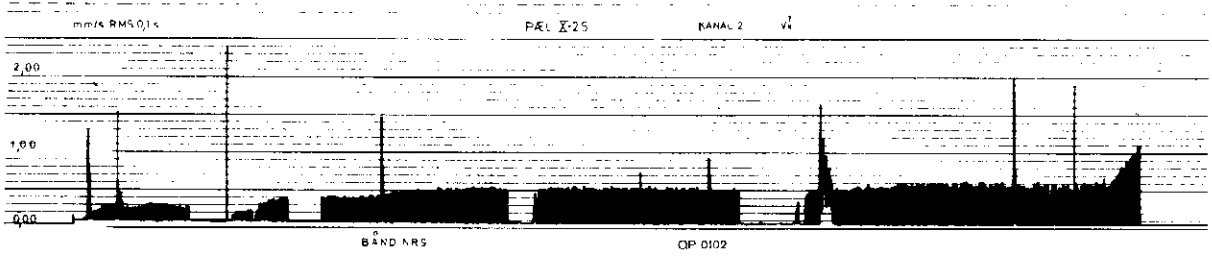
1. Forudsigelse af art og omfang af miljø-gener.
2. En bedre vurdering af skades-risiko.
3. Automatisk registrering af et rammeforløb.
4. Bæreevnevurdering.
5. Registrering af pælepåvirkning, herunder knækning af pæle.

## 9. Litteraturhenvisning:

Kirsten Fursund og Morten Jørck: Svingninger i jord ved pæleramning. Forskningsprojekt ved Danmarks Ingeniørakademi, Bygningsafdelingen, København, Sektionen for fysik og materialer. Udgivet 1978.


PAUSE
TOG
KOTER TIL PÆLESPIDS
1,0
0,5
0,0
14
QP 0102
BÅND NR 9
QP 0102


Brüel & Kjær
mm/s MAX PEAK 1s
PÆL X 25
KANAL 1
Brüel & Kjær
1,0
0,5
0,0
QP 0102
QP 0102


mm/s RMS 0,1 s
PÆL X-25
KANAL 2
2,00
1,00
0,00
BÅND NR 5
QP 0102

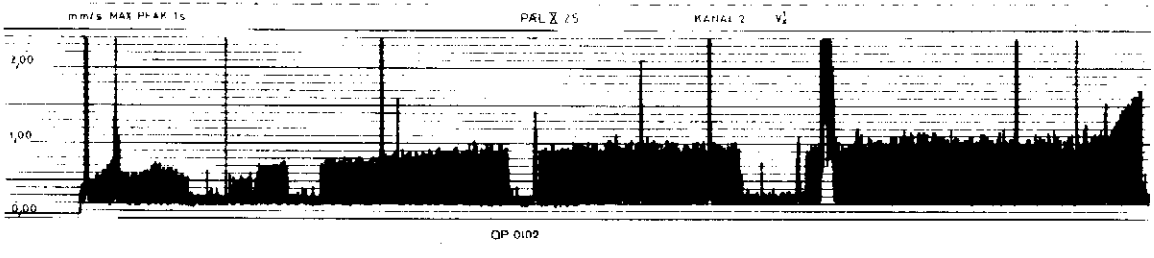
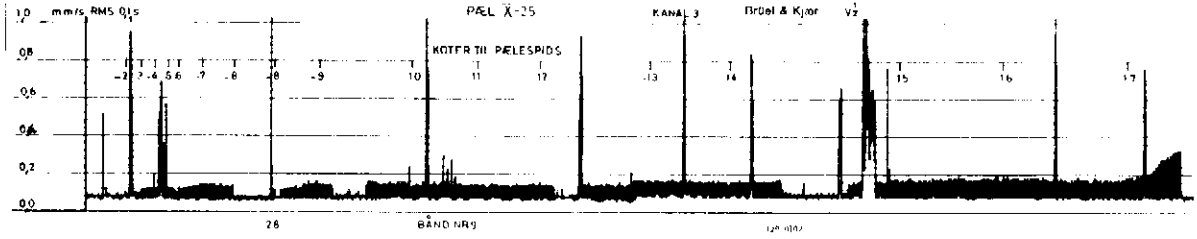
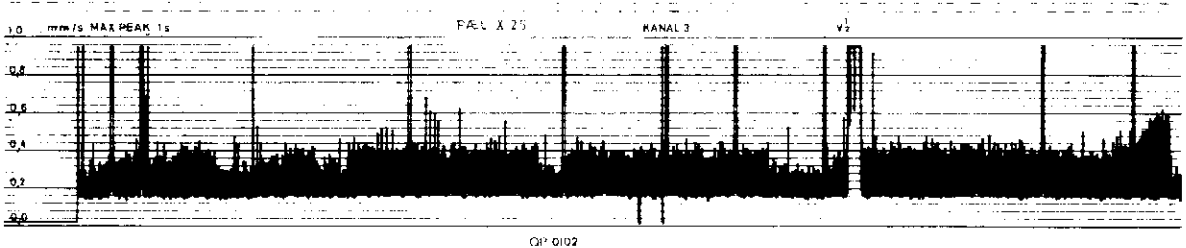
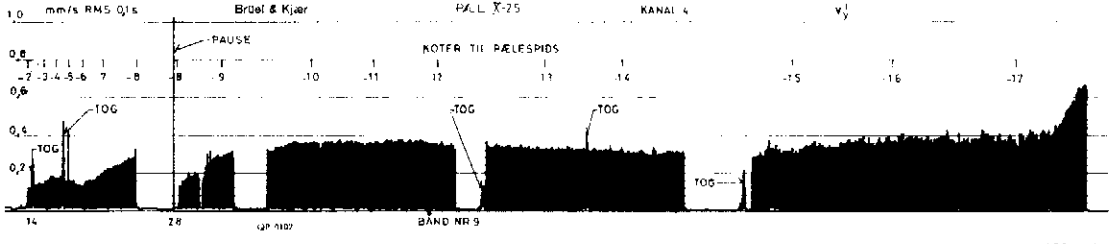
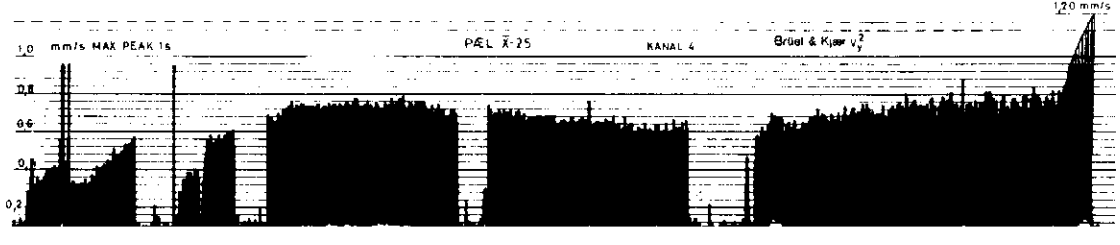

mm/s MAX PEAK 1s
PÆL X 25
KANAL 2
2,00
1,00
0,00
QP 0102

Fig. 8.


1,0 mm/s RMS 0,1s
PÆL X-25
KANAL 3
Brüel & Kjær
KOTER TIL PÆLESPIDS
28
BÅND NR 9


1,0 mm/s MAX PEAK 1s
PÆL X 25
KANAL 3


1,0 mm/s RMS 0,1s
Brüel & Kjær
PÆL X-25
KANAL 4
PAUSE
KOTER TIL PÆLESPIDS
TOG
14
28
BÅND NR 9


1,0 mm/s MAX PEAK 1s
PÆL X-25
KANAL 4
Brüel & Kjær
1,20 mm/s

Rapporten indeholder såvel et omfattende litteraturstudium med tilhørende litteraturhenvisninger som analyse og konklusion af udførte markforsøg.

Rapporten kan købes ved henvendelse til Danmarks Ingeniørakademi.

Dansk Betonforening

Vurdering og imødegåelse af vibrationsskader
fra sprængningsarbejde m.v.

af

Major E.K. Lauritzen
"Spræng- & Vibrationsteknik", Konsulentfirma

OKTOBER 1979

*"It seems unnecessary to define an explosion, for everyone knows what it is - a loud noise and the sudden going away of things from the place where they have been".*

*(T.L. Davis)*

## 1. Indledning.

Nutidens skærpede krav om miljøbeskyttelse har sammen med stedse stigende lønninger skabt øget mulighed for anvendelse af sprængstof til rydning af betonkonstruktioner som et konkurrencedygtigt alternativ til konventionelle nedbrydningsmetoder. Man vil f.eks. ofte foretrække generne forbundet med et par timers boring og en enkelt sprængning frem for støj fra trykluftværktøj i flere dage.

Sprængningsarbejde er som mange andre entreprenørarbejder forbundet med visse risici, hvoraf utilsigtede chockbølgevirkninger er blandt dem, man vanskeligst kan gardere sig imod.

Ved at foretage vibrationsmålinger under udførelsen af sprængningsarbejdet kan man imidlertid opnå en betydelig kontrol af disse virkninger.

I Danmark har interessen for sprænging af naturlige årsager altid været yderst beskeden, hvorfor der ud over få offentlige bekendtgørelser og militære reglementer kun foreligger sporadisk materiale, der omhandler sprængningsarbejder. Af samme årsager er man, hvad angår tilladelige vibrationer, henvist til svenske eller tyske regulativer (f.eks. Vornorm DIN 4150 "Erschütterungen im Bauwesen"), hvilket på mange måder er yderst utilfredsstillende.

med —— ), lufttrykbølger (vist med — - — ) og overfladebølger (vist med - - - - ).

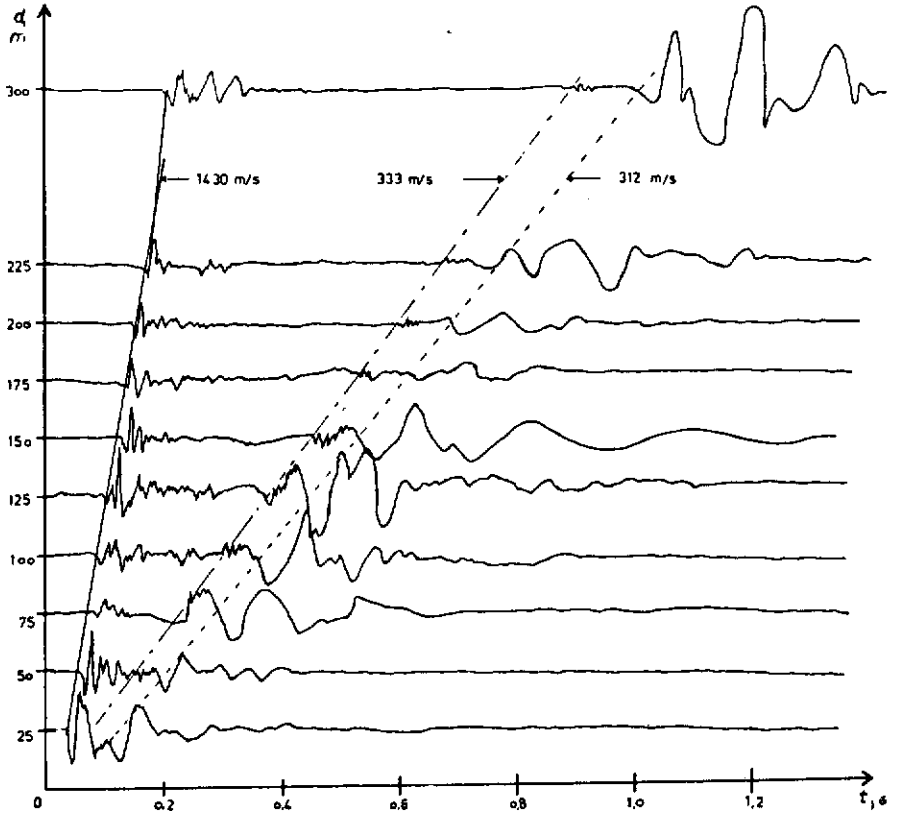



Fig. 2.

Figuren viser et seismogram fra sprængning af 5 kg.

Amplituderne er ikke umiddelbart sammenlignelige, idet signalerne er registreret med forskellig forstærkning og forskellige transducere. Målingerne i afstandene 75, 150, 225 og 300 m er partikelhastigheder, medens de øvrige er accelerationer.

De store o-bølgeamplituder for målingerne ved 300 m har et noget særpræget udseende, hvilket måske skyldes forstærkningsfejl f. eks. overstyring.

(Målingerne er udf. af forf. på Farum Kasernes øvelsesplads 1978).

Som følge af den højere frekvens vil p-bølgerne dæmpes hurtigere end o-bølgerne. Inden for en afstand på 100 m fra sprængstedet regnes p-bølgerne for at have den dominerende vibrationsvirkning, som ved fjernere afstande tilskrives o-bølgerne.

Jordens filtervirkning medfører, at bølgernes dominerende frekvenser formindskes med voksende afstand fra kilden.

Skal man dimensionere en sprængning og herunder foretage en vurdering af dens skadevoldende virkninger på nabobebyggelser, må man undersøge transmissionsforholdene.

En sådan bør omfatte undergrundens lagdeling med respektive seismiske hastigheder, transmissionsafstand samt mulighed for luftkobling.

Transmissionsevnen lader sig ikke beregne, men man kan ud fra visse modellove og empiriske udbredelsesformler underbygge sine subjektive vurderinger med beregninger og dermed i rimeligt omfang sikre sig mod ubehagelige overraskelser.

Inden for spræng-vibrationsteknik hersker der i dag - af årsager som senere vil blive omtalt - en tilsyneladende enighed om, at partikelhastigheden (svingningshastighed) er det mest bekvemme udtryk for rystelsesniveauet.

Vibrationsmålinger gennemføres med forskellige typer udstyr, lige fra simple seismiske instrumenter til avancerede opstillinger med henblik på elektronisk databehandling.

Figur 3 viser et håndregningseksempel, hvor rystelsen er registreret på fotografisk film.

Udregning af svingningsdata er sket i overensstemmelse med den tilnærmelse, at chokbølgerne kan betragtes som dæmpede harmoniske svingninger. Partikelhastigheden, v, beregnes efter formlerne:

(1) $v = 2\pi fA$ (2) $v = a/2\pi f$

hvor v er amplituden af partikelhastigheden (mm/s), f er frekvensen (Hz), a er amplituden af accelerationen ($mm/s^2$) og A er flytningsamplituden (µm).

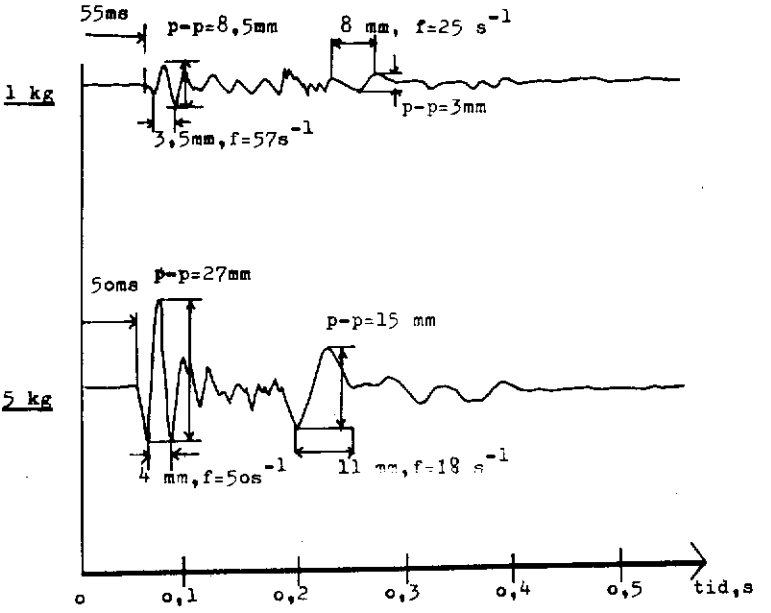



Fig. 3.

Figur 3 viser to accelerometersignaler i et vertikalt målepunkt 75 m fra sprængladninger på henholdsvis 1 og 5 kg TNT.

Accelerometer og skriverkanal er kalibreret til:

1 mm amplitude peak-peak ved forstærkningen F = 1 svarer til 111 mm/s$^2$.

De på figuren viste signaler er optaget og udskrevet med en samlet forstærkning på F = 2 og en papirhastighed på 200 mm/s.

De bølger, der har størst amplitude og evt. laveste frekvens samt et rimeligt harmonisk forløb, udmåles som vist på figuren.

De enkelte parametre bestemmes:

Acceleration: a = (målt p-p/forstærkningen) x 111 (mm/s$^2$)

Frekvens: f = 200/periodelængden i mm (Hz)

Bølgeudbredelseshastighed:

c = 75/ankomsttid i s (m/s)

Partikelhastighed og forskydning beregnes jf. formel 1 og 2.

Resultaterne fremgår af følgende skema:

| L | c | p-bølger | | | | o-bølger | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | f | v | A | a | f | v | A | a |
| kg | m/s | Hz | mm/s | µm | $mm/s^2$ | Hz | mm/s | µm | $mm/s^2$ |
| 1 | 1364 | 57 | 1,32 | 3,7 | 472 | 25 | 1,o6 | 6,7 | 167 |
| 5 | 1500 | 5o | 4,77 | 15,2 | 1499 | 18 | 7,36 | 65,1 | 833 |

## 4. Vibrationsobjekt.

Vibrationer fra sprængning må ifølge den almindelige svingningstekniske terminologi opfattes som chok eller transiente vibrationer - og ikke som harmoniske eller stationære svingninger. Chok og transiente vibrationer karakteriseres ved, at energiomsætningen foregår inden for et meget kort tidsrum. For choks vedkommende drejer det sig om en enkelt svingningsperiode, og for transienter regner man med et mindre antal perioder.

Når vi taler om chokbølger i forbindelse med sprængning, menes der strengt taget transiente bølger.

En bygningskonstruktion kan betragtes som et komplekst system af delelementer, der ved forskellige former for samlinger med mere eller mindre bevægelighed er forbundet til hinanden. Konstruktionen vil derfor som helhed udgøre et svingningssystem med et betydeligt antal frihedsgrader, hvor de enkelte parametre specielt egenfrekvenser og dæmpningsforhold er yderst vanskelige at bestemme.

Selv simple konstruktioner vil byde på regnemæssige vanskeligheder. Et étplanshus, der normalt anses for et mindre kompliceret bygværk, udgør et uoverskueligt svingningssystem.

En troværdig dynamisk beregning er forbundet med et regnearbejde, der næppe er gennemførligt - selv med EDB.

Da man således ikke i dag har praktiske metoder til beregning af dynamiske påvirkninger af en bygning i sin helhed, er man tvunget til at forenkle det totale svingningssystem til et system med et begrænset antal frihedsgrader. Man kan også foretage beregning af de enkelte konstruktionselementer under forudsætning af, at de virker som selvstændige svingningssystemer, isoleret fra bygningens øvrige dele.

Bygningsresponse afhænger, hvad enten der er tale om stationære eller transiente svingninger, af forholdet, $\Omega$, mellem den ydre påvirknings frekvens, $\omega$, og konstruktionens egenfrekvens(er), $\omega_n$, ($\Omega = \omega/\omega_n$).

Laveste egenfrekvens for en bygningskonstruktion betragtet i sin helhed ligger normalt lavere end 10 Hz, og den er bl.a. afhængig af bygningens højde.

Vornorm DIN 4150 angiver følgende tommelfingerregel:

(3) $f_1 = \omega_1/2\pi = 10/$ antallet af bygningens etager

For etageadskillelser, vægge og lofter etc. finder vi noget højere egenfrekvenser.

Som tidligere nævnt ligger overfladebølgernes frekvenser fremdeles i området 5-30 Hz. De laveste frekvenser ses dog i betydelig afstand fra kilden, hvor bølgeenergien er reduceret væsentligt.

P-bølgefrekvenserne vil kunne falde sammen med egenfrekvenser af højere orden.

En oversigt over frekvensens indflydelse fremgår af tabel 1, jf. Bendel.

For lavfrekvente svingninger, hvor inertikraften er dominerende, vil accelerationens størrelse være afgørende. Normer og måleskalaer for jordskælv vil derfor ikke være anvendelige til bedømmelse af spræningers virkning. Ved sprængninger måles ofte accelerationer i nærheden af ½g uden, at der er større risiko for skade. En sådan påvirkning betyder total destruktion jf. "The Japanese Earthquake-Intensity Scale".

Som følge af stor lighed mellem chockbølgefrekvenser og bygningskonstruktionernes egenfrekvenser må man sædvanligvis regne med en betydelig forstærkning. Grundet svingningernes

<table>
<tr><td>Frekvensområde, HZ</td><td>0 til 5</td><td>5 til 10</td><td>10 til 80</td><td>>80</td></tr>
<tr><td rowspan="2">Vibrationskilde</td><td colspan="4">Maskiner</td></tr>
<tr><td>Jordskælv</td><td>Trafik og Ramning</td><td>Ramning og Sprængninger</td><td>Sprængninger</td></tr>
<tr><td rowspan="2">Egenfrekvenser</td><td colspan="2">Hus som helhed</td><td rowspan="2">Etageadskillelser på tværs af midterakse</td><td rowspan="2">Etageadskillelser parallel med midterakse</td></tr>
<tr><td>Høje bygninger</td><td>Lave bygninger</td></tr>
<tr><td>Svingningsform</td><td>Huset i forskydnings- og bøjningssvingninger</td><td rowspan="3">Kombination</td><td colspan="2">Etageadskillelser i bøjningssvingninger</td></tr>
<tr><td>Dynamisk påvirkning</td><td>Ved enertikræfter</td><td colspan="2">Ved bøjnings- og trækspændinger</td></tr>
<tr><td>Kendetegnende kinematiske størrelser</td><td>Acceleration</td><td colspan="2">Svingningshastighed</td></tr>
</table>

Tabel 1

Tabel 1 viser frekvensens indflydelse på rystelsesvirkningerne (efter Bendel).

transiens og bygningernes store dæmpning i forhold til påvirkninger fra mindre sprængninger vil egentlige resonansfænomener ikke have indflydelse, hvilket bekræftes af amerikanske undersøgelser.

Et hus, der er påvirket af jordbølger, kan til en vis grad sammenlignes med et skib i søgang, og en primitiv illustration af bølgelængdens betydning sammenlignet med udstrækningen af bygningens grundflade fremgår af figur 4.

Kendes frekvensen og den seismiske hastighed, kan bølgelængden beregnes, idet $\lambda = c/f$. Eksempelvis vil en overfladebølge med en dominerende frekvens på 15 Hz og en hastighed på 300 m/s have en længde på 20 m. I dette tilfælde, som er typisk for bølger på fjerne afstande fra kilden, kræver bygninger med sidelængder mellem 5 og 10 m eller over 30 m i udbredelsesretningen særlig opmærksomhed.

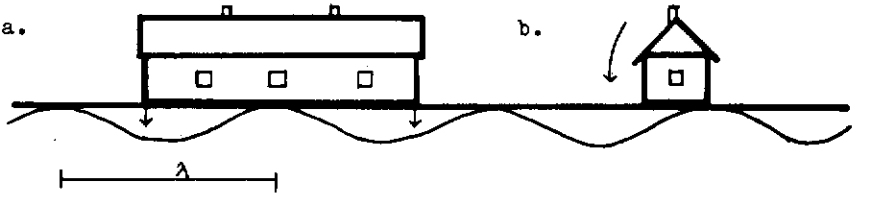



Fig. 4

a. Bygninger, hvis længde, $\ell$, i chokbølgernes udbredelsesretning er større end én bølgelængde, $\lambda$, vil primært udsættes for bøjningssvingninger. Forholdet $\ell/\lambda$ anses for at være kritisk, når $1{,}5 \leq \ell/\lambda \leq 2$.

b. Er bygningslængden mindre end bølgelængden, vil rotationssvingninger være dominerende. I dette tilfælde formodes forholdet $0{,}25 \leq \ell/\lambda \leq 0{,}5$ at give anledning til de største påvirkninger, f.eks. vil inertikræfterne virke kraftigst på skorstenspiber og øvrige højtliggende dele.

Skaderisikoen for en bygning afhænger bl.a. af konstruktionens art og udførelse, funderingsforholdene samt, som før påvist, geometri.

Konstruktionens styrke og stivhed (sejghed) er forbundet med de enkelte delkonstruktioners udførelse, deres samlinger og de materialer, der er anvendt.

Skeletkonstruktioner af stål eller armeret beton vil være mindre påvirkelige end murstensbygninger forudsat, at samlingerne er i orden. I murstensvægge vil størrelsen og placering af åbninger, vinduer og døre øve indflydelse på stivheden som følge af det reducerede tværsnit.

Byggetradition og normer har en indirekte indflydelse på bygningers evne til at optage dynamiske virkninger, hvilket bør erindres, når forskellige landes vibrationsundersøgelser sammenlignes.

Mangelfuld fundering er en af de hyppigste årsager til mindre bygningsskader. En bygning på velkonsolideret under-

grund vil kunne tåle betydelige rystelser, medens en bygning, hvor sætningsforløbet langt fra er afsluttet, vil være yderst sårbar.

Bygningsskader kan klassificeres ud fra mange forskellige kriterier og kategorier.

Inden for praktisk anvendt sprængteknik vil man ved skader normalt forstå mindre skader i modsætning til større skader, som tilskrives ulykker, jordskælv, krigshandlinger etc.

Mindre skader omfatter bl.a.:

- knuste eller revnede vinduer og
- revnedannelse - udvidelse af eksisterende revner.

Vinduesskader skyldes lufttryk, jordrystelser eller udkast fra sprængstedet. Normalt regner man med, at det nødvendige statiske overtryk, der skal til for at volde skade på vinduer af middelstørrelse og -tykkelse, er 1-2 psi (7-14 kPa, 0,07 - 0,14 atm). Den amerikanske sprængtekniker Cook anbefaler skadegrænsen, afstand i forhold til sprængladningens størrelse:

(4) $$S_{glas} = 55 \text{ ft/lb}^{1/3} = 21{,}5 \text{ m/kg}^{1/3}$$

Grænsen gælder for frit anbragte ladninger under normale vind- og temperaturforhold.

Hastrup nævner, at tryk på 7 mb = 700 Pa ~ 150 db kan tillades ved impulsiv belastning.

Ved anvendelse af formel (4) bør der naturligvis tages betydeligt hensyn til de meterologiske forhold. Generelt set vil vinduesskader være relativt problemfrie, selv om det er vanskeligt - for ikke at sige umuligt - at forudberegne overtrykkets størrelse eller udkastets virkning. Ved simple midler, åbning af vinduer, afskærmning etc., kan man imødegå lufttryk- og udkastskader, og såfremt de indtræffer, vil de umiddelbart kunne identificeres.

Jordrystelser kan foranledige, at vinduer, der enten er opsat i spænd eller i for løs fatning, ødelægges. Sådanne skader er vanskelige af forudse, men indlysende at konstatere. Latente skader på vinduer synes ikke at være realistiske, måske med undtagelse af en teoretisk mulighed for at der opstår læk i forseglede termoruder.

Helt anderledes forholder det sig med revneskader som

følge af vibrationer i undergrunden. Såvel deres identifikation som deres egentlige årsag er forbundet med den største usikkerhed.

Revnedannelse i bygningskonstruktioner regnes - afhængig af konstruktionens betydning (konstruktionsklasse) - ofte for et naturligt og uundgåeligt fænomen, som man til en vis grad må acceptere. At komme ind på de enkelte revnetyper og deres oprindelse vil være at gå for vidt.

Skader i form at pudsnedfald afhænger hovedsagelig af bygningens vedligeholdelsesstand og er normalt ubetydelige sammenlignet med andre skader. Pudsnedfald, pudsrevner, fine revner etc. kan klassificeres som arkitektoniske skader, hvormed menes, at reparation ikke er en tvingende nødvendighed, i modsætning til skader, der er af betydning for såvel brugs- som handelsværdi.

Det er sjældent, at skader opstår momentant. De fremkommer ofte som følge af en latent spændingstilstand, som kan have udviklet sig gennem længere tid, og som ofte stammer fra svind og krybning, vejrlig, ekstrem belastning, ydre påvirkninger og særlige funderingsforhold jf. Figur 5.

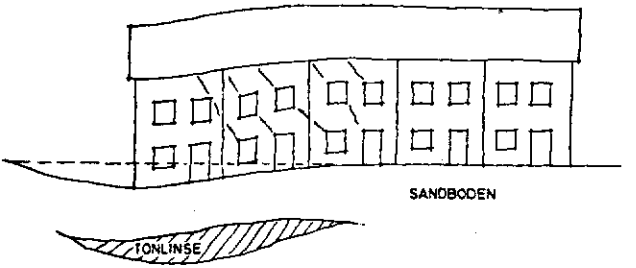
En sprængning i nærheden af et hus, der på en eller anden måde er disponeret for revneskader, vil meget nemt kunne fremskynde revnedannelsen. Sprængningen vil dermed optræde som skadeårsag uanset, at selve sprængvirkningens størrelse under normale omstændigheder må anses for at være ubetydelige.

Større skader omhandler helt eller delvis kollaps af konstruktionen med en væsentlig reduktion af brugsværdien.

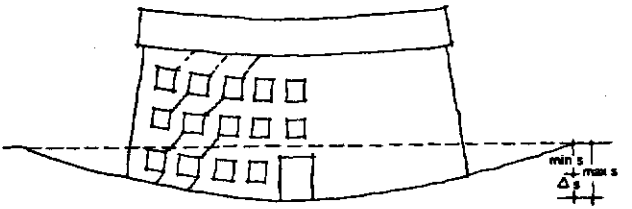
Grænsen mellem mindre og større skader er flydende. Under sidstnævnte kategori kommer fredstidsforberedte ødelæggelser, der med ladningsstørrelser på op imod 1000 kg TNT vil være i stand til at producere alvorlige ødelæggelser på bygninger i nabolaget.

## 5. Skadekriterier.

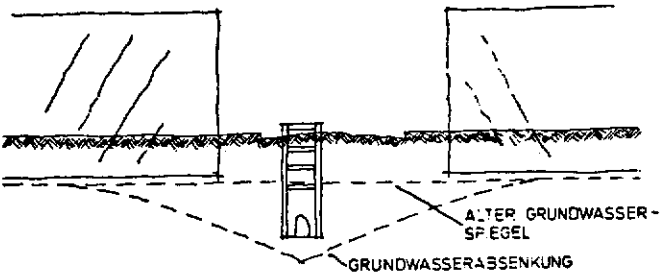
I lande, hvor man på mange erhvervsmæssige områder er tvunget til at anvende sprængstof i betydeligt omfang, er



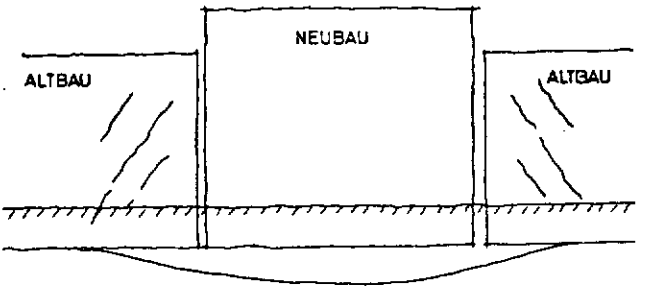

a. Sætningsskader som følge af uensartet bundforhold.




b. Langt hus med slapt fundament på blød bund.




c. Sætningsskader som følge af grundvandssænkning




d. Skader som følge af nybygnings sætning.

Fig. 5

der i de senere år vist stor interesse for de problemer, der er forbundet med sikkerhed og risiko m.h.t. skader på fast ejendom som følge af rystelser fra sprængning.

US Bureau of Mines gennemførte i perioden 1930 - 40 en række undersøgelser og forsøg. Foruden regulære sprængningsforsøg, hvor man med overlæg søgte at påføre bygninger vibrationsskader, udførte man også forsøg med mekanisk vibrator med det formål at fastlægge størrelsen og arten af den skadevoldende virkning.

Disse forsøg blev i begyndelsen af 60'erne fulgt op med supplerende forsøg, og i en sammenfattende rapport fra 1971 fastslog US B.of M., at 94 % af samtlige skader, der var konstateret under de hidtidige forsøg, indtraf ved partikelhastigheder over 2 in/s (= 50 mm/s). Da der endvidere var påvist en statistisk korellation mellem skadeniveau og partikelhastighed, fandt man denne svingningsparameter som et passende mål for vibrationers skadevoldende virkning.

Endelig anbefalede B.of M. et hastighedsniveau på 10 mm/s, såfremt man ville undgå for mange klager og besværligheder fra naboer.

Nogle ofte citerede undersøgelser blev i 1958 og senere udført af Edwards og Northwood i Canada. De foretog målinger på 6 beboelseshuse af virkninger fra sprængninger i forbindelse med St. Lawrance Power Project.

De fandt, at skader på huse, der var funderet på sand/ler, kunne sammenlighes med sætningsskader, der normalt fremtræder som diagonalrevner, som vist på Figur 5, medens skader på huse, der var funderet på kalk og klippe, kunne identificeres som horizontale revner i kældermure og skorstene som følge af inertikræfternes påvirkning.

Edwards og Northwood konkluderede med at anbefale samme skadegrænse som ovenfor anført, 2 in/s.

I Sverige fastsættes tilladelige svingningspåvirkninger ud fra undersøgelser, som bl.a. er udført af Langefors, Kihlström m.fl., idet man fandt, at de skadevoldende virkninger fra sprængninger afhang af forholdet mellem partikelhastighed og bølgehastighed, v/c.

På grundlag af et stort antal målinger har Langefors udledt følgende værdier af v/c:

| v/c (mm/m): | Skadeniveau: |
|---|---|
| 0,014 | No noticeable cracks |
| 0,020 | Insignificant cracking (threshold value) |
| 0,030 | Cracking |
| 0,045 | Major cracks |

Tabel 2.

Målingerne er hovedsageligt udført under bjergsprængninger bl.a. i Stockholms bymidte. Hvad angår sprængninger i jord henviser Langefors til de af Edwards og Northwood udførte beregninger.

Langefors og Kihlström anbefaler følgende tilladelige partikelhastigheder med tilhørende ladningsniveauer:

| Undergrund: | v (mm/s) | $L/d^{3/2}$ |
|---|---|---|
| Klippe | 70 | 0,03 |
| Undergrund med lavere lydhastighed | 50 | 0,12 |

Tabel 3.

Det forudsættes at responsefrekvensen er højere end objektets laveste egenfrekvens.

De i tabel 3 anførte partikelhastigheder fremgår direkte af officielle svenske reglementer og cirkulærer, f.eks. "Arbetarskydsstyrelsens Anvisningar nr. 3".

I Tyskland har flere forskere foretaget omfattende dynamiske forsøg med simple bygningskonstruktioner - bjælker, mure o.lign.

Man har bl.a. undersøgt proportionaliteten mellem spænding og hastighedsamplitude, hvilket har ført til følgende teoretisk udtryk for tilladelig grænseværdi for vertikale hastighedsamplituder:

(5) $f > f_o$: $$\frac{v\,z}{\sigma} = 1$$

v er partikelhastighed, $\sigma$ er spænding og z "schallwiederstand", som er identisk med bølgeimpedansen $Z = \sqrt{\rho E}$, hvor $\rho$ er densitet og E elasticitetsmodul. Formlen forudsætter, at svingningsfrekvensen er større end bygningskonstruktionens egenfrekvens.

Gasch har udledt følgende formel for maksimal tilladelige spænding, som også fremgår af Vornorm DIN 4150:

(6) $$\sigma_{max} = \sqrt{3}\,\sqrt{E_{dyn}\,\rho}\,\sqrt{\frac{G+P}{G}}\,k_n\,v_{r,max}$$

G er egenvægt, P nyttelast og $v_r$ resulterende hastighed. $k_n$ er en dimensionsløs konstant, der afhænger af randbetingelser og egenværdier, $1 < k_n < 1{,}33$.

Formlen gælder kun for stationærer svingninger, og dens værdi skal ikke kommenteres.

Eksempler på tyske skadekriterier fremgår af tabel 4 og 5.

Vornorm DIN 4150 udg. 1975, del 3, forskriver maksimale hastigheder som vist i tabel 5. Værdierne gælder for frekvenser mindre end 60 Hz. For frekvenser derover, ved bygningssprængninger og sjældent forekommende sprængninger vil de nævnte grænser kunne forhøjes. Der endvidere nævnt forhold, der kræver nedsættelse af hastighederne.

Det er værd at bemærke, at tabelhastigheden er den resulterende hastighed, hvorfor man ved måling i en enkelt akse principielt ikke bør overskride tærskelværdien divideret med $\sqrt{3}$.

<u>Generelle bemærkninger til udenlandske skadekriterier.</u>
Antallet af konstaterede vibrationsskader, der kan tilskrives sprængvirkninger, er tilsyneladende temmeligt begrænset. Desuden er de omstændigheder, hvorunder såvel sprængninger som målinger har fundet sted, så varierende, at man ikke kan foretage en umiddelbar sammenligning af de enkelte forskeres resultater.

Ved læsning af de respektive kilder fås det indtryk, at svenske og amerikanske teknikere har valgt at støtte sig til empiriske data frem for at lægge vægt på teoretiske antagelser. F.eks. ses flere konsekvente full-scale forsøg med henblik på måling af skadevoldende virkninger.

| Geschwindigkeit V mm/s | Schadenswirkung |
|---|---|
| 0 ÷ 5 | Leichte Schäden sehr unwahrscheinlich (Erschütterungen sind spürbar) |
| 5 ÷ 10 | Leichte Schäden unwahrscheinlich (Klirren von Fensterscheiben) |
| 10 ÷ 20 | Abblättern des Kalkanstriches, dünne Putzrisse |
| 20 ÷ 30 | Abbröckeln von Putz, dünne Risse in Trennwänden |
| 30 ÷ 50 | Risse in Trennwänden |
| 50 ÷ 100 | Risse in Tragwänden |
| >100 | Risse in Eisenbeton |

Tabel 4. (jf. Beudel)

| Zeile | Gebäudeart | Anhaltswerte für $\vartheta_R$ |
|---|---|---|
| 1 | Wohn- Geschäfts- und in ihrer Konstruktion gleichartige Bauten in einem Erhaltungszustand entsprechend den allgemein anerkannten Regeln der Bautechnik | $8 \frac{mm}{s}$ |
| 2 | Gut ausgesteifte Bauten [1]) aus schweren Bauteilen und gut ausgesteifte Skelettbauten in einem Erhaltungszustand entsprechend den allgemein anerkannten Regeln der Bautechnik | $30 \frac{mm}{s}$ |
| 3 | Bauten, die nicht denen nach Zeile 1 und 2 entsprechen und unter Denkmalschutz stehende Bauten | $4 \frac{mm}{s}$ |

[1]) Bei diesen Bauten ist die wirkliche Widerstandsfähigkeit gegenüber Erschütterungsbelastungen besonders zu beachten

Tabel 5. (jf. Vornorm DIN 4150)

I de foreliggende tyske kilder gives der ikke eksempler på tilsvarende forsøg, men der nævnes enkelte skader som følge af sprængningsvirksomhed med partikelhastigheder på omkring 10 mm/s. Disse tilfælde, som nærmest må karakteriseres som sporadiske, virker ikke som noget overbevisende grundlag

for fastsættelse af normer for tilladelige dynamiske påvirkninger.

Mange tyske forskere har beskæftiget sig indgående med undersøgelser af isolerede konstruktionselementer, og en af årsagerne til, at de anbefaler betydeligt lavere tærskelværdier end deres svenske og amerikanske kolleger skyldes måske, at de primært har behandlet stationære svingninger.

Der spores i det hele taget en udpræget tendens til at sammenblande stationære og transiente svingninger. Dertil kommer, at svingningerne betragtes som værende harmoniske uanset deres vilkårlige forløb.

- Men det kan måske ikke være anderledes, når man søger praktiske løsninger af problemerne.

En anden årsag til de forskellige opfattelser af tilladelige hastigheder skyldes de førnævnte forsøgsomstændigheder. Bygningsnormer og -skikke varierer fra land til land og fundering varierer fra hus til hus. Man kan ud fra det begrænsede datamateriale næppe randomisere jordbunds- og konstruktionsmæssige forhold med henblik på en statistisk vurdering af de målte påvirkninger sammenlignet antallet af hændelser, hvor der er konstateret skader.

De omtalte minimumsgrænser for partikelhastigheder er tilsyneladende ikke fremkommet ved anvendelse af partialkoefficienter eller hensyntagen til målefejl og -spredning, men er efter alt at dømme baseret på subjektive skøn ud fra et datamateriale af beskedent omfang.

Der hersker nogen uenighed med hensyn til hvilken udbredelsesretning, hvori der skal måles. Langefors mener, at det er tilstrækkeligt at måle i én evt. to regninger, vertikalt og longitudinalt. DIN 4150 anfører den resulterende hastighed som referenceværdi, medens US Bureau of Mines ikke mener at kunne konstatere nogen dominerende retning.

Alle er til gengæld enige om, at partikelhastigheden er et rimeligt mål for chokbølgernes virkning på bygningskonstruktioner.

DIN 4150 foreskriver måling ved konstruktionens fundament i en højde, der ikke overstiger 0,5 m over jordoverfladen på den side, der vender mod kilden. Hermed fås et indtryk af

vibrationsenergiens størrelse ved indgangen til konstruktionen, men man får intet oplyst om de rent faktiske vibrationer i bygningens enkelte elementer. Ønsker man sådanne oplysninger, må man etablere målepunkter, hvor virkningen skønnes at være størst. Det kan f.eks. være midt på etageadskillelser eller bjælker med et stort frit spænd eller på toppen af skorstene.

Målinger ved fundamentet er imidlertid formålstjenlige med hensyn til et fast referencepunkt, således at målinger på forskellige bygninger kan sammenlignes.

Danske erfaringer med hensyn til jordrystelser fra sprængninger er som tidligere nævnt yderst begrænsede. Der forekommer med jævne mellemrum erstatningssager i forbindelse med såvel civile som militære sprængninger, herunder sprængninger udført af hjemmeværnet (HJV). I de fleste tilfælde afvises påstanden om skade, men man har set eksempler på, at sådanne sager kan have et meget langvarigt forløb, bl.a. fordi bevisligheden af årsag og virkning ofte er præget af subjektive vurderinger og manglende indsigt i problemstillingen.

Forsvarets Forskningstjeneste (FOFT) har beskæftiget sig en del med forskning af sprængbølgers udbredelse. Der har bl.a. været gennemført en række målinger i HEVRING med henblik på fastsættelse af udbredelsesparametre sammenholdt med forskellige omstændigheder, hvorunder sprængladninger er bragt til detonation.

Derudover har FOFT foretaget målinger på foranledning af klager fra naboer til militære øvelsesområder.

Forskningstjenesten har ikke givet principielle retningslinier og vejledning for sprængningers udførelse henset til sikkerhed og genevirkninger, men støtter sig til udenlandske forsøgsresultater.

De klager, der er opstået under forsvarets sprængningsvirksomhed er sædvanligvis afgjort ved forhandling og undertiden honoreret med skærpelse af restriktioner m.h.t. tilladelige størrelser af sprængladninger.

Blandt civile sprængninger, der foretages ud fra en vurdering af indtjening contra risiko, har man i de seneste år set eksempler på sprængning med et relativt højt risikoniveau,

hvor der er foretaget omfattende foranstaltninger for at imødegå og kontrollere skadevoldende vibrationer.

Tabel 6. viser gennemsnitlige og repræsentative måleresultater fra diverse sprængninger, hvortil der skal knyttes følgende kommentarer:

- Ved sprængning af højtliggende objekter, skorstene, siloer etc. fås langt større rystelser fra nedfaldet end fra selve sprængningen - navnlig, når der er tale om sprængning med millisekundantændelse jf. lb.nr. 4, 7 og 8 se endvidere figur 6.
- Det i lb.nr. 12 nævnte vandtårn var ca. 40 m højt og toppen vejede ca. 1700 t. Det var placeret i en villabebyggelse med 8 m til nærmeste hus. Af hensyn til mulige erstatningskrav blev der foretaget en omfattende og detaljeret besigtigelse af de omkringliggende bygninger. På de mest udsatte villaer blev der udført vibrationsmåling.

  Den største hastighedsamplitude blev målt til 16,5 mm/s, og der forekom ikke rystelsesskader eller erstatningskrav i den henseende.
- Sprængningen af pillerne i den gamle Hadsundbro var også et større arbejde med betydelige sikkerhedsmæssige foranstaltninger.

  Den nye bro lå ca. 30 m fra den gamle, og klapfaget lå ud for de objekter, der krævede størst ladning. Samtidig måtte man tage hensyn til, at det transmitterende medium var vand. Til afskærmning af den nye bro anvendtes et bobletæppe, som etableredes ved hjælp af plastikslanger anbragt på fjordbunden, hvorigennem der blev sendt luft fra et antal kompressorer.

  Nabobygningerne var opført på opfyld fra fjorden og mere eller mindre dårligt funderet, hvilket afspejlede sig i et utal af revneforekomster rundt omkring på de forskellige bygninger.

  Den nærmeste bygning var i en yderst slet vedligeholdelsesstand - og dens ejer i udstrakt grad en potentiel grundløs klager.

  Da man således havde al mulig grund til at forvente

Tabel 6.

Diverse vibrationsmålinger.

- d angiver afstanden i m mellem kilde og målepunkt,
- L angiver maksimale ladningsstørrelse i kg, ved millisekundantændelse ladningsstørrelse pr. trin,
- $d_s$ er den specifikke afstand $L/d^{1/3}$,
- f målt responsfrekvens i Hz,
- amplitude af response, partikelhastighed i mm/s,
- mid/max angiver om der er tale om henholdsvis middelværdier eller maximumsværdier af måledata henset til partikelhastigheden.

| lb. nr. | Opgave | d m | L kg | $d_s$ | v mm/s | f Hz | mid/ max |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | Spr. af betonbygning i VANG granitbrud 6/11 1977. Målt med TELLUS på nærliggende betonplade. Spr. udf. af HJV | 14 | 3 | 1o | 16 | 27 | mid |
| 2 | Spr. af piller til gammel bro i HADSUND dec. 1976 Målt med TELLUS og COMBIGRAF på ny bros sdr. klappille. Spr. udf. af MECABYG | 3o | 1o | 4 | 26 | 19 | max |
| 3 | Tung trafik, målt med FOFT udstyr på ny Hadsundbros sdr. klappille. | | | | 1 | 7o | max |
| 4 | Spr. af siloer, TRYGGEVÆLDEGÅRD udf. af HJV 8/1 1977. Målt med FOFT udstyr på gavlen af gl. lade. | 4o | o,2 | o,1 | 2 | 3o | max |
| | Rystelser af nedfald | 2o | | | 5 | 17 | max |
| 5 | Spr. af huller i mose udf. af HJV 19/2 i TOKKEKØB HEGN. Målt med TELLUS og FOFT udstyr på jordoverflade. | 17 | 2 | 13 | 21 | 1o | mid |
| | | 800 | 2 | 635 | 1 | 5 | mid |
| 6 | Spr.forsøg ved skorsten i KARLSTRUP udført af MECABYG i samarb. med DTH. Målt med FOFT udstyr på gulv i lagerbygning. 20/4 1977 | 48 | 2 | 38 | 22 | 9 | mid |
| | | 5o | 4 | 32 | 19 | 1o | mid |
| | Nedfald af entreprenørkugle 3 t faldhøjde 1o,5 m($E_{pot}$ = ca 3oo kJ). | 48 | | | 8 | 24 | mid |
| 7 | Spr. af skorsten KARLSTRUP CEMENTFABRIK udf. af HJV og MECABYG 24/4 1977. Millisekundantændelse, 18 trin. Målt med FOFT materiel på jordoverflade. | 3o | o,85 | 32 | 8 | 13 | max |
| | Nedfald af skorsten. | | | | 38 | 1o | max |

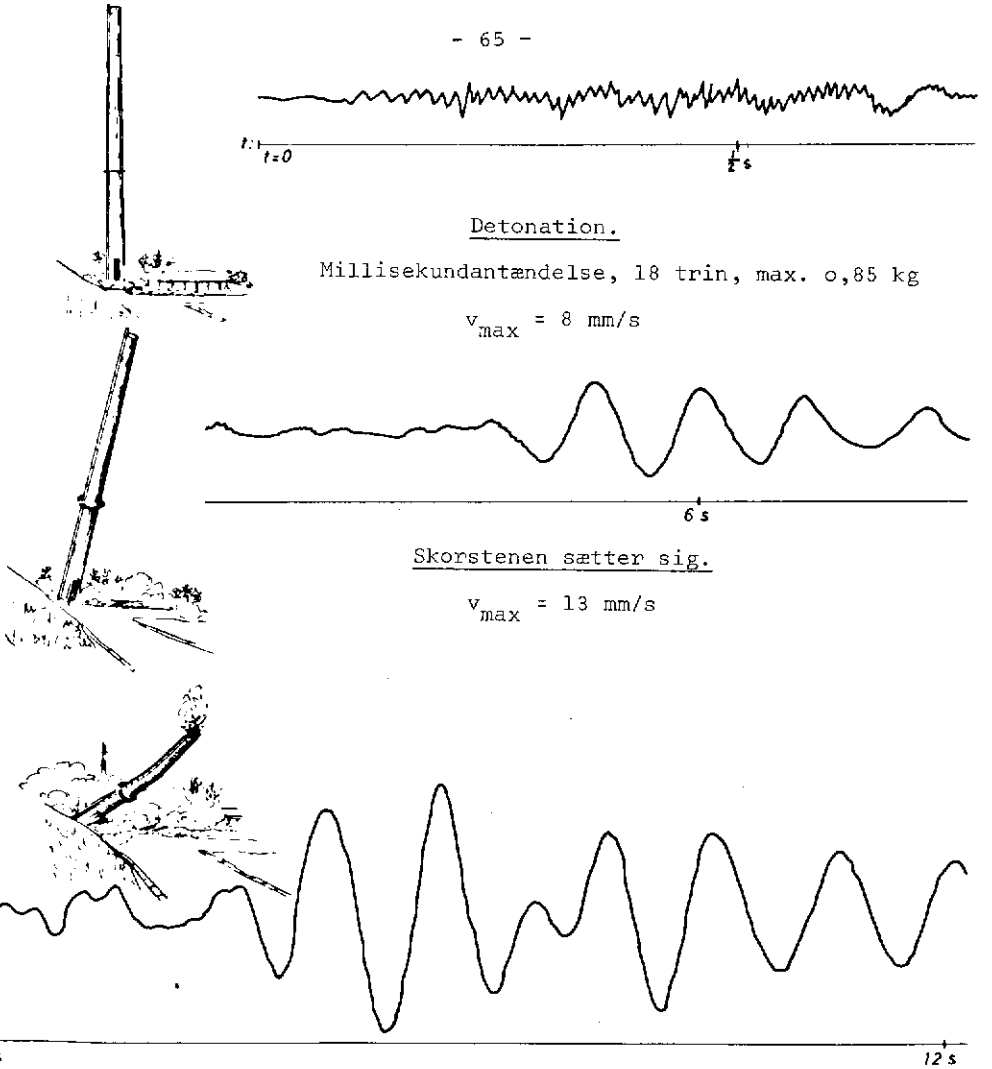
Tabel 6 (fortsat)

| lb. nr. | Opgave | d m | L kg | $d_s$ | v mm/s | f Hz | mid/ max |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 8 | Spr. af skorsten i KØGE, udf. af HJV, millisekundantændelse, 11 trin. Målt med FOFT udstyr på betongulv i kælder. 18/6 1977 | 32 | o,1 | o,o3 | 5 | 42 | mid |
| | Nedfald af skorsten. | 12 | | | 33 | 24 | mid |
| 9 | Spr.forsøg KLOSTERHEDE udf. af FOFT 23/9 1969 Målt på jordoverflade. Nærmeste målepunkt | 248 | 1ooo | 25 | 6 | 5o | max |
| | Fjerneste målepunkt | 55o | 1ooo | 55 | 3 | - | max |
| 1o | Spr. i forb. med udvidelse af NEXØ havn. Målinger udf. af FOFT marts 1962 | 13o | 33 | 41 | 2 | 96 | mid |
| | | 4oo | 33 | 125 | ½ | 7o | mid |
| | | 34 | 33 | 11 | 5 | 16o | mid |
| 11 | Måling på betonbunker i FARUM udf. af FOFT 17/2 1964 | ? | 5 | ? | 3 | 11 | max |
| | | ? | 13 | ? | 8 | 15 | max |
| 12 | Spr. af vandtårn I FREDERIKSHAVN udf. af MECABYG i samarbejde med NITROCONSULT. Målt af NITROCONSULT på nabobygninger. Millisekundantændelse m. 7 trin. (17/6 1976) | 23 | 5 | 13 | 17 | 12 | max |
| | Nedfald af kuppel | 19 | | | 15 | 7 | max |

Bem.:
HJV - Hjemmeværnet
FOFT - Forsvarets forskningstjeneste.
MECABYG - dansk sprængrydningsfirma
NITRO CONSULT - svensk sprængningskonsulentfirma.
Vedr. måleudstyr henvises til Tillæg I

erstatningskrav, blev der foretaget en omhyggelig besigtigelse af de nærmeste bygninger. Der blev endvidere udført vibrationsmålinger såvel på den nye bro som på enkelte bygninger.

Der blev ikke konstateret skader, og et enkelte (ventet) erstatningskrav kunne tilbagevises på grundlag af måleresultater og besigtigelsesrapport.




Detonation.

Millisekundantændelse, 18 trin, max. o,85 kg

$v_{max}$ = 8 mm/s

Skorstenen sætter sig.

$v_{max}$ = 13 mm/s

Skorstenen rammer jorden.

$v_{max}$ = 38 mm/s

Fig. 6

Fig. viser rystelser fra sprængning af skorsten på Karlstrup Cementfabrik (se tabel 6 lbnr. 7). Det viste svingningsforløb er partikelhastighed i vertikal retning målt i bygning ca. 30 m fra skorstenen.

Forfatteren har således ikke kendskab til eksempler på dokumenterede vibrationsskader fra sprængvirksomhed her i landet. Det formodes, at offentlige instanser står temmeligt usikkert med hensyn til fastsættelse af sikkerhedsafstande og maksimalt tilladelige responseværdier.

De to teknologiske institutter henviser til Vornorm DIN 4150 som alment gældende. Denne anvendes naturligvis også, når sprængninger udføres med tysk konsulentbistand. Foregår sprængningerne derimod i svensk regie, som tilfældet er for GTO's undersøgelser i Grønland, da bruges de svenske bestemmelser, der også er at betragte som normer, selv om de ikke er optaget som svensk standard.

## 6. Imødegåelse af vibrationsskader ved mindre sprængninger

Skade er et vidt favnende begreb, og følgelig hersker der forskellige opfattelser af den virkningsgrad, der er nødvendig for skaders opståen. Som tidligere nævnt har svenske og amerikanske sprængteknikere konstateret, at der ikke opstår skader for påvirkninger med en partikelhastighed mindre end 50 mm/s, medens deres tyske kolleger har påvist skader som følge af hastigheder på omkring 2 mm/s for trafik- og industrivibrationer og omkring 10 mm/s for sprængningsrystelser.

Det må derfor være ønskeligt at uddybe skade-begrebet, og et eksempel på en skadeskala fremgår af tabel 7.

Skalaen harmonerer delvist med den af Langefors (i Rock Blasting) nævnte skadesinddeling, og da hans skadekriterium, der er officielt anerkendt i Sverige, åbner mulighed for en rimelig differentiering mellem forskellige jordbundsforhold, skønnes dette kriterium at være hensigtsmæssigt - også for danske forhold.

På grundlag af de af Langefors fundne værdier af forholdet mellem partikelhastighed og transmissionshastighed (bølgehastighed), kan der opstilles en tabel over partikelhastigheder, der repræsenterer en dynamisk virkning, som forventes at kunne fremkalde bygningsskade på et vist niveau (tabel 8).

Bølgehastigheden c = 330 m/s svarer til overfladebølgernes hastighed. De tilhørende partikelhastigheder/risikoniveau bør fortrinsvis anvendes på afstande over 100 m fra kil-

| Skade-niveau: | Definition: |
|---|---|
| I | Gener: Mindre rystelser, vinduesklirren etc.. Ingen bygningsskader af nogen art. |
| II | Arkitektoniske skader: Nedfald af løs puds, åbning af eksisterende revner, ubetydelige finrevner. Reparation ikke nødvendig. |
| III | Revnedannelse: Nye revner på fundamenter, vægge, lofter, skorstene, i samlinger etc. Reparation nødvendig. Ingen væsentlig indflydelse på brugs- og handelsværdi. |
| IV | Betydelig skade: Skader på bærende konstruktioner. Nedsættelse af brugs- og handelsværdi. |
| V | Alvorlig skade: Kollaps af konstruktioner. Bygningen helt eller delvist uanvendelig. |

Tabel 7.

Hastighedsværdierne kan opfattes som risikoniveau og fremgår af tabel 8. (NB !! v måles på fundamentet i højde med JOF):

| Skade-niveau: | v/c mm/m | Risikoniveau, v (mm/s) ved forsk. c(m/s) | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | 330 | 1000 | 1500 | 2000 | 4000 |
| I | 0,010 | 3 | 10 | 15 | 20 | 40 |
| II | 0,020 | 7 | 20 | 30 | 40 | 80 |
| III | 0,030 | 10 | 30 | 45 | 60 | 120 |
| IV | 0,045 | 15 | 45 | 68 | 90 | 180 |
| V | 0,060 | 20 | 60 | 90 | 120 | 240 |

Tabel 8.

Tabel 8 gælder for et almindeligt velbygget beboelseshus i god vedligeholdelsesstand.

den, hvor overfladebølgernes (o-bølger) virkning formodes at være dominerende.

Ved kortere afstande anvendes de øvrige værdier, svarende til kompressionsbølgernes (p-bølger) hastighed i pågældende lokalitet, som fremgår af tabel 9, transmissionshastigheder i typiske danske undergrundslag.

For at tilgodese eventuelt vandindholds indflydelse på jordens transmissionsevne, anbefales det at nedsætte risikoniveauet med et trin, når der sprænges i terræn med høj grundvandsstand.

| Jordart | Lydhastighed i m/sek. |
|---|---|
| Moseaflejringer og marint dynd | 300-1500 |
| Sand-grus over grundvandspejlet (øget silt-ler indhold medfører stigende hastighed) | 200-1000 |
| Sand-grus under grundvandspejlet | 1300-1600 |
| Smeltevandsler | 1100-1500 |
| Moræneler (forvitret, kalkudvasket) | 800-1500 |
| Moræneler | 1300-2200 |
| Danienkalk | 1600-2500 |

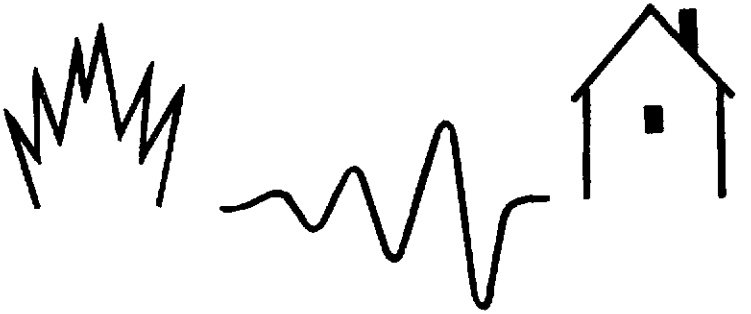
Tabel 9.

Transmissionshastigheder i typiske danske undergrundlag (jf. K.Klitten).

Bortset fra en generel forventning om, at partikelhastigheder på et bestemt niveau kan fremkalde skader på et tilsvarende skadeniveau, kan der intet siges om sandsynligheden for det virkelige hændelsesforløb. Der er ikke indbygget nogen form for sikkerhed, hvorfor man i tilfælde af skærpede sikkerhedskrav bør sænke risikoniveauet.

En vurdering af sikkerheden bør bl.a. omfatte de på figur 7 nævnte forhold. Desuden bør man om muligt ved prøvesprængning og vibrationsmåling skaffe sig et forhåndskendskab til rystelsesvirkningerne under de aktuelle omstændigheder. Endvidere vil teknik og ekspertise, hvormed såvel sprængning som vibrationsmåling udføres, have en afgørende indflydelse.

Om risiko i almindelighed skal anføres, at foretages der sprængning i nærheden af bygningskonstruktioner, og opstår



| KILDE | TRANSMITTERENDE MEDIUM | OBJEKT |
|---|---|---|
| - LADNINGSSTØRRELSE | - TRANSMISSIONSAFST. | - KONSTRUKTION |
| - LADN.ANBRINGELSE | - TRANSMISSIONSHASTIGHED | - VEDLIGEHOLDELSE |
| - FORDÆMNING | - METEOROL. FORHOLD | - GEOMETRI |
| - ANTÆNDELSE | - GRUNDVAND | - VINDUER |
| - SPRÆNGSTOF | - LAGGRÆNSER | - FUNDERING |

Figur 7.

der skade, da vil den for sprængningen ansvarlige person eller myndighed blive pålagt erstatningspligt. Dette vil også være tilfældet, når der er tale om huse, der er i ringe stand eller på en eller anden måde disponeret for rystelsesskader jf. alm. erstatningsretspraksis.

En risikovurdering kan foretages ud fra følgende aspekter:

- For civile sprængningsentreprenører er risikoniveauet uløseligt forbundet med forsikrings- og erstatsningsspørgsmål.

  Et øget risikoniveau vil sædvanligvis resultere i forhøjelse af policepræmien. Skadevoldende sprængninger vil iøvrigt aldrig være befordrende for firmaets anseelse.

- Risiko behøver ikke nødvendigvis at være forbundet med en negativ forventning om erstatningspligt alene. Man bør også tage højde for de med skadeniveau I identiske gener og dermed leve op til nutidens almindelige krav om miljøhensyn. Det menneskelige legeme opfatter vibra-

tioner, der er langt svagere end dem, der er tilnærmelsesvis kritiske for en bygningskonstruktion.

Af denne årsag vil mange husejere ubevidst få oplevelsen af, at deres ejendom har lidt skade, og de vil ofte få bekræftet denne formodning ved at konstatere revner, der aldrig før har vakt deres opmærksomhed.

Klager vil uanset deres berettigelse altid volde ulejlighed og kan i ekstreme tilfælde medføre udsættelse/afbrydelse af sprængningsarbejdet.

Sikkerhedsafstande.

Drejer det sig om sprængninger med et lavt risikoniveau, og rådes der ikke over vibrationsmåleudstyr, kan man under planlægning og sikkerhedsvurdering af en sprængningsopgave støtte sig til afstandsformler.

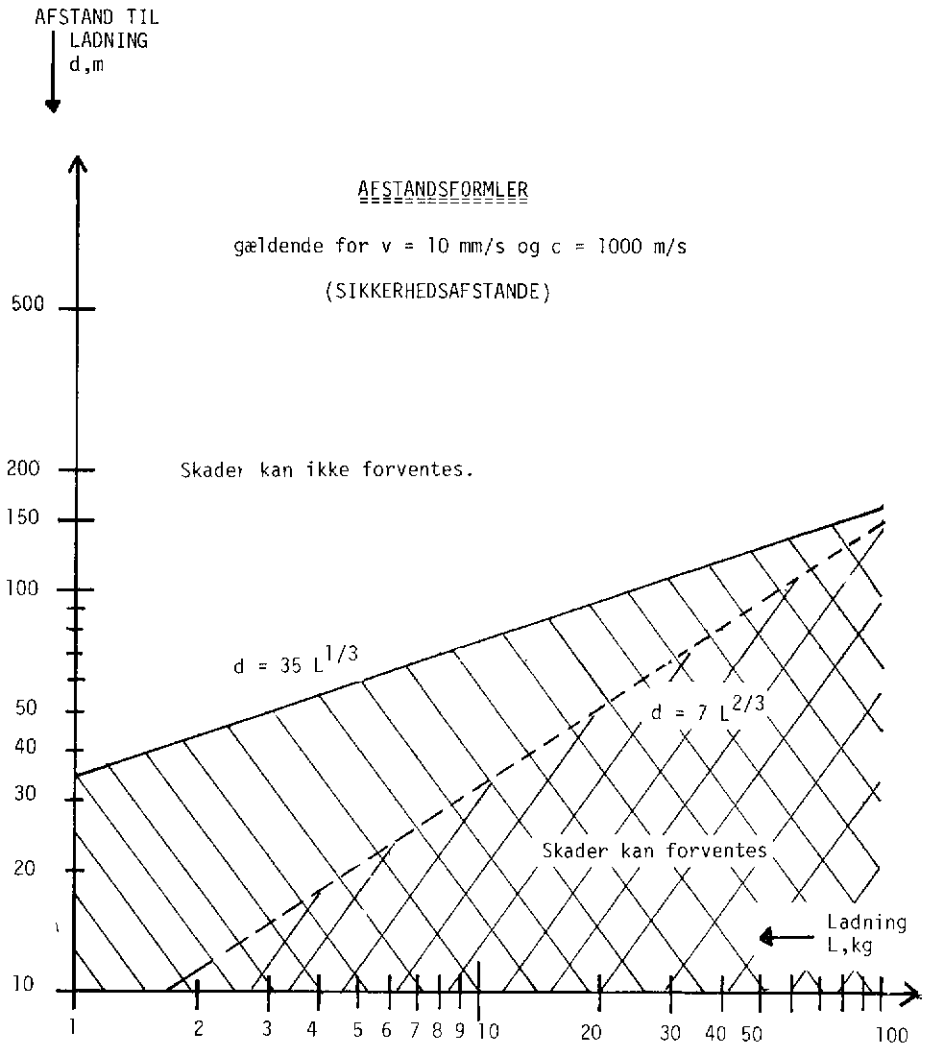
Der findes et utal af afstandsformler. Nogle er helt generelle, medens andre kan udledes af relationer mellem partikelhastigheder, ladningsstørrelser og afstande, der udtrykker transmissionsevnen under mere eller mindre veldefinerede forhold.

Den ofte citerede tyske afstandsformel, $d = 7\ L^{2/3}$, er undertiden blevet anerkendt af danske forsikringsselskaber som policegrundlag, men på grundlag af en analyse af vibrationsmålinger i forbindelse med sprængninger her i landet anbefales følgende afstandsformel som sikkerhedsgrænse:

$$d = 35\ L^{1/3} \tag{7}$$

Formlen er baseret på en partikelhastighed på 10 mm/s, en transmissionshastighed på 1000 m/s og dermed laveste skadeniveau (I), jf. tabel 8. Formlen gælder for en samlet ladning mindre end 100 kg.

De to ovennævnte afstandsformler ses afbildet på fig. 8, og det skal bemærkes, at den tyske er mindre restriktiv til trods for, at DIN 4150 foreskriver en lavere partikelhastighed. Dette skyldes primært, at der i Tyskland hersker betydelig uenighed om skadegrænser, og at formlen såvidt forfatteren bekendt ikke er autoriseret.




Figur 8.

Et vigtigt middel eller metode til imødegåelse af skadevoldende rystelser fra sprængning er antændelse med millisekunddetonatorer.

Anvendelse af milisekunddetonatorer er i dag en udbredt og almindeligt anerkendt sprængteknik. I stedet for store

ladninger anvendes et antal mindre ladninger, som antændes med korte tidsintervaller, 10 - 50 ms.

Sammenlignet med momentantændelse er fordelene følgende:

- Bedre sønderdeling af sprængningsobjektet,
- bedre udnyttelse af sprængstoffet,
- mindre risiko for udkast,
- "blødere" detonationsknald - og endelig
- mindre rystelser.

Under hensyntagen til tilladelige vibrationer på omliggende bygninger reducerer man sædvanligvis større ladninger til et antal mindre, som antændes med passende tidsintervaller. For tidsintervaller på ½ sekund og derover vil der ikke herske interferens mellem de enkelte ladningers virkninger. Ved kortere intervaller kan man som følge af interferensvirkningen forvente et højere vibrationsniveau.

Det drejer sig altså om at udnytte den gunstige virkning og samtidig undgå en forstærkning af fjernvirkningen.

Millisekunddetonatorer kan altså ikke bruges i flæng. Såvel valg af intervaller som antallet af ladninger i sprængningsserien bør afpasses i overensstemmelse med de givne forhold.

Såfremt man ikke har kendskab til den dominerende jordfrekvens, bør den største samlede ladning reduceres med en trediedel for at overholde et givet risikoniveau.

## 7. Epilog.

Inden for moderne sprængteknik kan man som hovedregel regne med, at en sprængning, der gennemføres optimalt, også tilgodeser begrænsning af fjerntrækkende skadelige virkninger på bygninger.

Man kan opnå et vist indtryk af den i konstruktionen optagne energimængde ved at måle amplituderne af rystelsernes partikelhastigheder på fundamentet i højde med jordoverfladen.

En sådan registrering skønnes at være et rimeligt mål for den maksimalt tilladelige påvirkning, men den siger intet om de reelle påvirkninger på de enkelte konstruktionsdele.

De skadevoldende virkninger må som følge af energiens forplantning op igennem konstruktionen fremdeles tilskrives inertikræfter og dermed accelerationen.

Der rådes endnu ikke over fornøden indsigt og metoder til praktisk og relevant forudberegning af de aktuelle dynamiske virkninger i konstruktionselementerne.

En beregning af bølgeudbredelsen i det transmitterende medium vil ligeledes være umulig, idet der også her er tale om yderst komplicerede forhold med stærkt varierende parametre.

En rimelig vurdering af den risiko, der er forbundet med en sprængningsopgave, vil kunne foretages på grundlag af et godt kendskab til truede bygningers konstruktion og funderingsforhold samt prøvesprængninger med vibrationsmåling.

Grundig for- og efterbesigtigelse af nærliggende bygninger vil kunne bidrage til en effektiv imødegåelse af uberettigede klager.

Endelig skal det tilføjes, at tilstrækkelig hensyntagen til de omkringboende mennesker bl.a. i form af orientering og fornuftigt valg af sprængningstidspunkt, vil kunne nedsætte den eventuelle miskredit til opgavens løsning og styrke tilliden til, at sprængteknik er et fuldt ud brugbart og acceptabelt værktøj - også til fredelige formål.

Kilder:

Baule H.: Sprengerschütterungen, Messung und Beurteilung auf Gebäude. VDI- Berichte nr. 113 1967.

Bendel H. Erschütterungen und Gebäudeschäden. Nobel Hefte apr.-jun. 1975.

Bendel H. Erschütterungsbeanspruchung von Bauwerken. Schweizerische Bauzeitung, mej 1971.

Cook M.A.: The science of high explosives. Reinhold 1958.

Edwards A.T. and Northwood T.D.: Experimental studies of effects of blasting on structures. The Engineer, sep. 1960.

Erschütterungen im Bauwesen. Vornorm DIN 4150.

Gasch R.: Beurteilung der dynamische Beanspruchung von Bauwerksteilen. VDI-Berichte nr. 113 1967.

Gasch R.: Eignung der Schwingungsmessung zur Ermittlung der dynamischen Beansprichung in Bauteilen. Berichte aus der Bauforschung, Heft 58 1968.

Genschel G.: Über die Beurteilung von Sprengerschütterungen Nobel Hefter maj-juni 1968.

Hastrup O.F.: Lufttryk- og rystelsesfremkaldte bygningsskader. Tidsskrift for Ingeniørofficerer.

Jørgensen A.R.: Om revnedannelse i huse m.v.. Tidsskrift for Ingeniørofficerer 1971.

Klitten K.: Ingeniør-geofysiske undersøgelser i Danmark. Meddelelser fra inst. for teknisk geologi nr. 10 1973.

Langefors U. og Kihlström B.: The modern technique of rock blasting. Almqvist & Wiksell 2. udg. 1973.

Lauritzen E.K.: Vibrationsskader på bygninger m.v. som følge af konventionelle sprængninger, Forsvarsakademiet 1978.

Nicholls H.R., Johnson C.F. and Duvall W.I.: Blasting vibrations and their effects on structures. US bureau of Mines, bulletin 656 1971.

Northwood T.D., Crawford R. and Edwards A.T.: Blasting vibrations and building damage. The Engineer, Technical contributors section, may 1963.

Pieper K.: Risse im Maurwerk. Nobel Hefte jan.-mar. 1970.

Reiher H. und v. Soden D.: Einfluss von Erschütterungen auf Gebäude. Forschungsberichte des Landes Nordrhein-Westfalen nr. 995 1961.

Richart F.E., Woods R.D. and Hall J.R.: Vibrations of soils and Foundations. Pretice-Hall 1970.

Splittgerber H.: Uber die dynamische Beanspruchung von Gebäuden durch Sprengerschütterungen. Nobel Hefte sep. 1970.

ISSN-0106-04-06
ISBN-87-87823-10-1

teknisk forlag a-s . København