

**DBF**

**DANSK BETONDAG 1977**

**PUBLIKATION 3: 1977**  
**DANSK BETONFORENING**

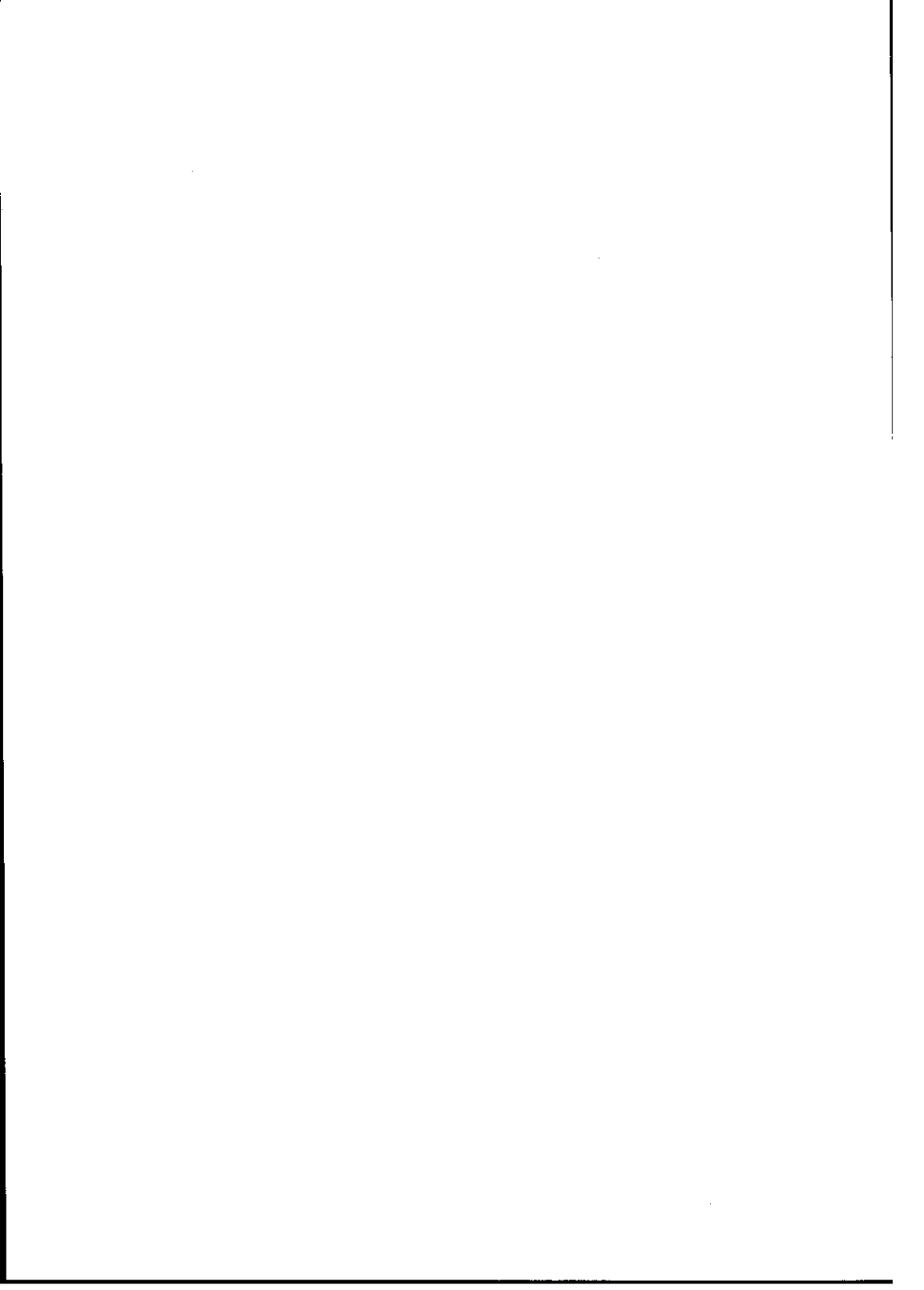


Dansk Betonforening

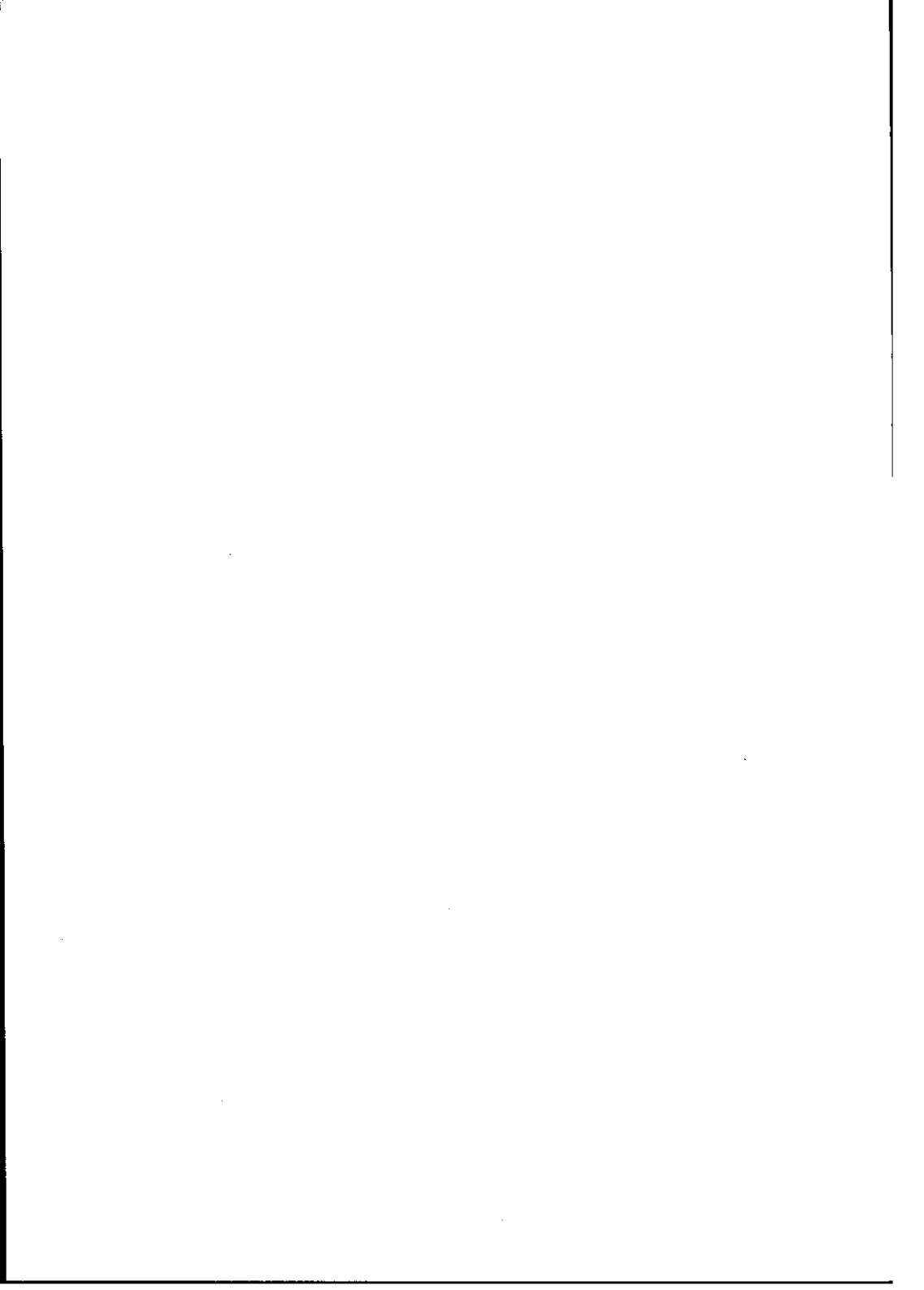
DANSK BETONDAG 1977

Afholdt i Herning den 15. sept. 1977

København, september 1977



INDHOLD	Side
Lars Hjorth:	
CEMENT OG BETON .....	3
S. Øivind Olesen:	
UDVIKLING AF BETONKONSTRUKTIONER .....	7
J. Just Rasmussen:	
HVORDAN MAN KAN BEDØMME BETONSPENDINGER I BRUGS-	
TILSTANDEN UD FRA DEN REGNINGSMÆSSIGE ARMERINGSGRAD	13
Jens E. Staalby:	
NYE BETONELEMENTER, NYE IDEER OG ERFARINGER .....	23
P. Salling:	
NOGLE TYPISKE SKADER .....	45
O. Rud Hansen:	
PRØVESTREKNINGERNE PÅ VESTMOTORVEJEN .....	63
Henrik Anton Svendsen	
og	
N.K. Sørensen:	
BYGGEARBEJDERNE VED KUFA-CEMENTFABRIK I IRAQ .....	71



CEMENT OG BETON

Civilingeniør  
Lars Hjorth  
Aalborg Portland  
Cement- og betonlaboratoriet  
Postboks 165  
9100 Aalborg

CEMENT OG BETON  
Civ.ing. L. Hjorth  
AALBORG PORTLAND

CEMENT- OG BETONLABORATORIET

I forbindelse med Aalborg Portland's strukturrationalisering blev det i foråret 1976 besluttet at flytte Betonforskningslaboratoriet Karlstrup (BFL) til Aalborg og integrere det med Cementlaboratoriet (CLA) og CtO's laboratorium.

Laboratoriebygningen på Sølystvej ved Rørdal blev ombygget og udvidet i løbet af efteråret, og samtidig blev al BFL's udrustning, bibliotek, arkivmateriale m.v. flyttet fra Karlstrup til Aalborg. Valget af navn for det nye integrerede laboratoriekompleks faldt naturligt på "Cement- og Betonlaboratoriet" (CBL).

Cement- og Betonlaboratoriet fungerer nu som en helhed. Den nære kontakt mellem cementprøvning, betonprøvning, udvikling og forskning muliggør nu en hurtigere og bedre opgaveløsning.

Der er således bedre muligheder for at udnytte de forskningsmæssige ressourcer til afhjælpning af driftsproblemer. Det gælder cementfremstilling såvel som eternit- og betonproduktion.

Dansk Eternit-Fabrik og KH Beton har fra starten udtrykt ønske om at udnytte Cement- og Betonlaboratoriets faciliteter. Disse to FLS-gruppeselskaber deltager i finansieringen af laboratoriets aktiviteter, og de er repræsenteret i én styrekomité for forsknings- og udviklingssamarbejde.

Der samarbejdes også med andre institutioner og selskaber uden for FLS-gruppen. Der har således været konkret samarbejde med Landsforeningen Dansk Beton Industri, Betonelement-Foreningen, Danmarks tekniske Højskole, BKF-centralen og enkelte danske og udenlandske firmaer.

CBL's arbejdsopgaver

CBL gennemfører forskning og udvikling og yder laboratorie-



mæssig service primært til støtte for Aalborg Portland's aktiviteter.

Den laboratoriemæssige assistance omfatter bl.a.

- Daglige kemiske analyser og fysiske undersøgelser af de producerede cementer
- Analyser af indkøbt materiale, som anvendes ved cementproduktionen (kul, olie, gips, ildfaste sten m.v.)
- Afprøvning af beton og betonmaterialer for CtO til brug ved CtO's kundevejledning
- Deltagelse i løsning af aktuelle problemer ved produktion af cement og ved anvendelse af cement.

Forsknings- og udviklingsaktivitet omfatter bl.a.

- Udvikling af nye eller forbedrede produkter eller processer, hvori cement indgår
- Udvikling af nye cementer og vurdering af muligheder for alternativ udnyttelse af Aalborg Portland's ressourcer
- Opretholdelse af en tilstrækkelig teknologisk baggrund for støtten til produktionen og salget af cement
- Fiberarmerede cementbaserede produkter
- Andre materialer med cement.

En del af CBL fungerer under navnet "Laboratoriet for Cementprøvning Aalborg" (LCA) som autoriseret cementprøvningslaboratorium. Laboratoriet blev i 1975 autoriseret af Statens tekniske Prøvenævn til at udføre cementprøvning efter Dansk Standard 427. Enhver kan mod betaling få undersøgt cement efter DS 427 på LCA. Resultaterne af sådanne autoriserede undersøgelser tilgår naturligvis ene og alene rekvirenten.

Laboratoriets bibliotek gennemfører dokumentations- og biblioteksarbejde for CBL og CtO, og bibliotekets aktivitet udvides gradvist, således at det efterhånden kan fungere som bibliotek for hele Aalborg Portland.

For tiden arbejdes der bl.a. med at vurdere brugsegenskaberne af en ny cement, som har været under udvikling i

Aalborg Portland i et par år. Det er en cement, som fremstilles af sand og kridt - og altså uden ler.

Det forventes, at den nye cement vil have et lavere alkaliindhold, en lysere farve og en højere slutstyrke end den nu producerede Rapid cement.

Den forskning, som blev påbegyndt på BFL m.h.t. hærdebetingelsernes indflydelse på betonens egenskaber, fortsættes på CBL og udnyttes i samarbejdsprojekter med betonindustrien.

Af interesse for betonindustrien bør endvidere nævnes, at CBL arbejder med udvikling af fiberarmerede cementbundne materialer og med anvendelse af superplastificerende tilsetningsstoffer til fremstilling af højstyrkebeton.

UDVIKLING AF BETONKONSTRUKTIONER

Akademiingeniør  
S. Øivind Olesen  
bkf-centralen  
Elektrovej  
Bygning 371  
2800 Lyngby

## UDVIKLING AF BETONKONSTRUKTIONER

af

S. ØIVIND OLESEN, BKF CENTRALEN

### 1. INDLEDNING

Jernbeton har været kendt i godt og vel 100 år, og materialet har været anvendt til omtrent alle tænkelige formål. I flæng kan nævnes plantekasser, ligkister, rør, sveller, robåde, master, broer, vejbelægninger, siloer, bygninger i enhver afskygning, boreplatforme og atomreaktorer. Denne omfattende praktiske anvendelse har i vid udstrækning været baseret på - eller er blevet fulgt op af - omfattende forskningsmæssige undersøgelser af materialets egenskaber.

Totalt set står Verden derfor i dag med en imponerende viden og erfaring om anvendelse af betonkonstruktioner. Det kan ikke overraske, at den enkelte betonkonstruktør ikke er - og ikke kan være - fortrolig med tilnærmelsesvis hele det erfaringsmateriale, der principielt er adgang til, blandt andet fordi materialet for en stor dels vedkommende ikke er tilgængeligt i en form, der gør det praktisk anvendeligt. Udnyttelse af forskningsresultater ved udvikling af nye betonkonstruktioner er derfor uden tvivl primært et spørgsmål om at gøre allerede etableret viden brugbar i den eller de sammenhænge, hvor der er behov for den, herunder at udfylde de huller, som måtte vise sig i den eksisterende viden.

Viden udnyttes ikke alene i kraft af, at den eksisterer. Der skal være et incitament til at udnytte den. Lad mig dele disse incitamenter i flg. tre grupper:

- ændrede anvendelsesmæssige behov,
- ændrede teknologiske muligheder,
- dårlige erfaringer,

og lad mig belyse dem med nogle eksempler.

## 2. ÆNDRERE ANVENDELSESMÆSSIGE BEHOV

En ændring af de anvendelsesmæssige behov kan f.eks. skyldes et ønske om et udvidet geografisk marked, nye anvendelsesområder eller ændrede legale forudsætninger.

En udvidelse af det geografiske marked kan f.eks. bestå i eksport af betonelementbyggeri til jordskælvsområder. Dette vil forudsætte, at danske ingeniører gør sig fortrolige med en god del af den ekspertise i jordskælvsprojektering, som eksempelvis amerikanske og japanske ingeniører har opbygget i den sidste snes år. Problemet består ikke blot i at registrere, hvilke formelle krav den seneste norm indeholder. Det er i vid udstrækning et nyt sæt tankebaner der skal tilegnes:

- Belastningerne afhænger af konstruktionens response.
- Der skal tænkes mere på konstruktionens evne til at optage energi end på dens evne til at modstå kræfter.
- Vi er vant til at omgå vanskeligheder eller mangel på viden ved at overdimensionere de "vanskelige" dele af konstruktionen og vi er vant til at dette ofte er både teknisk og økonomisk rimeligt. I en jordskælvsprojektering kan det være direkte uheldigt.

Dertil kommer, at omplantningen af dansk elementbyggeri til jordskælvsområder forudsætter en viden om dansk elementbyggeris konstruktive virkemåde og egenskaber, som rækker et godt stykke ud over det, man ellers har haft behov for viden om. Eksempelvis er forskydningskraftoptagelsen i de vandrette vægfuger problemfrit i hjemligt byggeri, mens den i et jordskælvsbyggeri kan være anledning til, at vandrette vægkanter skal fortandes med hvad deraf følger af ændringer i etagekrydsudformning, montagetakt etc.

På adskillige af de potentielle markeder for byggeexport er vilkårene for betonfremstilling og -anvendelse radikalt forskellige fra danske vilkår. Cement og tilslagsmaterialer kan være af ukendt eller afvigende kvalitet. Temperatur- og fugtforhold kan nødvendiggøre foranstaltninger, som er ukendte

under danske forhold. Lokale håndværkere skal oplæres fra grunden. Dette blot nævnt som nogle få eksempler.

På den hjemlige front kan etablering af et gasdistributions-system, indførelse af kernekraft, udnyttelse af mineral- og måske olieforekomster i Grønland være incitament til en dansk udviklingsindsats. Ændrede krav til varmeisolering og lovgivning om beskyttelse af grusressourcer kan være eksempler på mindre spektakulære incitament, der ikke desto mindre kan tænkes at blive af gennemgribende betydning.

### 3. ÆNDRERE TEKNOLOGISKE MULIGHEDER

På det materialeteknologiske område gøres der i disse år opdagelser, hvis rækkevidde er vanskelig at vurdere. Nye cementtyper kan måske muliggøre betonstyrker på 100 - 200 MN/m<sup>2</sup> og styring af afbindingsforløbet inden for en time. Imprægnering af forskellig art kan forøge betonens holdbarhed og iøvrigt give betydelige styrkeforbedringer. Den dag kommer vel også, hvor en fiberarmeret beton kan fremstilles med en økonomi, som gør den anvendelig i større stil. Der er reelt tale om nye materialer, hvis stærke og svage sider konstruktøren skal lære at leve med og udnytte. Erfaringer fra hidtidig praksis vil her kun være til ringe nytte.

Ændrede produktionsmetoders effekt kan være formidabel - tænk blot på præfabrikationen i boligbyggeriet. Højstyrkebeton (eller beton med normal styrke ved lavere cementindhold) udstøbt under tryk og vibrering samtidigt er en mulighed. Rationaliseret formgrej til in-situ støbning måske kombineret med pumpebeton er en anden.

### 4. DÅRLIGE ERFARINGER

Betonkonstruktioner har vel i det store og hele ry for at være uforgængelige. Men der er pletter på renomméet, og noget kunne tyde på, at de forekommer oftere og oftere. I hvert

fald kan man ved en gennemgang af eksisterende byggeri finde masser af eksempler på, at en anden udformning, andre materialer eller en anden udførelsesmetode burde have været anvendt. DBF's møderække om SKT problemer fremdrog således en række skadeseksempler, hvor der indlysende var tale om en dårlig erfaring.

I mange tilfælde bliver en dårlig erfaring imidlertid slet ikke registreret. Eksempelvis er der en tendens til, at flade tagkonstruktioner udføres som en let og meget slank betonkonstruktion, hvorved selve den bærende konstruktion formentlig bliver billig. Hvis et sådant tag bliver utæt, er det nærliggende, men ikke nødvendigvis rigtigt, at hænge tagpapentreprenøren ud. Montage af lette vægge og lign. under et meget slapt tag kan også hurtigt føre til meromkostninger, som er større end den besparelse, man opnåede på den slappe hovedkonstruktion.

Hertil kommer endelig en del tilfælde, hvor man nok er opmærksom på, at man har et problem f.eks. en for tidlig nedbrydning af en betonkonstruktion, men hvor man ikke er i stand til at klarlægge årsagen.

En faktor, som gør det vanskeligt at udnytte dårlige erfaringer til at undgå gentagelser, er den enkeltes ulyst til at delagtiggøre andre i den dårlige erfaring. Denne ulyst er nok - alt taget i betragtning - forståelig og står næppe til at ændre væsentligt. Da de dårlige erfaringer imidlertid kan være et umådelig vigtigt redskab i en udviklingsproces, bør der ofres en betydelig indsats på at etablere et system for denne erfaringsudveksling så associationer til gabestokken undgås.

##### 5. TVÆRFAGLIG INDSATS NØDVENDIG

Incitamenterne til at udvikle nye betonkonstruktioner kan altså være mangeartede, og det tilhørende behov for udnyttel-

se af forskningsresultater synes at være lige så spredt. Jeg tror ikke, det er muligt realistisk at forudsige, hvilke af disse incitament er vi faktisk kommer til at opleve indenfor de næste 10 - 20 år endsige med hvilken vægt.

Derfor tror jeg heller ikke på, at man for perioder af denne længde kan forudsige, hvilke faglige emner der bliver udviklingsmæssigt udnyttelige.

Derimod fremgår det efter min opfattelse tydeligt, at der i hver enkelt udviklingsopgave er behov for at udnytte resultater fra forskellige forskningsdiscipliner. Først og fremmest skal vi have resultaterne fra de traditionelle forskningsbåse "betonteknologi" og "statik" koblet sammen. Den opgave er ikke ny, men vi har hidtil ikke løst den særlig godt. En bedre organisering af denne sammenkobling bør stå højt på ønskelisten.



HVORDAN MAN KAN BEDØMME BETONSPÆNDINGER I BRUGS-  
TILSTANDEN UD FRA DEN REGNINGSMÆSSIGE ARMERINGSGRAD

$$\sigma'_{b \max} = f(\phi_r)$$

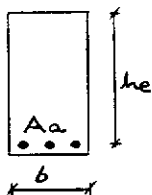
Ingeniør  
J. Just Rasmussen  
Ingeniørskolen i Horsens  
8700 Horsens

### Spændingsbestemmelse

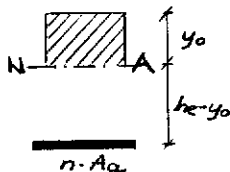
Spændinger i brugstilstanden beregnes på basis af det transformerede tværsnit, hvor man blandt andet har gjort følgende forudsætninger:

1. Betonen er revnet i trækzonen.
2. Forholdet mellem stålets og betonens elasticitetskoefficienter regnes konstant - men dog afhængigt af betonkvalitet og belastningens karakter (langtids- eller korttidsbelastning).
3. Såvel beton som armering følger Hookes lov.
4. "Plane tværsnit forbliver plane".
5. Naviers bøjningsformel anvendes, og spændinger for langtidsbelastning og korttidsbelastning adderes, selv om den neutrale akse beliggenhed ændres.

Benyttes forudsætningerne på et rektangulært tværsnit:



"transformeres" dette efter pkt. 1, 2 og 3 til



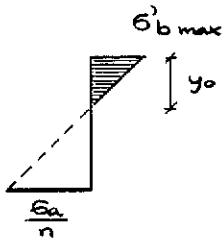
hvor den neutrale akse beliggenhed findes ved at udtrykke, at det statiske moment om den neutrale akse = 0

$$\frac{1}{2} \cdot b \cdot y_0^2 = n A_a (h_e - y_0),$$

hvorefter inertimomentet kan beregnes som:

$$I_{ab} = \frac{1}{3} \cdot b \cdot y_0^3 + n A_a (h_e - y_0)^2$$

Efter 3 og 4 fås spændingsdiagrammet:



- og efter 5 findes  $\sigma'_{bmax} = \frac{M \cdot y_0}{I}$

Forholdet  $n = \frac{E_a}{E_b}$  betyder temmelig meget i denne forbindelse.

### n-værdierne

Efter 1949-normen var det så let.  $n$  var lig med 15. Der var nogle "tilladelige" spændinger, normalt  $75 \text{ kp/cm}^2$  for  $\sigma_T = 240 \text{ kp/cm}^2$ .

Betonstyrkerne var middeltal for terninger målt i  $\text{kp/cm}^2$ . Nu er det 10% fraktiler for cylindre målt i  $\text{MN/m}^2$ .

Omregnes en betonkvalitet,  $\sigma_T = 240 \text{ kp/cm}^2$  fås:

i  $\text{MN/m}^2$  (ca.)  $24 \text{ MN/m}^2$

fra terning til cylinder:  $0,8 \cdot 24 = 19,2 \text{ MN/m}^2$

fra middeltal til 10% fraktil, når spredningen sættes til 12% og "statistikfaktoren" til 1,45 (Norm tabel 2.2)

$$\sigma'_{bk} = 19,2 - 1,45 \frac{19,2 \cdot 12}{100} = 15,86 \sim 15 \text{ MN/m}^2$$

Altså: i 25 år var den tilladelige spænding for det, vi nu kalder en beton 15 lig med  $75 \text{ kp/cm}^2$  eller 50% af den karakteristiske styrke.

Med større kendskab til betonen kunne 1973-normen graduere  $n$ -værdierne bedre.

Vejledningens  $n$ -værdier er udregnet som:

$$n_{\text{korttid}} = \frac{1}{1-A \cdot \alpha} \cdot \frac{E_{aok}}{E_{bok}} \quad \text{og}$$

$$n_{\text{langtid}} = \frac{1+K}{1-A \cdot \alpha} \cdot \frac{E_{aok}}{E_{bok}}$$

"K" er krybetallet, der udtrykker, hvor stor den plastiske deformation er i forhold til den elastiske deformation. I vejledningen svarer krybetallet til 3.

"A" og "α" er koefficienter, der korrigerer betonens dslin-elasticitetskoefficient hen til det forventede spændingsområde.

Værdier for "A" findes i tabel V 6.4.2.

"α" er sat til 0,7.

$$E_{aok} = 2 \cdot 10^5 \text{ MN/m}^2$$

$$E_{bok} \text{ fra tabel 3.3.2, norm side 26. } (E_{bok} = \frac{51 \cdot 10^3 \cdot \sigma'_{bk}}{13 + \sigma'_{bk}})$$

Vejledningens n-værdier:

Beton	10	15	20	25	30	35	40	45	50
n <sub>0</sub>	12	10	9	9	8	8	7	7	7
n <sub>∞</sub>	50	42	35	33	30	27	25	25	25

Krybetal 0 hhv 3

"A" fra V 6.4.2

giver følgende n-værdier:

"α" = 0,7

E<sub>bok</sub> fra N 3.3.2

Beton	10	15	20	25	30	35	40	45	50
n <sub>0</sub>	12,63	10,29	8,96	8,17	7,43	6,84	6,38	5,87	5,50
n <sub>∞</sub>	50,51	41,15	35,84	32,68	29,71	27,37	25,52	23,47	22,0

Altså en pæn overensstemmelse med forudsætningerne.

Man kan beregne n-værdierne efter andre forudsætninger, f.eks.:

Krybetal 0 hhv 2

"A" fra V 6.4.2

hvilket giver:

"α" = 0,7

E<sub>bok</sub> fra N 3.3.2

Beton	10	15	20	25	30	35	40	45	50
n <sub>0</sub>	12,63	10,29	8,96	8,17	7,43	6,84	6,38	5,87	5,50
n <sub>∞</sub>	37,88	30,86	26,88	24,51	22,28	20,53	19,14	17,60	16,50

Eller:

Krybetal 0 hhv 3

"A" fra V 6.4.2

" $\alpha$ " = 1,0

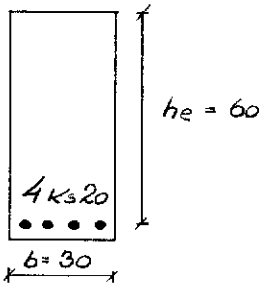
$E_{bok}$  fra N 3.3.2

Beton	10	15	20	25	30	35	40	45	50
$n_0$	15,15	12,35	10,75	9,81	8,68	7,72	7,02	6,25	5,75
$n_{\infty}$	60,61	49,38	43,01	39,22	34,72	30,89	28,07	25,02	22,99

I alle tilfælde ses det, at vejledningens n-værdier er "acceptable".

Hvordan den maksimale betonspænding varierer med forholdet mellem nyttelast og hvilende belastning.

Et eksempel



Beton:  $\sigma'_{bk} = 15 \text{ MN/m}^2$

Armering: Ks 56

Kontrolklasse II,  $f_a = 1,4$  og

$f_b = 1,8$

Det ultimale moment:

$$\phi_r = \frac{A_a \cdot \sigma_{ar}}{b \cdot h_e \cdot \sigma'_{br}} = \frac{12,56 \cdot 400}{30 \cdot 60 \cdot 8,33} = 0,335 < \phi_{r\phi} = 0,42$$

$$M_{ur} = \sigma'_{br} \cdot b \cdot h_e^2 \cdot \phi_r (1 - 0,5 \phi_r) = 8,33 \cdot 0,3 \cdot 0,60^2 \cdot 0,335 (1 - 0,5 \cdot 0,335) 10^3 = 251 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Forudsættes, at  $M_D = M_G = 100 \text{ kN}\cdot\text{m}$ , fås det ydre, regningsmæssige moment:

$$M_{pr} = 1,5 \cdot 100 = 150 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{gr} = 1,0 \cdot 100 = \underline{100 \text{ kN}\cdot\text{m}}$$

$$M_r = 250 \text{ kN}\cdot\text{m} \gtrsim 251 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

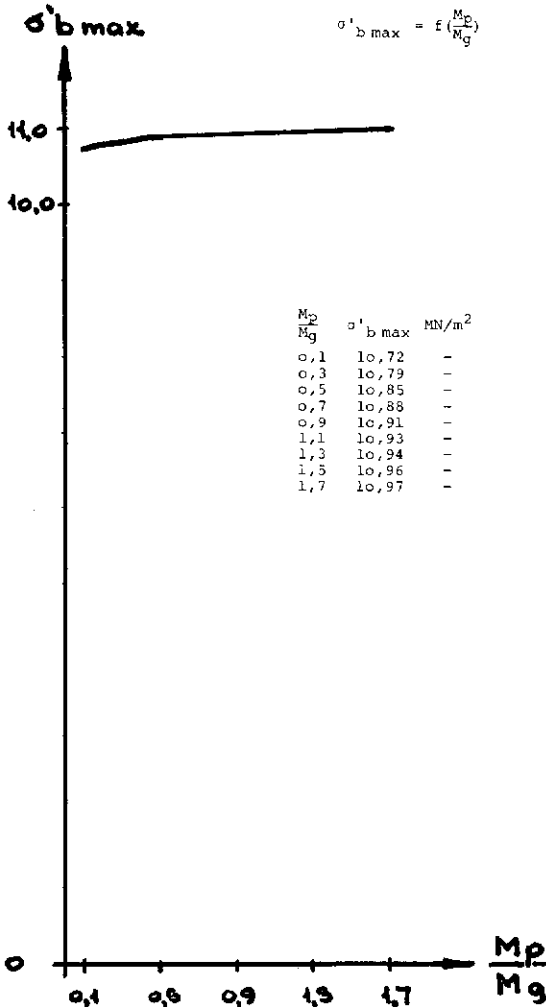
En spændingsbestemmelse giver for

$$M_p = 100 \text{ kN}\cdot\text{m} \text{ og } n = 10: \sigma'_b = 6,66 \text{ MN/m}^2$$

$$M_g = 100 \text{ kN}\cdot\text{m} \text{ og } n = 42: \underline{\sigma'_b = 4,26 \text{ MN/m}^2}$$

$$\sigma'_{b \text{ max}} = 10,92 \text{ MN/m}^2$$

Fastholdes nu det ydre regningsmæssige moment til 250 kN·m, og lader man forholdet  $\frac{M_p}{M_g}$  variere fås følgende kurve.



Det kan altså vises, at for tværsnit, hvor det trykkede betonareal er rektangulært, bliver den samlede betonspænding fra  $M_p + M_g$  næsten konstant - uanset forholdet  $\frac{M_p}{M_g}$

Et armeret betontværsnit dimensioneres for det regningsmæssige moment,  $M_r = 1,5M_p + 1,0 M_g$ , hvorefter det eftervises, at det ultimale indre moment,  $M_{ur} \geq M_r$ .

$$\text{Da } M_{ur} = \sigma'_{br} \cdot b \cdot h_e^2 \cdot \phi_r (1 - 0,5\phi_r) \text{ , hvor } \phi_r = \frac{A_a \cdot \sigma_{ar}}{b \cdot h_e \cdot \sigma'_{br}} \text{ ,}$$

må  $\phi_r$  også kunne udtrykkes som en funktion af  $\sigma'_{b \max}$  - eller omvendt:  $\sigma'_{b \max} = f(\phi_r)$ .

Dette er vist i følgende kurve, hvor betonspændingerne er udregnet for  $M_g = M_p$ . Altså  $1,5 M_p + M_g = M_{ur} \Rightarrow M_p = M_g = \frac{M_{ur}}{2,5}$

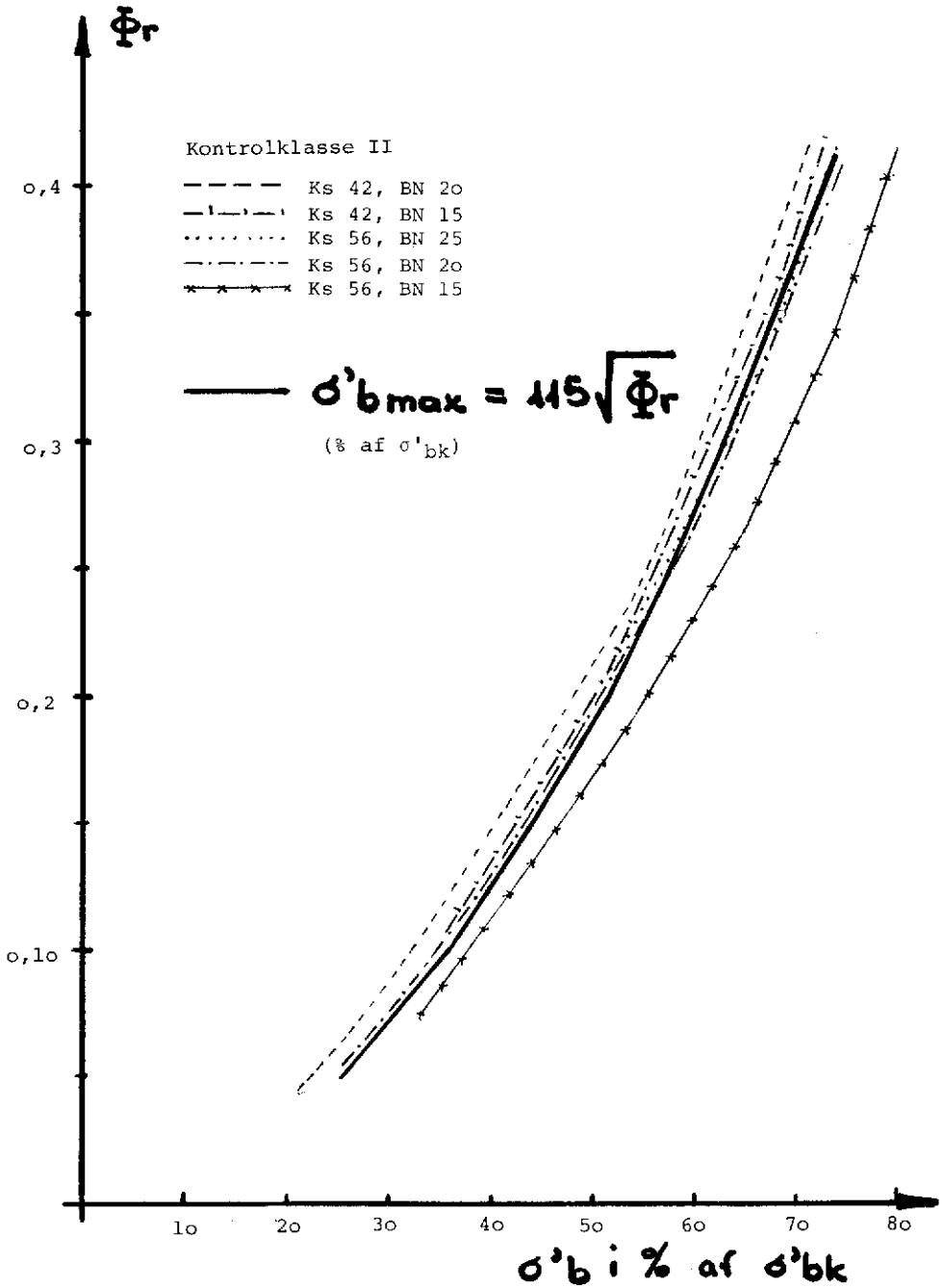
For at sammenligne forskellige betonkvaliteter er  $\sigma'_{b \max}$  udtrykt i procent af den karakteristiske betonspænding.

Med god tilnærmelse findes for

Ks 42, Ks 56 og tentor: $\sigma'_{b \max} = 115 \sqrt{\phi_r}$ (% af $\sigma'_{bk}$ )
---

St 37 : $\sigma'_{b \max} = 95 \sqrt{\phi_r}$ (% af $\sigma'_{bk}$ )
--

For kontrolklasse I bliver betonspændingerne forøget med ca. 10%.





Nogle slutbemærkninger

Efter 1973-normen er der åbnet mulighed for en kraftig forøgelse af betonspændingen i brugstilstanden.

Beregnes således spændingen i eksemplet på side 4 med  $M = 200$  kN·m, fås med  $n = 15$  en spænding på  $11,56 \text{ MN/m}^2$ , hvor den efter 1949-normen kun måtte være  $7,5 - 7,8 \text{ MN/m}^2$  - det er dog en forøgelse på ca. 50%, med "normale" forhold for  $\frac{M_p}{M_g}$ . Der er kun sat en lille begrænsning på spændingerne, idet der i Anneks A i den nye norm siges, at

$$f_g \cdot g + f_p \cdot p \geq 1,1(p + g)$$

En simpel løsning ville være at forlange en trykarmring

svarende til:  $A'_a \geq (\phi_r - 0,25)b \cdot h_e \frac{\sigma'_{br}}{\sigma_{ar}}$

I eksemplet ville  $A'_a = (0,335 - 0,25) \cdot 30 \cdot 60 \frac{8,33}{400} = 3,19 \text{ cm}^2$ , hvilket ville reducere  $\sigma'_{b \text{ max}}$  til  $10,64 \text{ MN/m}^2$  beregnet med  $n = 15$ , og  $\sigma'_{b \text{ max}}$  til  $9,80 \text{ MN/m}^2$  med  $n = 10$  hhv 42.

Mine konklusioner:

1.  $\phi_r$  bør holdes under 0,25.
2. Er man "presset", bør der indlægges trykarmring:

$$A'_a \geq (\phi_r - 0,25)b \cdot h_e \frac{\sigma'_{br}}{\sigma_{ar}}$$

Torsted, 1977 07 21

J. Just Rasmussen



NYE BETONELEMENTER, NYE IDEER OG ERFARINGER

Civilingeniør  
Jens E. Staalby  
Birch & Krogboe  
Rådgivende Ingeniørkontor K/S  
Teknikerbyen 34  
2830 Virum

NYE BETONELEMENTER, NYE IDEER OG ERFARINGER  
JENS E. STAALBY,  
BIRCH & KROGBOE, RÅDGIVENDE INGENIØRKONTOR K/S

INDHOLD

A HUSBYGNING

1.    Fleksible etageboliger
  - a)    Lemming & Erikssons krydsribbedæk.
  - b)    Alpha Ingénierie's krydsribbedæk, Paris.
  - c)    Sovjetisk plade-søjlesystem.
  
2.    Fornyelser i dækelementer
  - a)    Lettere dæk (umodulært): wkw, Vesttyskland.
  - b)    Lettere dæk (modulært): A-Betong, Sverige.
  - c)    Pilhøjdekompenseret dæk: Strängbetong, Sverige.
  
3.    Fornyelser i vægelementer
  - a)    Forskydningslåse i vandrette sidekanter.
  - b)    Efteropspænding med stangarmering.
  
4.    Andre nye husbygningskomponenter
  - a)    HP-skaller: Norm-Beton A/S.
  - b)    Fundamentselementer: A-Betong, Sverige.
  - c)    Skorstenselementer: Strängbetong, Sverige.

B ANLÆGSARBEJDER

1.    Brobanebjælker, Danmark.
  
2.    Støttemure
  - a)    Zac-muren.
  - b)    Vægelementer i bentonit-grav.
  
3.    Tunnelementer
  - a)    Indpressede elementer
  - b)    Tunnelforingselementer

## A HUSBYGNING

### 1. Fleksible etageboliger

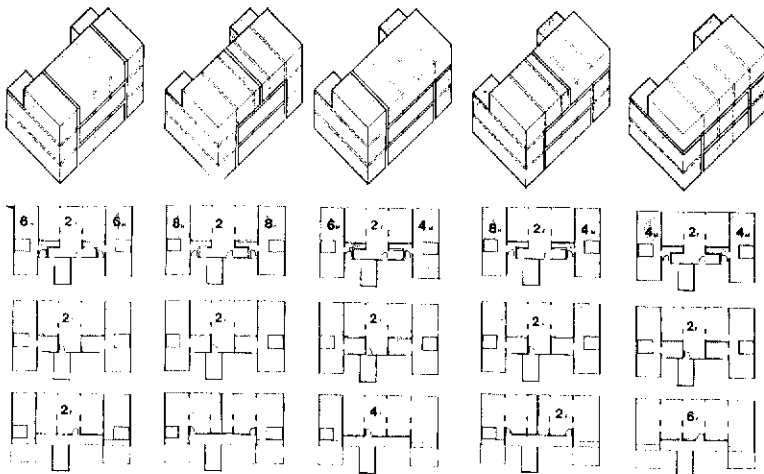
Ved indgangen til 1970'erne opstod tanken om det generelt anvendelige r hus.

I Sverige byggede man en serie statskontorer, hvor man søgte at skelne konsekvent mellem et multi-anvendeligt r hus og funktionsdefinerende indretnings-delsystemer.

I Holland udviklede Habraken sine ideer om primære bærende systemer, der kunne udfyldes med et vekslende indhold af skillevægge etc.

I England afprøvede Greater London Council Habrakens ideer i et par boligbyggerier med et system betegnet PSSHaK (Primary Support System - Housing Adjusting Kit) for at understrege sondringen mellem det primære bærende system og boligindretningssystemerne (bad, køkken, skakter, skillevægge etc.).

Fig. 1 viser 5 mulige permutationer i det såkaldte PSSHaK 2-byggeri i Camden Town i London.



I Vesttyskland afholdtes i samarbejde mellem ugebladet "Stern" og det vesttyske boligministerium en konkurrence kaldet "Elementa '72" med undertitlen "Fleksible boligplaner".

Hensigten var at udnytte det store ugeblads brede læserkreds til at få skabt en bred interesse om den fleksible etagebolig.

Af over 70 indsendte forslag valgtes 7 til udførelse, deriblandt et dansk og et finsk.

Det danske var udarbejdet af ark. Nygaard Andersen og rådgivende ingeniører Bigum & Steenfos og var baseret på det velkendte TVP-system.

Fig. 2 viser en del af projektets såkaldte primær-system, der i modsætning til PSSHAK-projekterne også indeholder rørinstallationer i centralt placerede skakter. I øvrigt er planen særdeles åben.

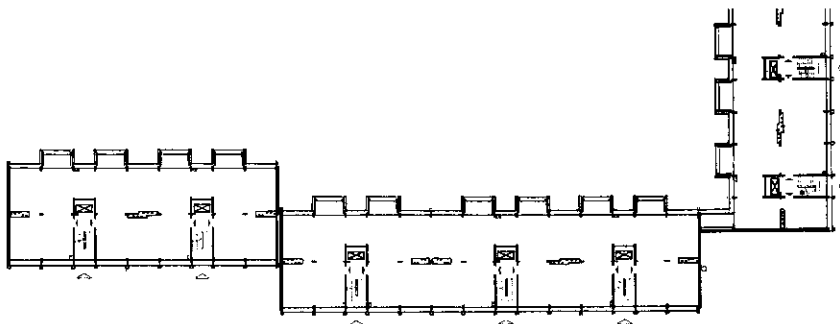


Fig. 2: Udsnit af Elementa-vinderprojekt opført i Hannover med TVP-systemet.

Det finske var udarbejdet af ark. Toivo Karkonen med Eero Paaloheimo som ingeniør for bærende konstruktioner.

Fig. 3 viser grundplanen af primærsystemet, der her har installationsskakterne og adgangsvejene langs den ene facade, hvorved grundplanen bliver helt fri. Den bærende konstruktion består af 8,4 m lange fastspændte huldæk, der spænder fra facade til facade. Facaden består af portalelementer af jernbeton, 4,8 m brede, med udfyldningspartier af snedkererlementer.

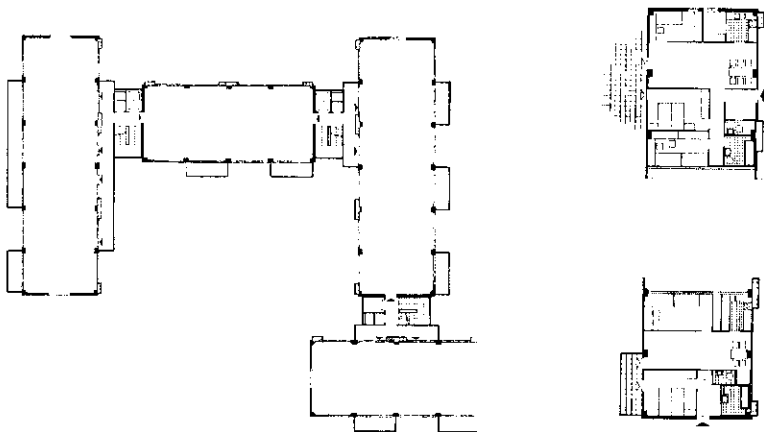


Fig. 3: Elementa-vinderprojekt opført i Bonn efter projekt af Karkonen og Paaloheimo.

1a) Lemming & Erikssons "krydsribbedæk-systemet"

I Danmark planlagdes Tåstrupgård boligbebyggelsen som det første store forsøg på fleksibelt boligbyggeri, men det var først med Lemming & Erikssons krydsribbedæk-systemet, at der blev udviklet et byggesystem, der direkte sigtede på at kunne tilbyde generelt anvendelige råruse - også til etageboliger.

1b) Alpha Ingénierie's krydsribbedæk, Paris

Medens den stramme økonomi her i landet endnu ikke har tilladt anvendelse af dette system i etageboligbyggeriet, er et lignende system ved at blive benyttet i Paris til opførelse af et stort boligområde. Systemet er udviklet af det rådgivende ingeniørfirma Alpha Ingénierie i Paris.

I modsætning til det danske krydsribbedæk-systemet arbejder Alpha Ingénierie med dækelementer med en kraftig søjleunderstøttet kantbjælke og med et fast sortiment af dækelementstørrelser.

Fig. 4 viser systemet.

1c) Sovjetisk plade-søjlesystem

Også i Jugoslavien og i Sovjetunionen arbejdes der med søjle-pladesystemer.

Branko Zezelj's system er kendt her i landet dels fra foredrag i Bygningsstatistisk Selskab, dels fra en artikel for nylig i Byggeindustrien og skal derfor ikke omtales nærmere.



Fig. 5 viser et sovjetisk plade-søjlesystem udviklet af Koroliev m.fl. Systemet skal nævnes her af to grunde:

dels har Koroliev med dette system opnået at kunne arbejde med søjleafstande, der er dobbelt så store som de kvadratiske dækelementers bredde,

dels er der ved en forskydningslåseanordning i søjle/dæksamlingen opnået en mulighed for optagelse af momenter hidrørende fra uensformig fordelt dæklast.

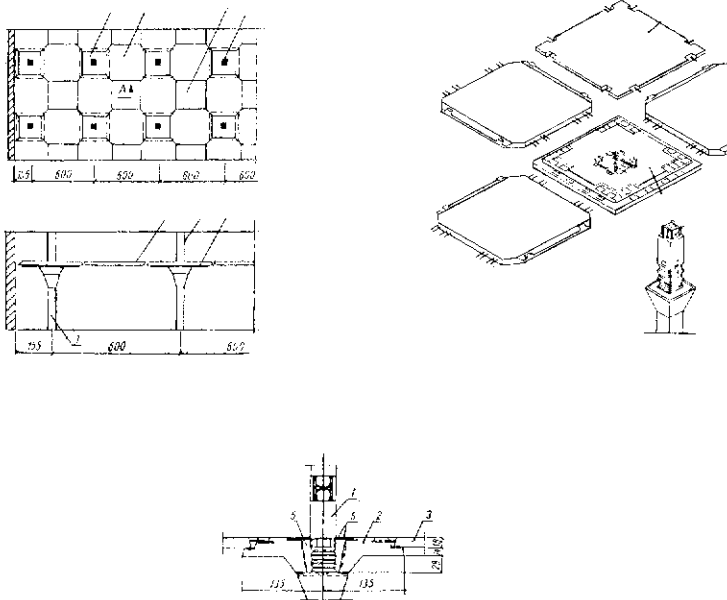


Fig. 7: Søjle-pladesystem fra USSR udviklet af Koroliev m.fl.

2. Fornyelser i dækelementer

Medens vi venter på et egentligt gennembrud for søjle-pladesystemerne her i Vesteuropa, sker der løbende en række fornyelser inden for de snart traditionelle komponenttyper: de simpelt understøttede huldækelementer af de bærende tværvægge.

Inden for huldækkene går udviklingen i retning af mindre egenvægt og større spænd.

2a) wkw-huldæk

I Vesttyskland er der således fremkommet et nyt huldæk wkw-dækket, der produceres af Wittmer & Klee, Wiesental.

Dækelementet er vist på fig. 8.

Dækelementet leveres i to tykkelser, 200 mm og 250 mm.

Det er især bemærkelsesværdigt ved de ekstremt brede udsparringsrør (500 mm & 120 mm), der giver en egenvægt for 200 mm dækket på kun  $260 \text{ kg/m}^2$ , d.v.s. en hulprocent på 46%.

Dækket har helt glatte langsgående sider. Forskydnings-skivekræfter overføres ved hjælp af svejsesamlinger, se fig. 9.

Selve detaljeringen af den langsgående fuge er betænkkelig af mange grunde, men svejsesamlingsprincippet burde måske overvejes også her i landet - om end næppe som vist - som løsning på problemet med overførsel af forskydningskræfter i lange fuger eller ved koncentreret forskydningskraftoverførsel mellem langsgående dækfuger og vægge.

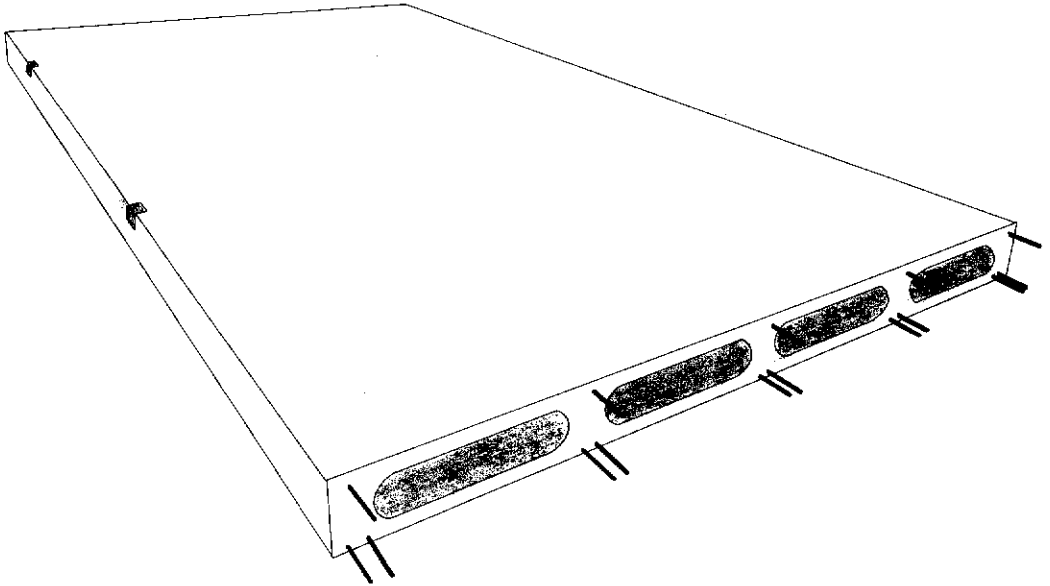


Fig. 8: wkw-dækelementet.

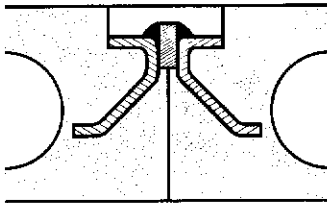


Fig. 9: Svejsesamling i langsgående dækfuge i wkw-dæk.

I øvrigt skal det nævnes, at wkw-dækket giver den frihed, at der kan gennemføres lodrette rørinstallationer uhindret i de 50 cm brede udsparringsrør.

2b) A-Betongs nye HDF-dæk

Samme fordel har A-Betongs nye forspændte huldæk (HDF-dæk), se fig. 10.

Ved at koncentrere forspændingstrådene har man opnået armeringsfri zoner af 600 mm bredde.

Dækkets egenvægt er  $305 \text{ kg/cm}^2$ , d.v.s. hulprocenten er 31%.

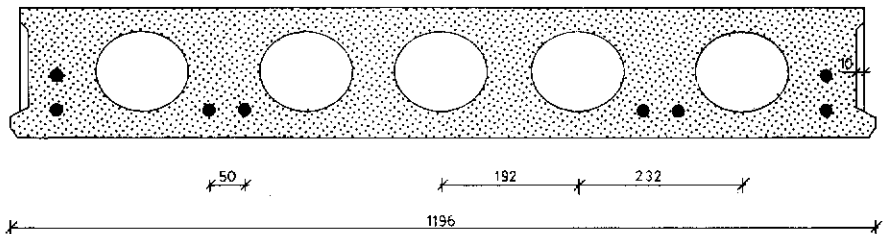


Fig. 10: Tværsnit gennem A-Betongs nye HDF-dæk.

2c) AB Strångbetongs pilhøjdekompenserede TT-dækelement

For at bøde på de ulemper, som forspændte dæks pilhøjde frembyder ved udlægning af afretningslag har AB Strångbetong udviklet et såkaldt pilhøjdekompenseret TT-dækelement, se fig. 11.

*Karl-Gustav Bernander*  
Associate Professor, Chalmers University of Technology, Gothenburg/  
Technical Director, AB Strängbetong, Stockholm.

When using the prestressed Tt slab for flooring the upwards camber of the slab has often been an annoyance to the designer and especially to the contractor.

The upwards camber has led the designer to use a concrete topping in order to achieve a plane floor. Mostly the designer assumes the concrete topping to be composite although there are risks of insufficient bond due to possible improper execution. The topping is further often used for establishing the floor diaphragm action.

According to experience the contractor uses to complain about the additional quantities of concrete needed to compensate for the camber and to reach a plane floor. He also often complains about differential camber and the effects thereof.

No doubt the upwards camber many times has been a reason not to use the double-T-floor in construction. A new development (e.g. US patent 3 860 687) makes it possible to avoid the slab top surface camber without any essential complications of the manufacturing process. By forming the top surface with a longitudinal curvature corresponding to the predicted upwards camber a plain top surface will result when prestressing and some creep and shrinkage have occurred. If the camber curvature is approximated to a three-sided polygon no essential deviations from the evenness strived for will occur. Thus the practical method of camber compensation results in a linearly increase of the slab thickness from a section between  $\frac{1}{3}$  to  $\frac{1}{4}$  of the span length towards the slab ends (figure 1).

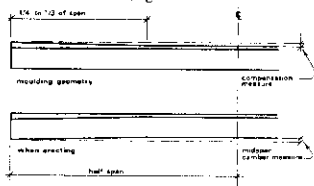


Figure 1  
Elevation of the camber compensated slab before and after release of prestress. Note the increase in slab thickness towards the ends of the slab. When the compensation measure equals the mid span camber measure a plane top surface results.

It should be noted, however, that the beam parts of the double-T slab are cambered as normally and also that the camber compensation in most cases for practical reasons is not brought to full exactness. The camber compensated double-T slab which is named the Tt slab, where *cp* stands for plane, can be used either with a thin slab (50 mm) or a slab part with increased depth (100 mm) (figure 2).

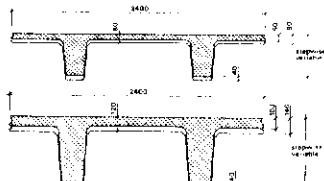


Figure 2  
Standard Tt sections, the one above to be used where concrete topping is required, and the bottom one where a screed is sufficient. The contours indicate the slab cross section at the support.

The variety with small slab depth at mid span is designed to be used with a conventional concrete topping, however, with an approximately even thickness. The variant with increased slab thickness is used when toppings are not required and where a screed just as well will do. It should in this connection be observed that floor diaphragm action very well and cheaply can be achieved even for the case when the concrete topping is excluded.

The Tt slab results in a variety of interesting additional structural support solutions. These are specially suitable for avoiding paraziting forces at supports due to creep, shrinkage and temperature deformations. They also result in a statically sound tying at the slab supports (figure 3).

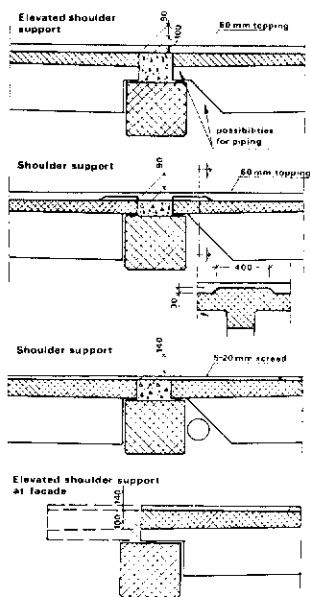


Figure 3  
Support possibilities and ready top surface arrangements for the Tt-slab. Observe the piping possibilities and the use of rectangular supporting beams at compressed structural depth.

One specific advantage is that the use of shoulder supports makes it possible to design small structural depths of the beam slab connection at reduced costs. E.g. the supporting beam may be a simple rectangular one instead of an inverted T. During the development period of the Tt floor system a set of matters have been studied such as suitable standard slab sections, dispersion in camber during production and on site, influence of slab end rotation on support conditions, composite action between slabs and supporting beam connections, design and testing of shoulder supports, point load strength of the slab parts and the suitable execution techniques.

The Tt slab has up to now with good results been used in a number of structures in Sweden, Holland and Belgium and it is believed that this new double-T variant will lead to an increased interest in double-T floor systems in the future.

Fig. 11: AB Strängbetongs pilhøjde-kompenserede dækelement.

3. Fornyelser i vægelementer

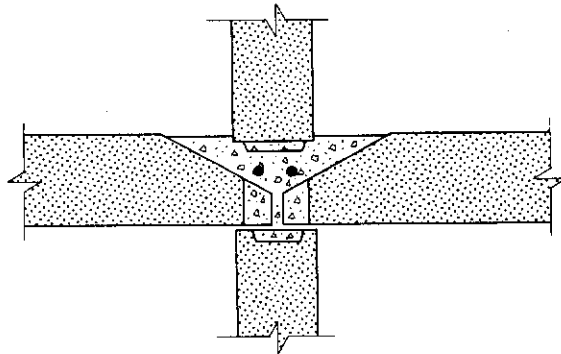
3a) Forskydningslåse i vandrette  
sidekanter af vægelementer

Ved overførsel af store forskydningskræfter, specielt ved resulterende træk i vægge har man ofte vanskeligt ved at overbevise sig selv om, at de glatte vægelementers over- og undersider er i stand til at overføre forskydningskræfterne.

Det er derfor bemærkelsesværdigt, at et af vinderprojekterne i den ovenfor omtalte Elementa-konkurrence arbejder med bærende tværvægge med forskydningslåse i oversiden. Det drejer sig om et projekt opført af Neue Heimat i Hannover.

Dersom dette kan lade sig gøre i forbindelse med batteristøbninger, genstår der blot at udvikle et etagekryds uden understopningsfuge for at have opnået en elementvæg, der i forskydningshenseende frembyder mulighed for en ideel udnyttelse af stringermodellen.

Se fig. 12.



3b) Efteropspænding med stangarmering

En anden mulighed for at overføre forskydningskræfter over glatte vægoverflader består i en efteropspænding.

En sådan metode er mig bekendt ikke benyttet her i landet.

I USA derimod arbejder det rådgivende ingeniørfirma Sepp Firnkas i Boston, Mass., med efteropspænding ved hjælp af stangarmering og koblingsstykker. Ved hjælp af en stålplade indstøbt i toppen af hvert vægelement påføres spændkraften etage for etage, således at der opnås fuld stabilitet også under montagen, se fig. 13. Systemet er i øvrigt baseret på bærende tværvægge med dækelementer, der spænder op til 12 m.

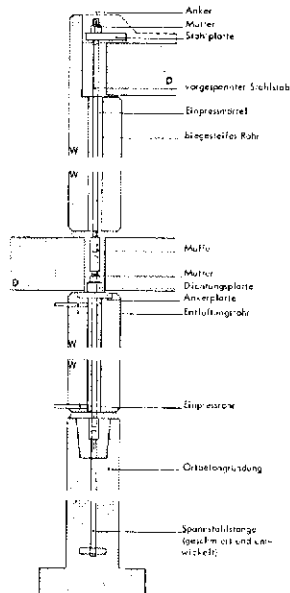


Fig. 13: Vertikal sammenspænding i Sepp Firnkas' system.

4. Andre nye husbygningskomponenter

4a) HP-Skaller fra Norm Beton A/S, Ølstykke

Et nyt betonelement med en række spændende muligheder blev introduceret her i Danmark for et par år siden. Det drejer sig om den såkaldte HP-skal, der produceres af Norm Beton A/S i Ølstykke.

HP-skallen er en forspændt dobbeltkrum hyperbolsk betonskal af 6-10 cm tykkelse.

Skallerne benyttes især til store søjlefri tagoverdækninger på indtil 30 m, se fig. 14.

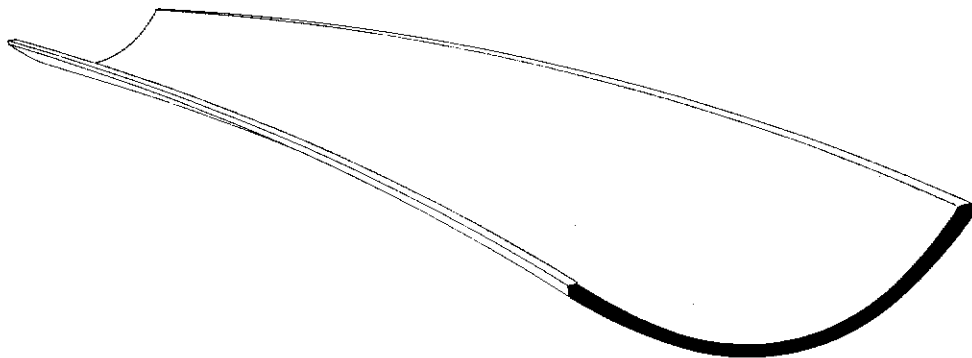


Fig. 14: HP-skal: Betonelement fra Norm Beton.



4b) A-Betongs præfabrikerede søjlefundament

Firmaet A-Betong i Växjö i Sverige har udviklet et præfabrikeret søjlefundament, der er vist på fig. 15.

Det vil bemærkes, at søjlefundamentet arbejder med en forskydningslåst anordning, der i princippet er helt analog til den, der er benyttet i Koroliev's søjlepladesystem.

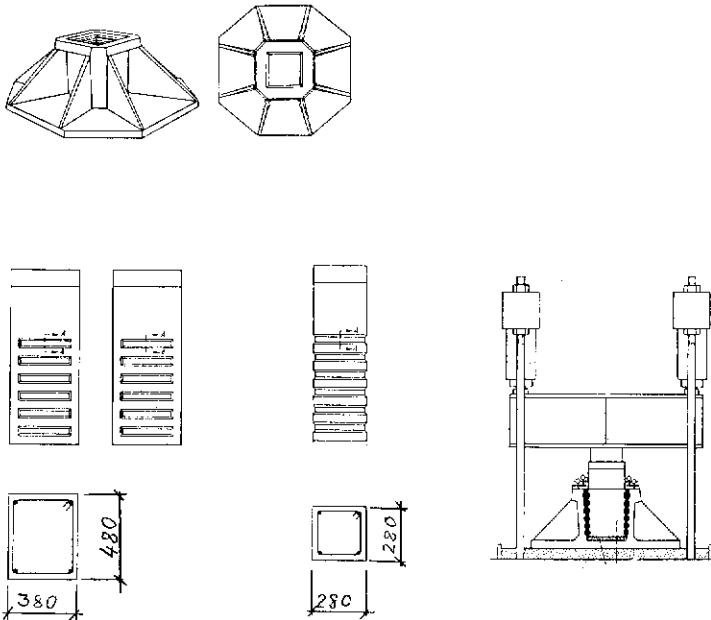


Fig. 15: A-Betongs præfabrikerede søjlefundament.

4c) Skorstenselementer: Strängbetong, Sverige

Endelig skal nævnes det betonelement til brug ved opførelse af industriskorstene, der er udviklet af AB Strängbetong, Stockholm.

## B ANLÆGSARBEJDER

Medens udviklingen inden for husbygningsområdet i højere grad har været præget af forbedringer af eksisterende elementer end af egentlige fornyelser, så har anlægssektoren set en række nye anvendelser af præfabrikations-teknikken.

### 1. Brobanebjælker

Mest iøjnefaldende har den stigende anvendelse af betonelementer inden for brobyggeriet været.

Ved en betondag i Aalborg for nogle år siden var det svært at vinde gehør for præfabrikerede motorvejsbroer. I dag ser vi brobanebjælker anvendt økonomisk i spænd op til 36 m.

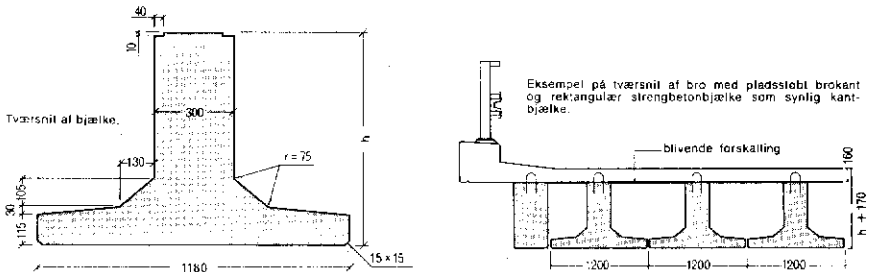


Fig. 16: Tværnsnit af brobanebjælke.  
Tværnsnit af elementbro.

### 2. Støttemure

Et andet område, hvor præfabrikation begynder at vinde frem, er støttemure.

2a) Zac-muren

Fra Danmark er Zac-støttemuren velkendt og skal derfor blot nævnes her.

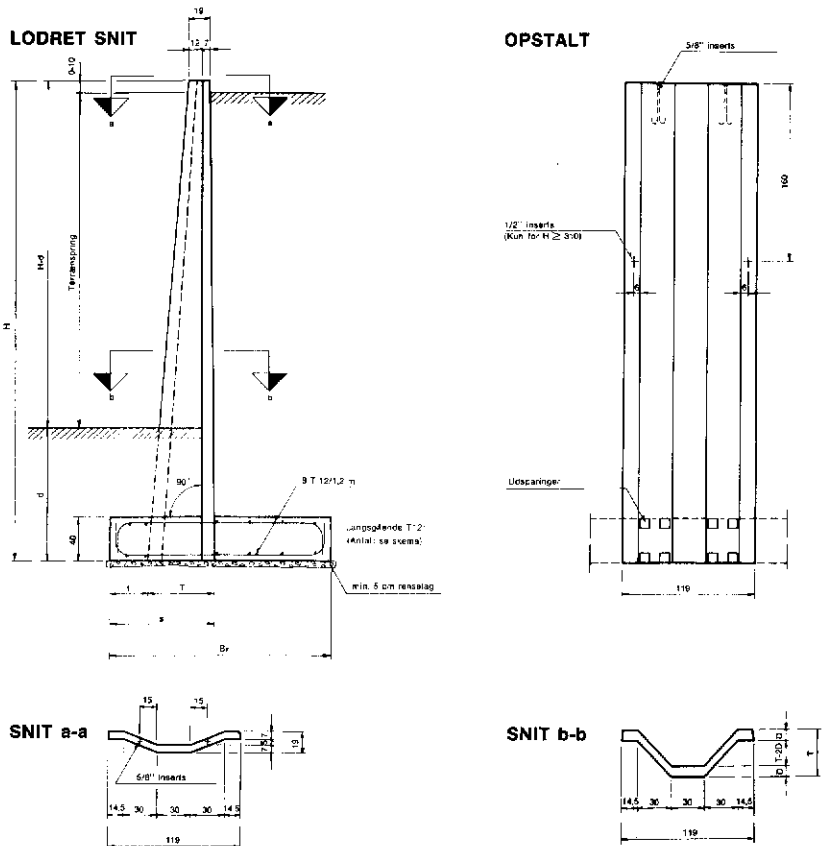


Fig. 17: Zac-støttemuren.

2b) Støttemur af vægelementer i bentonitgrav

I Schweiz har man benyttet en metode, der efter det oplyste ivær er velegnet ved arbejder i jordlag af vekslende - ofte vandførende - natur: Schlitzwand Losinger Systemet.

Der udgraves først et vægafsnit under en Bentonit suspension. Dernæst nedsænkes støttemursvægelementerne, og de lodrette fuger injiceres med Colcrete-mørtel.

Fig. 18 viser et eksempel på anvendelse af 60 cm tykke 12 m høje 1,25 m brede støttemurselementer.

Fordelene angives at være:

- a) glat, færdig overside
- b) materialeøkonomi muliggjort af præfabrikations-  
teknikkens kvalitetskontrol.

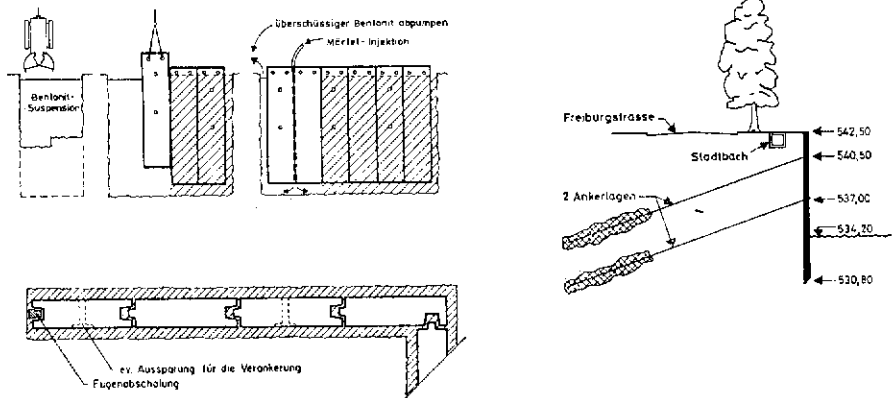


Fig. 18: Schlitzwand System Losinger.

### 3. Tunnelement

Et andet område, hvor præfabrikationsteknikken har vundet indpas, er tunnelbyggeri.

#### 3a) Indpressede elementer

Mest markant er den elementindpresningsteknik, der også har været anvendt her i landet ved gennempresning af ringmotorvejen under DSB's banelegeme i Glostrup.

Der er her imidlertid ikke tale om egentlige standardkomponenter.

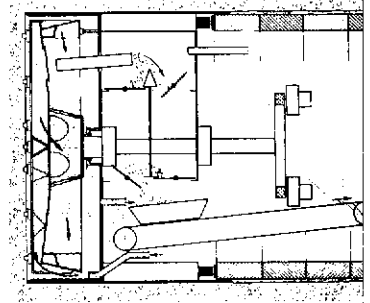
#### 3b) Tunnelforingselementer (Wayss & Freytag)

Nærmere et egentligt elementsystem kommer Wayss & Freytags foringselementer, der benyttes ved udforing af tunneller boret med bentonitboreskjold, se fig. 19.

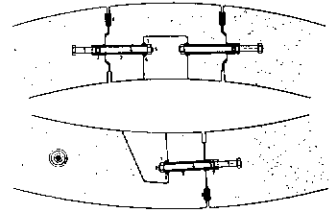
Når man tænker på, at vi også her i Danmark allerede tidligt i 1960'erne arbejdede med tunnelforinger med betonelementer, er det en skam, at vort tunnelbanebyggeri her i landet er gået i stå. Dér ville ellers have været anledning til udvikling af en række nye løsninger og ny teknik, som vi nu må nøjes med at se i vore nabolande.

Fig. 19: Wayss & Freytags tunnelsystem

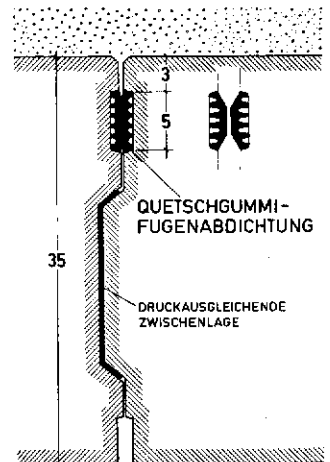
- 1) Boring med "hydro-skjold" med bentonitslam, som efter boringen renses og genbruges.



- 2) Etlagsforing af tunnel udført af betonelementer, der samles med bolte indskruet i ankermøtrikker. Der udføres gummiringstætning mellem boltehoved og boltens foringsrør.



- 3) Fugetætning med Neoprene-profil og trykudlignende mellemlag af bitumen.



Litteraturhenvisninger

Om Elementa-konkurrencen:

Becker, Prömmel:

Realisierung von sieben Wettbewerbsergebnissen in  
drei Städten

BFT<sup>x)</sup> 5/1977, pp. 249-257 og

BFT 6/1977, pp. 308- 312.

Koroliev's søjle-pladesystem

Vorgefertigte Pilzdecken für mehrgeschossige  
Bauten (referat)

BFT 6/1976, p. 309

wkw-dakelement

Kuthe:

Neuentwickeltes Beton-Decken-Element mit  
interessanten Merkmale

BFT 2/1977, pp. 104-105

Om PSSHAK

Architect's Journal 1974-08-28, pp. 484-489  
og 1975-05-21, pp. 1070-1073.

Om Strängbetongs pilbhøjdekompenserede TT-dæk

Bernander, K-G:

The Camber Compensated TT-Slab

Bull 32, Ass.Int. des Ponts et Charpentes  
Zürich 1976.

x) BFT = Betonwerk + Fertigteil-Technik

Sepp-Firnkas' System

Poppy, W:

Entwicklung und Stand der Industrialisierung  
des Bauwesens in den USA

BFT 4/1976, pp. 156-164

Präfabrikerede søjlefundamenter

Schwing, H:

Zum Tragverhalten eines vorgefertigten Köcherfundamentes

BFT 6/1976, pp. 282-286

Wayss & Freytags tunnelsystem

1. Jahrestagung der STUVA in Köln

BFT 3/1977, pp. 132-134

2. Meldner:

Einschaliger Tunnelausbau mit Stahlbetontübbings

Tiefbau, August 1975, pp. 508-510

Schlitzwand System Losinger

Schweizerische Bauzeitung, Vol. 21,

Nr. 28, pp. 689-691



NOGLE TYPISKE SKADER

Civilingeniør  
P. Salling  
Birch & Krogboe  
Rådgivende Ingeniørkontor K/S  
Teknikerbyen 34  
2830 Virum

## NOGLE TYPISKE SKADER

Af civilingeniør P. Salling, Birch & Krogboe

### Alment

Jeg må nok forberede dem, der har sat næsen op efter epokegørende nyheder, på, at de bliver skuffede.

At dette er tilfældet hænger sammen med karakteren af det emne, jeg skal behandle: Jeg må simpelthen tage skaderne, som de er og lægge dem frem, som de er, uanset om der er nogle gamle travere imellem.

Mit kendskab til skaderne hidrører dels fra byggerier, som vi har været rådgivende ingeniører på, dels fra skadesager, hvor vi har fungeret som tekniske konsulenter.

Det er egentlig ganske udmærket, at man ved en lejlighed som denne tvinges til at standse op og gøre en slags status.

En første gennemgang af de skader, jeg på denne måde har fået kendskab til, viser en sådan forskelligartethed, at det umiddelbart ikke synes nærliggende at tale om typiske skader; ved nærmere eftertanke viser det sig dog alligevel, at visse fællestræk gør det muligt at grovsortere sagerne og putte dem i "båse".

### Hvorfor sker der skader ?

Skaderne optræder i udstrakt grad, fordi konstruktøren ikke har kunnet overse eller ikke har haft mulighed for at tage højde for alle de parametre, der er knyttet til de anvendte materialer og/eller selve udførelsen.

Derimod er det ret få skader, der kan henføres til, at der er egentlige fejl i de statistiske beregninger, der udføres i overensstemmelse med gængse normer og lærebøger.

Noget andet er, at de statistiske beregninger i en del tilfælde nok burde være suppleret med undersøgelser af f.eks. brugstilstanden eller særlige undersøgelser af vitale detaljer i konstruktionen; uhensigtsmæssigt udformede detaljer må i høj grad bære skylden for mange skader.

Banale fejl som f.eks. forkerte mål på tegninger forekommer ret hyppigt, især i elementbyggeri.

"Skadematrix":

Den konstaterede skade kan dels være knyttet til selve betonkonstruktionen, dels til bygningsdele, der støder op til dem.

Sammenhængen mellem hovedårsager og det sted, hvor skaden viser sig, kan afbildes i nedenstående skema.

Årsagen kan henføres til:	Skaden viser sig:	På selve betonkon- struktionen	På tilstødende bygningsdele
Mindre hensigtsmæssig(e) konstruktion/konstruk- detaljer		Ⓐ xxx	Ⓑ xxx
Dårlig/uegnet praktisk udførelse		Ⓒ xxx	Ⓓ x
Uegnede beton- materialer		Ⓔ xx	Ⓕ x

I denne matrix er de hyppigst forekommende kategorier mærket med 3 stjerner, de mindre hyppigt forekommende har fået 2 stjerner, mens sjældent forekommende skader er markeret med 1 stjerne. For at læseren kan få et mere konkret indtryk af matricen, skal jeg opremse nogle eksempler på de "3-stjernede" skader.

(A)

1. Afskalninger og revner i uhensigtsmæssigt udformede vederlag.
2. Afskalninger og revner i uhensigtsmæssigt udformede bjælkeender.
3. Revner i jernbetontanke p.g.a. uhensigtsmæssig armering.
4. Revner i udendørs pergola p.g.a. uhensigtsmæssig armering.

(B)

1. Revner i lette skillevægge forårsaget af nedbøjninger af dæk.
2. Revner i murværk forårsaget af uhensigtsmæssige dilatationsfuger.
3. Revner i teglfacade forårsaget af temperaturbevægelser i gennemgående facadedrager af jernbeton.
4. Revner i murværk forårsaget af temperaturbevægelser i jernbetontag isoleret på undersiden.
5. Nedfaldne vægfliser forårsaget af svind i betonunderlaget.
6. Opskydning af klinkegulve forårsaget af svind i betonunderlaget.
7. Beskadigede fugtmembraner som følge af temperaturbevægelser i overliggende beskyttelsesbeton.

Ⓒ

1. Afskalninger p.g.a. ringe dæklag for armering.
2. Revner som følge af plastisk svind i nystøbt beton.
3. Revner i betonelementer p.g.a. bratte temperaturændringer under fremstillingen.
4. Sætning af jernbetongulv p.g.a. sjusket placering af armering.
5. Revner i bjælkeender p.g.a. sjusket placering af armering.

Ud af dette noget kaleidoskopiske repertoire har jeg udvalgt 3 temaer, som jeg finder det væsentligt at uddybe nærmere.

Første tema: Holdbarhedsproblemer for udendørs beton.

Temaet har relation til både Ⓐ, Ⓒ og Ⓔ .

Eksempel 1

Lige så længe man har lavet jernbeton, lige så længe har man begået den klassiske fejl, der hedder: For ringe dækkende betonlag. Ofte viser fejlen sig først lang tid efter byggeriets udførelse. Det gælder f.eks. dette element, der indgik i facaden i et højhus til boligformål. Elementet blev støbt med oversiden nedad, og der blev ikke truffet særlige foranstaltninger til at sikre, at jernet blev fikseret og indstøbt i den rigtige stilling. Det dækkende betonlag blev derfor kun en brøkdæl af det, det burde have været.

Og da denne overflade vejrligsmæssigt må betegnes som den mest udsatte, var det evident, at man før eller senere skulle konstatere afskalninger af beton. Hvad man også gjorde.

Det er min opfattelse, at hvor der er virkelige alvorlige problemer, er der sket en virkelig markant nedsættelse af dæklagstykkelsen, dvs. hvis dæklaget skulle have været 20 mm, er det kommet til at hedde 5 mm - og f.eks. ikke 17 mm.

Med andre ord: Mindre afvigelser fra den teoretiske dæklagstykkelse synes ikke at have nogen betydning. Dette skal dog ikke opfattes som en opfordring til at afvige fra normens krav; tværtimod er der intet i de foreliggende sager, som har tydet på, at normernes krav ikke var rimelige og fornuftige.

Det skal bemærkes, at disse dæklagsskader hidtil er forekommet både indenfor in-situ byggeriet og elementbyggeriet.

Dæklagsproblemet er der principielt ingen større vanskeligheder ved at løse; det vigtigste er, at man er opmærksom på det.

#### Eksempel 2

Anderledes derimod forholder det sig med et mere komplekst holdbarhedsproblem, som vi i lidt forskellige varianter er kommet i berøring med; det er måske lidt dristigt at kalde disse skader for typiske; for jeg har p.t. kun kendskab til nogle få eksempler herpå. Der er i alle tilfælde tale om betonelementer. Og man kan sige, at denne skadetype fremkommer ved at ryste en årsagscocktail, hvori indgår følgende ingredienser:

1. Termospændinger
2. Frostangreb

3. Svind

4. Evt. alkalikiselreaktioner

"Blandingsforholdet" for denne cocktail kan være meget forskellig fra sag til sag, og enkelte af de nævnte punkter kan helt mangle.

Som et repræsentativt eksempel vil jeg tage et større institutionsbyggeri, som vi selv har været med i.

I dette indgår nogle ret så bastante søjler; dimensioner: 36 x 50 cm. Søjlerne er placeret midt inde i huset, altså i et indendørs miljø.

Disse søjler blev lavet som elementer. De blev støbt i perioden på fabrik under anvendelse af varmhærdning. De blev herefter oplagret på lagerplads i op til 14 uger, hvorefter de blev monteret.

Da byggeriet var kompliceret, varede det længe, inden huset blev lukket og varme sat på, eller sagt på en anden måde:

Der gik en rum tid, inden det indendørs klima blev etableret.

Nogen tid efter montagen blev der observeret revner, der både forløb på langs og på tværs. I første omgang troede man, der var tale om uskyldige overfladiske svindrevner. Men en udboring af betonkerner viste, at der var tale om dybtgående revner. En sagkyndig i betonens patologi, der blev koblet på sagen, har følgende opfattelse af skadeforløbet:

Den primære årsag til skaden er termospenninger. (Ved termospenninger forstås her de temperaturbetingede spændinger, der opstår under selve elementproduktionen, mens betegnelsen temperaturspændinger benyttes om de spændinger, der fremkommer i en konstruktion under brugen). Termospændingerne opstår, når et varmt element afkøles. Sker afkølingen for brat, revner elementet. Et samtidigt udtørringssvind kan muligvis forstærke revnedannelsen. Revnerne kan betragtes som det første trin af nedbrydningsprocessen; når revnerne er dannet, bidrager de til at forøge vandindtrængningen i betonen. Herved kan opstå alkaliske reaktioner, hvis betingelserne herfor i øvrigt er til stede. Tillige kan der ske frostangreb; hvis betonmassen er luftindblandet korrekt, vil betonen mellem revnerne ikke fryse i stykker, men frosten vil kunne udvide revnerne. Der må her erindres om, at det klima, som søjlerne stod i under byggeperioden, var mere udendørs end indendørs; d.v.s. muligheden for vandindtrængen og frostpåvirkning var til stede.

Det store brændende spørgsmål var naturligvis, om skaden havde medført en utilladelig nedsættelse af søjlernes bæreevne; prøvebelastninger udført af BKF-centralen viste dog, at dette ikke var tilfældet. Men så heldig vil man næppe være hver gang.

Det, der var tankevækkende i denne sag, var erkendelsen af, at der ved indendørs søjler kunne være de beskrevne problemer; eller sagt på en anden måde: At skaden kunne udvikle sig i selve byggeperioden.



I en anden beslægtet skadesag syntes termorevner ikke at have spillet så stor en rolle; til gengæld var selve betonen ikke tilstrækkelig tæt og luftindblanding manglede; dette var årsag til, at betonen var mindre egnet til at modstå påvirkninger fra vand og frost.

Dette tema skal afrundes med at pege på en rent praktisk og administrativ facit af problematikken. I projekter, hvori der indgår standardbetonelementer, som helt eller delvis er placeret udendørs, er det vigtigt at sikre sig, at den anvendte beton nu også egner sig til udendørs brug. Der kan her nemt tabes noget på gulvet, specielt hvis den nødvendige information om elementernes placering skal passere flere led i organisationen for det pågældende byggeri - eksempelvis fra projekterende til entreprenør til leverandør.

#### Andet tema: Revner i skillevægge

Det kommer ind som en flot nummer ét i den kategori, der er betegnet (B). Denne skadetype er - i lighed med det mangelfulde dæklag - klassisk. Og formentlig velkendt for de fleste af de tilstedeværende.

Jeg skal her indskrænke mig til at pege på den grundlæggende årsag til problemet: "Det er ikke det, at underlaget er slapt, men det er måden, det er slapt på". Hvis vi f.eks. tænker os, at vi murer en teglvæg op oven på en slap stål-bjælke, så vil bjælken bøje mere og mere ned, efterhånden som belastningen på den vokser.

Det vil der imidlertid ikke ske noget ved, for teglvæggen vil have mulighed for at kunne tilpasse sig det eftergivelige underlag derved, at murstenene kan "arbejde" i de relativt friske mørtelfuger. Stålbjælkens nedbøjninger sker momentant; der kommer intet efterslæb.

Anderledes derimod, hvis der anvendes en betonbjælke. Ganske vist får vi også her en momentan nedbøjning svarende til vægten af den opmurede væg, men den momentane nedbøjning udgør som bekendt kun en mindre del af totalnedbøjningen; den væsentlige del udgøres af krybningen, der først er nogenlunde udviklet efter nogle års forløb; i mellemtiden er murmørtlen hårdnet, så den og sten udgør et stift hele, og stenene har ikke mere mulighed for at tilpasse sig det eftergivelige underlag; resultatet bliver en uønsket revnedannelse.

For fuldstændighedens skyld skal nævnes, at faktorer som differenssvind og temperaturdifferenser i konstruktionen kan forstørre nedbøjningerne væsentligt.

### Tredje tema: Bjælkeender og korte vederlag

Lad os i første omgang se på en bjælkeende, der er armeret som vist; dvs. over- og undersidearmering løber retlinet igennem og stopper et par cm før bjælkeenden, så man overalt har det fornødne dækkende betonlag. En af nydannelserne i betonnormen af december 1973 er, at armeringen i traksiden skal forankres for en kraft, der mindst er lig med reaktionen, med mindre andet eftervises. Denne bestemmelse hænger sammen med, at der kan opstå en skrårevne under  $45^{\circ}$  udgående fra forkant af vederlag.

En momentligevægtsligning for bjælkeenden vil da føre til, at trækket i undersidejernene er lig reaktionen. Hele denne forankringsproblematik er på udmærket måde behandlet i M.P. Nielsens betonbøger Beton 1. Af de taleksempler, der findes her, vil fremgå, at det ved korte vederlag kan være vanskeligt at opnå den fornødne forankring. Her har hver eneste cm af hvert jern, der føres ind over vederlaget, betydning.

Men heraf følger også, at den praktiske udførelse af bjælkeenden skal udføres med omhu. Der er her tale om en detalje, hvis udførelse har vital betydning for konstruktionen.

Dette gælder især for elementbyggeri. Tolerancer på montage, bjælkeform, klipning og placering af armering vil kunne hobe sig op og "spise" en væsentlig del af den teoretiske forankringslængde. Ved en decideret sjusket udførelse kan man godt risikere, at jernene knap nok når ind over vederlaget. Og så kan vi med Gunnar Nu sige: "Det kan blive farligt, det her".

For nu foreligger der mulighed for et uvarslet brud.

Både projekterende, tilsynsførende og udførende må derfor være "oppe på mærkerne", når sådanne bjælkeender skal detaljeres og udføres.

Lad os se på en anden facet af dette tema. I bjælkeaksens retning vil der kunne forekomme temperatur-, svind- og krybningstøjninger. Resultatet af disse bliver en bevægelse af bjælkeenden i forhold til vederlaget. De herved opståede friktionskræfter kan være årsag til afskalninger af såvel bjælkeender som vederlag.

På sidste figur har jeg malet fanden på væggen, idet jeg her har indbygget alle de forhold, der kan forstærke risikoen for en skade, i én skitse.

- 1) Der er direkte kontakt mellem betonvederlag og bjælkeende, altså ingen friktionsreducerende lejeplade.
- 2) Bjælken er forspændt og den er placeret i et lokale med lav relativ fugtighed; f.eks. i et opvarmet lagerlokale uden væsentlig fugttilførsel. Det er velkendt, at svindet bliver større, jo lavere den relative luftfugtighed er; men det er vist mindre kendt, at der er en tilsvarende afhængighed mellem krybning og den relative luftfugtighed. I dette tilfælde er det ensbetydende med, at summen af svind- og krybningstøjninger bliver meget stor.
- 3) Vederlag og bjælke er forbundet med en kraftig dorn, der er omhyggeligt indstøbt begge steder.
- 4) Upræcis placering af armering i vederlag.

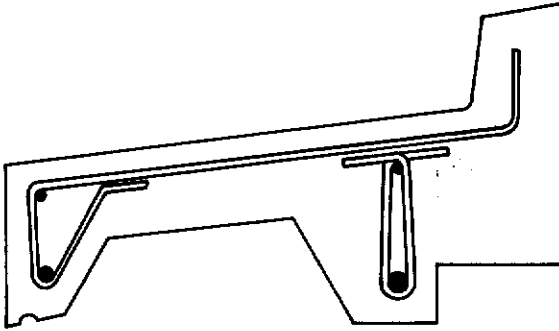
#### Afsluttende bemærkninger

Til beroligelse for de betonfolk, der måske kan føle sig lidt deprimerede efter at have læst om de beskrevne dårligdomme, skal siges, at det ikke er betonskader, der har domineret i dansk byggeri. Af Teknologisk Instituts nyligt udkomne rapport om byggefejl vil således fremgå, at kondens- og fugtskader i tage, ydervægge og terrændæk spiller en meget større rolle, men det er naturligvis en helt anden historie.

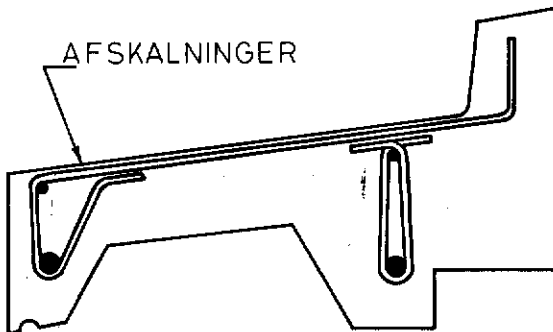
FØRSTE TEMA:

HOLDBARHEDSPROBLEMER FOR UDENDØRS  
BETON.

EKSEMPEL 1



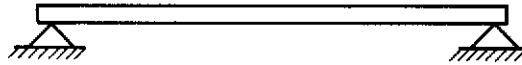
GESIMSELEMENT (PROJEKT)



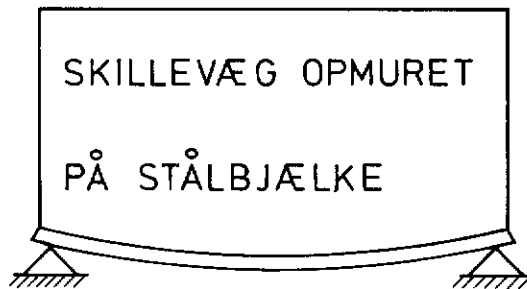
GESIMSELEMENT (UDFØRELSE)

ANDET TEMA:

REVNER I SKILLEVÆGGE.



STÅLBJÆLKE



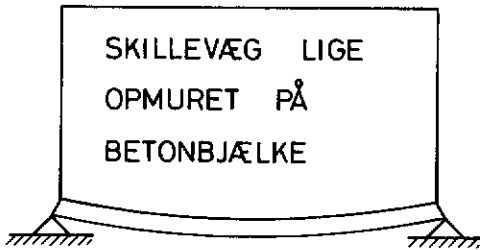
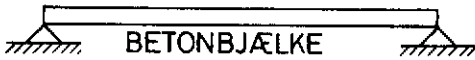
SLUTNEDBØJNING =

MOMENTAN NEDBØJNING

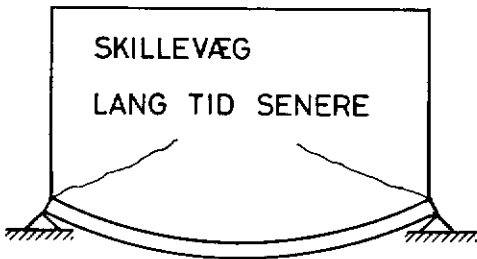
RESULTAT: INGEN REVNER

ANDET TEMA:

REVNER I SKILLEVÆGGE



MOMENTAN NEDBØJNING  
(INGEN REVNER)



MOMENTAN NEDBØJNING  
+ KRYBNINGSNEDBØJNING  

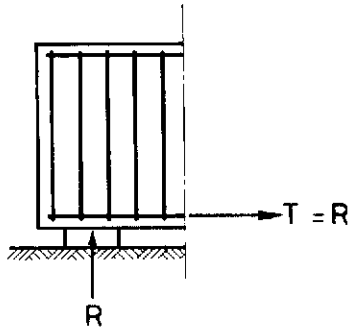
---

SLUTNEDBØJNING

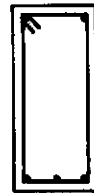
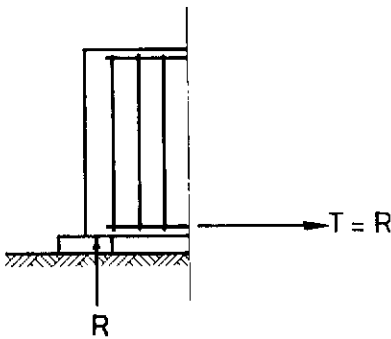
RESULTAT : REVNER

TREDIE TEMA:

BJÆLKEENDER / KORTE VEDERLAG.



PROJEKT

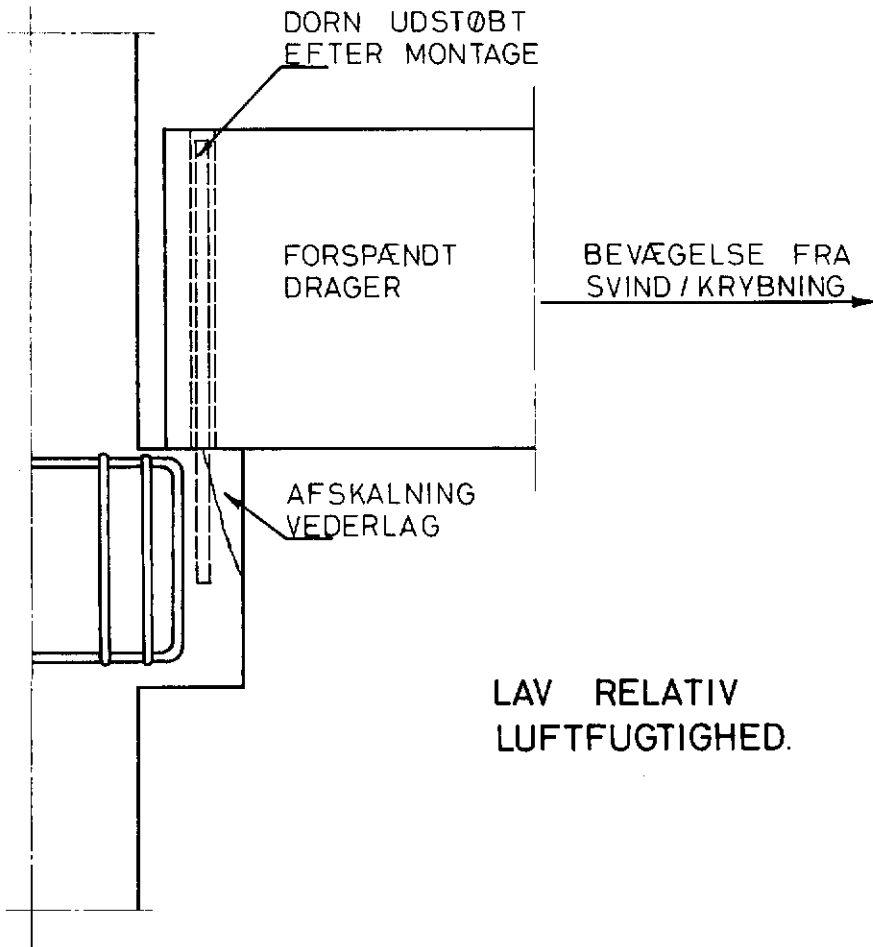


UDFØRELSE



TREDIE TEMA:

BJÆLKEENDER / KORTE VEDERLAG.





PRØVESTREKNINGERNE PÅ VESTMOTORVEJEN

Akademiingeniør  
O. Rud Hansen  
COWiconsult  
Rådgivende Ingeniører AS  
Skjoldsgade 8  
2100 København Ø

## PRØVESTRÆKNINGERNE PÅ VESTMOTORVEJEN

I foråret 1975 besluttede Vejdirektoratet, at der som led i en undersøgelse af holdbarheds- og friktionsegenskaberne på danske betonveje skulle udføres en 4 km lang prøvestrækning med betonbelægning på den vestgående kørebane på Vestmotorvejen mellem Ølby og Ringsted.

Betonbelægninger på danske motorveje har ikke været udført siden perioden 1967-69, hvor der blev udlagt ca. 40 km belægning. Årsagerne hertil var de problemer, der opstod med en del af disse strækninger. Problemerne var primært utilstrækkelige friktionsegenskaber samt utilstrækkelig holdbarhed af betonen efter kun få års trafikbelastning.

Udstøbningen af prøvestrækningen er udført i perioden august-september 1976.

Prøvestrækningens opdeling samt de valgte forsøgsparametre fremgår af figuren.

### Undersøgelse før udførelse:

Med henblik på nærmere at vurdere forskellige materialer og udførelsesmetoder til støtte for de endelige materialevalg til prøvestrækningen er der udført bl.a. følgende forundersøgelser:

- Undersøgelse af grusmaterialer og betonsammensætninger m.v. på Teknologisk Institut.
- Proportioneringsundersøgelser på såvel de traditionelle betontyper som betontyper med superplastificeringsmidler på betonforskningslaboratoriet i Karlstrup.
- Undersøgelse af poleringsindex på 5 granittyper på Statens Vejlaboratorium.
- Undersøgelse af friktionsforholdene for 11 forskellige varianter med variation af såvel overfladetekstur som betonsammensætning hos Cement & Concrete Association i England.

- Praktiske udlægningsforsøg samt praktiske forsøg til udførelse af overfladeteksturer.

#### Konstruktiv udformning af prøvestrækningen:

Betonlægningen er udført med en bredde på 8,50 m svarende til 2 kørespor med kantbaner. Betonbelægningstykkelsen er 20 cm og underlaget for betonpladen er 15 cm cementstabiliseret sand. Betonpladen er udført uden armering og med skrå fuger (1:6) pr. 5,00 m. Fugerne er udført uden dyvler på hele strækningen, på nær 2 korte strækninger på hver ca. 50 m, hvor fugerne er udført med dyvler i henholdsvis den hele og den halve kørebanebredde. Forsøgene her skal vise, om det er muligt at udføre betonbelægninger med dyvler i kun det spor, der er beregnet for den tunge trafik.

Den konstruktive udformning af belægningen er stort set identisk med de hidtil udførte danske motorveje med betonbelægning. Belægningen er udlagt med entreprenørfirmaet Wright, Thomsen & Kier's CMI slipformpaver.

#### Betonsammensætning:

Der er udlagt 5 forskellige traditionelle betontyper og en betontype tilsat superplastificeringsstof. De traditionelle betontyper afviger indbyrdes, for så vidt angår sandtype og cementtype. Der er således anvendt 3 sandkvaliteter: kvarts-sand, søsand og bakkesand, og 2 cementtyper: almindelig portland cement og lavalkalisulfatbestandig cement.

Betonsammensætningen for de traditionelle betontyper er et cementindhold på ca. 335 kg/m<sup>3</sup>, v/c-tal 0,40 og en stenprocent i tilslaget på ca. 65. I flydebetonen er stenprocenten øget til 70%, medens cementindhold og vandindhold er uændret i forhold til de traditionelle betontyper.

Som stenmateriale i betonerne er anvendt granit fra Bornholm med max. stenstørrelse på 18 mm i to fraktioner 5/8 og 8/18 mm. På en kortere strækning endvidere med tilslag af 2/5 mm granit.

#### Friktion:

For at undersøge forskellige muligheder til at opnå en varig god friktion på betonbelægninger, er belægningen på prøvestrækningen udført med to principielt forskellige overfladeteksturer: Tværriller og frilagte skærver.

Tværrillerne er udført ved nedvibrering af en profileret kunststofmåtte i den friske beton ved hjælp af en maskine, der blev konstrueret specielt til anvendelse på prøvestrækningen.

Strukturen er en videreudvikling af den tidligere i Danmark anvendte strukturering ved tværafkostning af belægningen med stål- eller fiberkoste. Kostestrukturen har vist sig at være utilstrækkelig til at sikre en varig friktion, idet de danske sandmaterialer ofte har for ringe styrke til at modvirke en hurtig nedslidning og polering af overfladen.

I England har et omfattende forskningsarbejde vist, at en overfladestruktur med tværriller formet i den friske beton og med en størrelse på ca. 6 x 6 cm giver en varig god friktion på engelske betonbelægninger.

Den engelske udformning af tværrillerne er søgt kopieret på strækningen. Rillernes indbyrdes afstand varierer mellem 30-60 mm for at undgå resonans.

Den frilagte overfladestruktur er udført ved at retardere det øverste mørtellag i betonen ved hjælp af en påsprøjtet sukkeropløsning med en sukkerkoncentration på ca. 15 o/oo. Det retarderede lag er derefter afkostet på et tidspunkt,

hvor dens øvrige betonmasse er afbundet, og herved fremkommer en grov struktur i overfladen fra de frilagte skærver.

På Holbækmotorvejen fra 1969 findes en delstrækning på ca. 1 km, hvor skærverne blev frilagte i overfladen på grund af et kraftigt regnskyl under udstøbningen. De senere rutinemæssige friktionsmålinger på Holbækmotorvejen har vist, at denne delstrækning har den højeste friktionskoefficient på hele strækningen.

#### Foreløbig konklusion:

Prøvestrækningens primære formål er at belyse holdbarheds- og friktionsproblematikken på danske betonbelægningsmotorveje. Begge egenskaber er tidsafhængige, hvorfor det ikke på nuværende tidspunkt kan vurderes, hvilke af de udførte betontyper eller overfladestrukturer, der fremover vil være de bedst egnede til betonbelægningsmotorveje.

Prøvestrækningen er udført med de betontyper og overfladestrukturer, der var forudsat udført i forsøgsprogrammet. De laboratiemæssige forundersøgelser har givet resultater, der tyder på, at alle de udførte typer har gode egenskaber med hensyn til såvel holdbarhed som friktion.

På nuværende tidspunkt kan det konkluderes, at det er muligt med slipformpaver at udstøbe en betonbelægning med en beton, der har et v/c-tal på ca. 0,40 og med et stenindhold i tilslaget på 65% ved anvendelse af normale plastificeringsstoffer.

Udførelse af overfladestrukturerne har vist, at en frilægning af skærverne i overfladen af betonen kan udføres med et godt resultat ved anvendelse af sukkeropløsning som retarder efterfulgt af en maskinel afkostning af overfladen med roterende stålkoste.

Den anvendte metode til udførelse af tværriller ved nedvibrering af en profileret måtte har vist sig at være en effektiv måde til at udføre tværriller i den friske beton.

Begge anvendte metoder kræver videreudvikling af materiellet før metoderne kan anvendes ved større arbejder. Erfaringerne fra prøvestrækningen har været værdifulde med hensyn til, hvorledes en sådan videreudvikling af materiellet skal ske.

Udlægningen af flydebeton har vist, at det anvendte udlægningmateriel er uegnet til udlægning af denne bløde beton, såfremt blot en nogenlunde jævnhed skal opnås. Andet udlægningmateriel må derfor anvendes, såfremt denne betontype skal anvendes til vejbelægningsbeton.

Kørselskomforten på strækningen som helhed må betegnes som værende mindre god. Årsagen hertil er ujævnheder i belægningen samt det noget højere støjniveau, den rillede delstrækning har i forhold til de tilstødende strækninger.

Ujævnheder er bl.a. fremkommet, fordi udlægningen ikke har kunnet foregå kontinuerligt på grund af, at de stive betonkonsistenser gav en formindskelse af betonblandeanlæggets kapacitet, og på grund af skift i betonsammensætningen i prøvefelterne.

I den planlagte observationsperiode på 5 år vil der blive gennemført halvårlige besigtigelser og friktionsmålinger for at følge udviklingen på de forskellige prøvefelter.

O. Rud Hansen



OPDELING AF PRØVESTRÆKNING

PRØVEFELT NR.	245 M 8	415 M 7	740 M 6	200 M 5	450 M 4	900 M 3	720 M 2	310 M 1
CEMENTTYPE	LAVALKALI SULFAT-BESTANDIG CEMENT							
V/C - TAL	STANDARD PORTLAND CEMENT							
SANDTYPE	≤ 0.40							
STENTYPE	KVARTS	BAKESAND	SØSAND	BAKESAND	KVARTS			
SA / ST FORHOLD %	+ 2/5 MM 35/65	40/60	35/65	30/70	RØNNE GRANIT 5/8 MM OG 8/18 MM	35/65		
BETONTYPE	F	E	B	D FLYDE- BETON	C	B	A	A
FRIKTION OVERLADESTRUKTUR	FRILAGTE SKÆRVER							
FUGETYPEN ANTAL	1	3	2	1 A	TVÆRRILLER			
		10	10	50	1			

\* PÅ BRO DOG 35/65



BYGGEARBEJDERNE VED KUFA-CEMENTFABRIK I IRAQ

Civilingeniør Henrik Anton Svendsen

og

Civilingeniør N.K. Sørensen

Monberg & Thorsen A/S

Ingeniører & Entreprenører

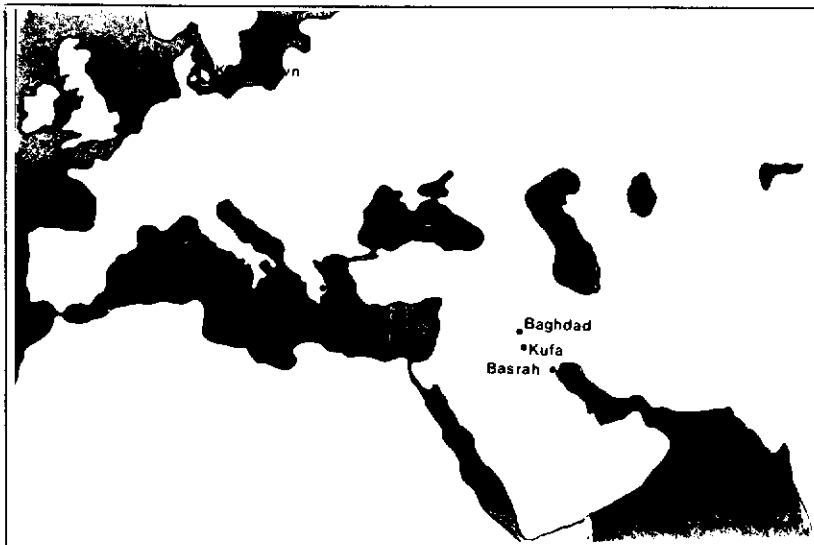
Oslo Plads 2

2100 København Ø



MONBERG & THORSEN %  
ENGINEERS & CONTRACTORS

NEW CEMENT PLANT - KUFA



BYGHERRE: Ministry of Industry and Minerals  
Republic of Iraq

TOTALLEVERANDØR: F. L. Smidth & Co. A/S,  
F. L. Smidth & Cie, France og  
Monberg & Thorsen A/S i joint venture.

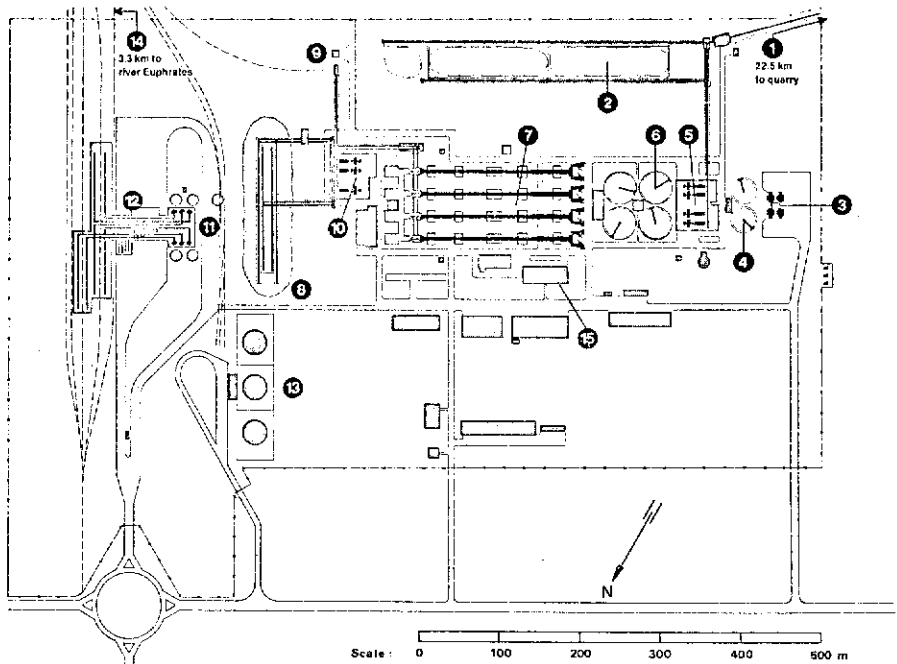
LEVERANCE: 1 stk. cementfabrik med årlig kapacitet  
på 2,0 mill. ts.

BELIGGENHED: 170 km syd for Baghdad, Iraq

CIVIL WORK:

Beton:	100.000 m <sup>3</sup>
Armering:	7.000 ts
Stålkonstr.:	3.700 ts
Facadebekl.:	35.000 m <sup>2</sup>
Veje:	140.000 m <sup>2</sup>
Projekt.:	2.200 stk. tegninger

KONTRAKTTID: - 44 mdr.



**NEW CEMENT PLANT KUFA**

- 1) Crushing plant at limestone deposit in the Mastan area SW of Al-Najaf  
Capacity 2 x 450 tph
- 2) Limestone stockpile  
Capacity 150,000 t
- 3) Clay wash mills  
Capacity 4 x 100 tph
- 4) Clay slurry basins  
31.5 m dia. x 5.6 m deep  
Capacity 2 x 4,000 cu.m
- 5) Unidam raw mills.  
3.5 m dia. x 11.8 m long  
Capacity 4 x 140 tph
- 6) Kiln slurry basins.  
40 m dia. x 7.1 m deep  
Capacity 4 x 8,300 cu.m
- 7) Unax rotary kilns.  
5.75/5.25 m dia.  
x 175 m long  
Capacity 4 x 1500<sup>1</sup> per 24 hrs
- 8) Clinker stockpile  
Capacity 180,000 t
- 9) Gypsum intake  
Capacity 80 tph
- 10) Sonex Unidam mills.  
4.2 m dia. x 13.0 m long  
Capacity 1 x 110 tph

**11) Cement silos  
Capacity 25,000 t**

- 12) Packing plant  
Capacity 6 x 100 tph
- 13) Fuel oil storage  
Capacity 35,000 cu.m
- 14) Water plant  
at the Euphrates  
Capacity 450 cu.m/h
- 15) Laboratory with  
x-ray analyzer and  
data logging computer  
installations

**RAW MATERIAL CONSUMPTION**  
Limestone = 7,000 tpd  
Clay = 2,000 tpd

**CONSTRUCTION FIGURES**  
Reinforced concrete 100,000 cu.m  
Structural steel 3,700 t  
Installed machinery 37,000 t

**FACTORY PERSONNEL**  
Staff 55  
Workers 520

**مشروع صحت الكوفة الجديد**

- (1) حلويات الصنعت  
سعة ٢٥٠٠٠ طن سن
- (٢) معمل الكلنكر  
سعة ٢٠٠٠٦٠٠٦ اطن ساعة
- (٣) مخزن زيت الوقود  
سعة ٣٥٠٠٠٠٠ طن سن
- (٤) مشروع اسالة الماء  
تسخير الفترات  
سعة ٤٠٠٠٦٠٠٠٦ ساعة
- (٥) مختبرين غير ثابتين  
بالا سعة التحليلات  
لجميع المعاملات بواسطة  
الكومبيوتر

**استخدامات التجهيز**  
مخبر الكلنكر  
سعة ٤٠٠٠٦٠٠٠٦ اطن ساعة  
تجهيز الاسمنت  
سعة ٤٠٠٠٦٠٠٠٦ اطن ساعة

**مشروع صحت الكوفة الجديد**

- (1) مشروع سحق ناها الكلس  
عظيمة سعة  
جودة العرس من الصنف  
سعة ٤٠٠٦٠٠٦ اطن ساعة
- (2) حجر الكلس المنسحق  
سعة ١٥٠٠٠٠٠ طن سن
- (3) مخازن سفول الكلس  
سعة ١٠٠٠٦٠٠٦ اطن ساعة
- (4) احواض التلمين المنسحق  
سعة ٢٠٠٠٦٠٠٦ اطن ساعة
- (5) مخازن خام الهوليدان  
سعة ١٤٠٠٦٠٠٦ اطن ساعة
- (6) احواض التلمين  
سعة ٤٠٠٠٦٠٠٠٦ اطن ساعة
- (7) احواض التلمين  
سعة ٤٠٠٠٦٠٠٠٦ اطن ساعة
- (8) احواض التلمين  
سعة ٤٠٠٠٦٠٠٠٦ اطن ساعة
- (9) احواض التلمين  
سعة ٤٠٠٠٦٠٠٠٦ اطن ساعة
- (10) احواض التلمين  
سعة ٤٠٠٠٦٠٠٠٦ اطن ساعة

