



Afdelingen for Bærende Konstruktioner
Department of Structural Engineering
Danmarks Tekniske Højskole · Technical University of Denmark

Opbøjet Spændarmering som Forskydningsarmering

Bent Feddersen
M. P. Nielsen

Serie R

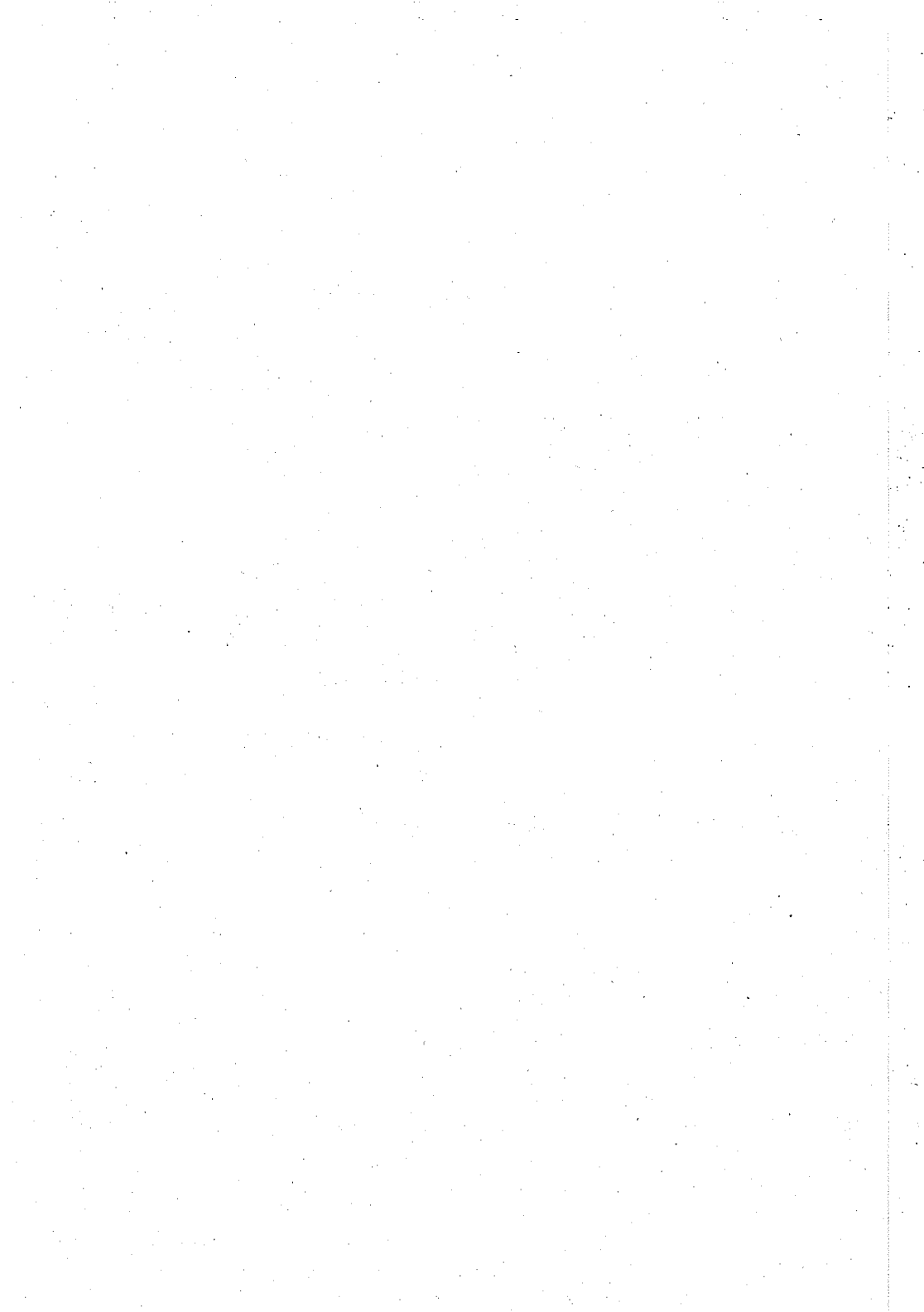
No 160

1983

OPBØJET SPENDARMERING SOM FORSKYDNINGSSARMERING

Bent Feddersen, civilingeniør

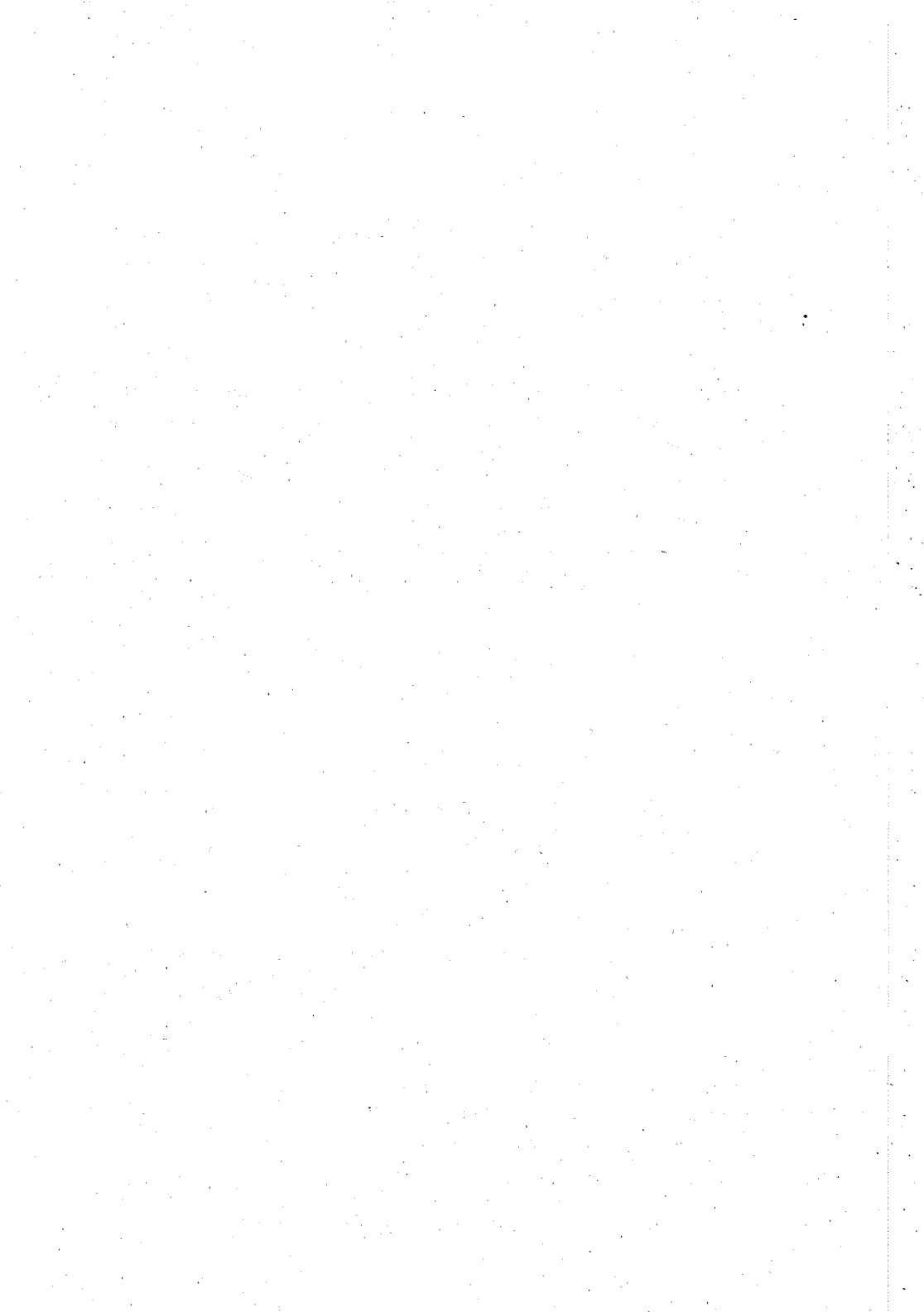
M.P. Nielsen, professor, dr.techn.



FORORD

Dette projekt er blevet gennemført med økonomisk støtte fra Afdelingen for Bærende Konstruktioner ved Danmarks Tekniske Højskole. Lektor, civilingeniør Kaj Madsen, Danmarks Ingeniørakademi, Bygningsafdelingen takkes for flere værdifulde samtaler under arbejdets udførelse.

Professor H. Bachmann takkes for supplerende oplysninger vedrørende Zürich-forsøgene og for at have stillet originale fotos, hvoraf tre er gengivet i rapporten, til rådighed.



RESUMÉ

Denne rapport omhandler dels en øvre værdiløsning dels en nedreværdiløsning for bjælker med opbøjet spændarmering, samt lodrette bøjler som forskydningsarmering.

De udviklede løsningsmetoder er sammenlignet med forsøg fra litteraturen. Teorierne viser god overensstemmelse med forsøgene. Specielt for nedreværdiløsningen vises det, at den i den danske betonnorm DS 411 angivne beregningsmetode er konservativ, idet man i stedet for at regne med, at den opbøjede spændarmering optager forspændingens lodrette komponent, kan regne med, at den kan optage den opbøjede spændarmerings lodrette flydekraftkomponent.

SUMMARY

This report deals with the shear strength of beams with bent-up, prestressed reinforcement and stirrups as shear reinforcement. An upper bound solution as well as a lower bound solution is developed.

The solutions are compared with tests from the literature. Good agreement is found. Particularly it is found, that the prestressed reinforcement can be assumed to carry the lateral component corresponding to the yield force in stead of the prestressing force, as normally prescribed in codes.

SYMBOLER

- a : Forskydningsspændvidden.
 h : Bjælkehøjde.
 h_i : Indre momentarm
 h_{sp} : Spændarmeringens nyttehøjde regnet til bjælkens overside.
 h_{sl} : Den langsgående, slappe armerings nyttehøjde regnet til bjælkens overside.
 h_a : Den samlede armerings nyttehøjde regnet til bjælkens overside.
 b : Bjælkens kropbredde
 s : Bøjleafstand
 y_o : Trykzonens højde
 A_{sp} : Spændarmeringens areal.
 A_{sl} : Den langsgående, slappe armerings areal.
 A_f : Bøjlearmeringens areal i et snit parallel med bjælkeaksen (1 bøjle).
 v : Gensidig bevægelse i en brudlinie.
 η : Gensidig rotation i en brudlinie.
 σ_c : Betonens cylindertrykstyrke.
 σ_{asl} : Den langsgående, slappe armerings flydespænding.
 σ_{asp} : Spændarmeringens flydespænding.
 σ_{ab} : Bøjlearmeringens flydespænding.
 C : Kraften i trykstringeren.
 T : Kraften i trækstringeren.
 Q : Forskydningsbæreevne, hvor den opbøjede spændarmering ikke er medregnet.
 V : Samlet forskydningskraft ved brud.
 P_o : Forspændingskraft.
 τ : Forskydningsspænding, defineret ved $\tau = \frac{V}{bh_i}$.
 Γ : Reduceret længdearmeringsgrad.
 W_E : Ydre arbejde.
 W_I : Indre arbejde.
 ϕ_{sl} : Armeringsgrad for den langsgående slappe armering,

$$\phi_{sl} = \frac{A_{sl} \sigma_{asl}}{bh_i \sigma_c}$$

 ϕ_{sp} : Armeringsgrad for spændarmeringen, $\phi_{sp} = \frac{A_{sp} \sigma_{asp}}{bh_i \sigma_c}$.

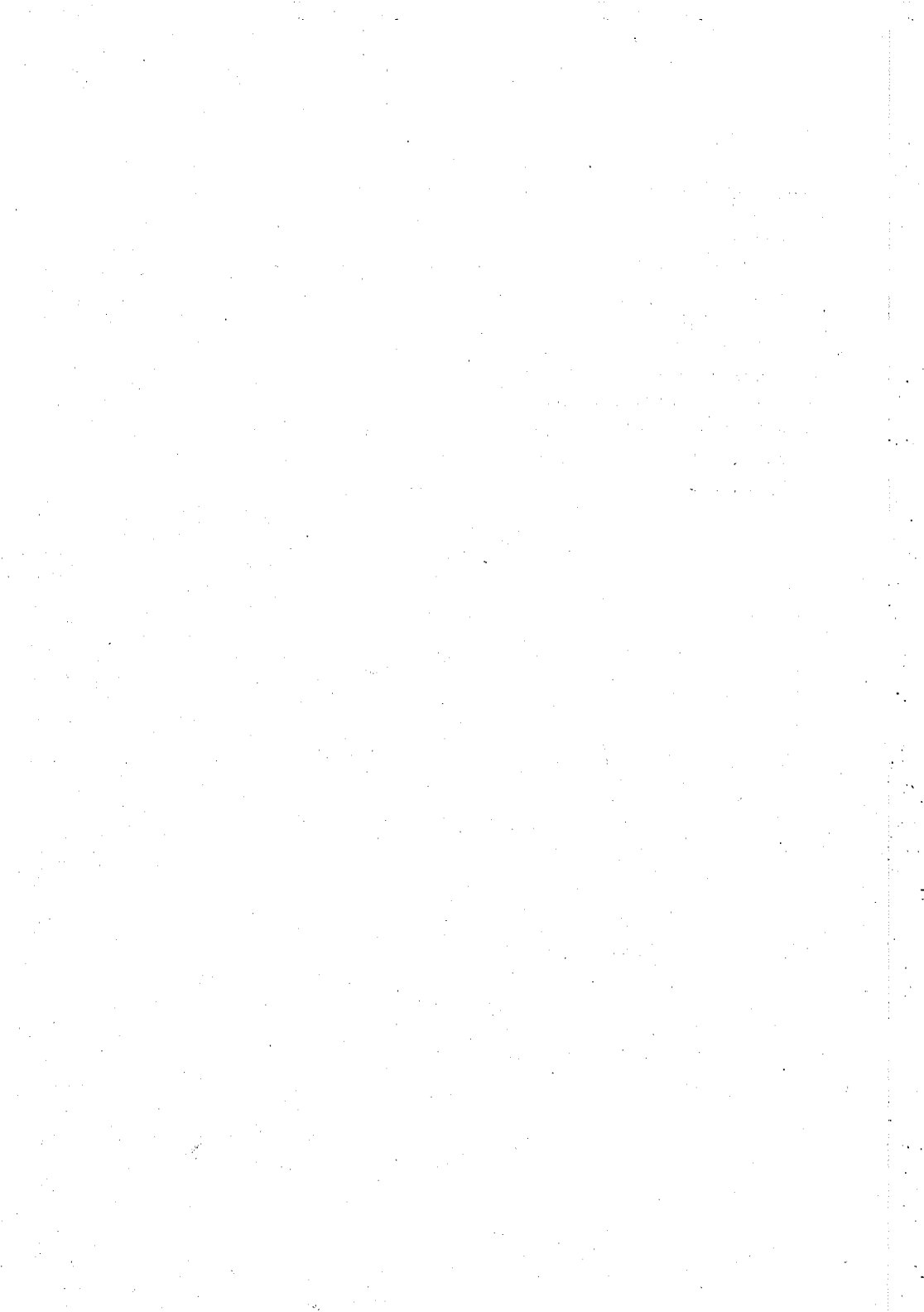
- ψ : Bøjlearmeringsgrad, $\psi = \frac{A_f \sigma_{ab}}{bs \sigma_c}$.
 φ : Geometrisk bøjlearmeringsforhold, $\varphi = \frac{A_f}{bs}$
 n : Antal bøjler, en brudlinie passerer.
 α : v's vinkel med lodret.
 β : Brudliniens vinkel med lodret.
 θ : Opbøjet spændarmerings vinkel med bjælkeaksen.
 v_b : Effektivitetsfaktor ved bøjning.
 v_s : Effektivitetsfaktor ved forskydning.
 κ : Cotangens til betontrykkets vinkel med bjælkeaksen.

INDEX

- ber : Anvendes ved beregningsudtryk.
E : Eksperimentel værdi.
o : Optimal værdi.

INDHOLDSFORTEGNELSE

	Side
1. Indledning	1
2. Øvreværdiløsning	
2.1 Translationsbrud	2
2.2 Rotationsbrud	5
3. Nedreværdiløsning	7
4. Teori vurderet ved forsøg	
4.1 Øvreværdiløsningen	9
4.2 Nedreværdiløsningen	14
5. Konklusion	17
Litteratur	20



1. INDLEDNING

Denne rapport omhandler en plasticitetsteoretisk analyse af forsøg udført på bjælker med opbøjet spændarmering som forskydningsarmering.

Udgangspunktet for rapporten har været ønsket om, på simpel måde, at kunne medregne den opbøjede spændarmerings indflydelse på forskydningsbæreevnen i forbindelse med anvendelse af diagonaltrykmotoden, se M.P. Nielsen et.al. [80.1]. Til vurdering af denne nedreværdiløsning er også medtaget en øvre værdiløsning baseret på principperne i C. Pedersen et.al. [78.1].

I den danske betonnorm DS 411, 2. udgave 1973, tillades det, at man fra den dimensionsgivende forskydningskraft trækker spændarmeringens lodrette forspændingskomponent. I overensstemmelse med plasticitetsteorien synes det dog mere rimeligt, om man, i stedet for forspændingskraftens lodrette komponent, trækker spændarmeringens lodrette flydekraftkomponent fra den dimensionsgivende forskydningskraft. Dette problem er behandlet i nærværende rapport.

2. ØVREVÆRDILØSNING

2.1 Translationsbrud

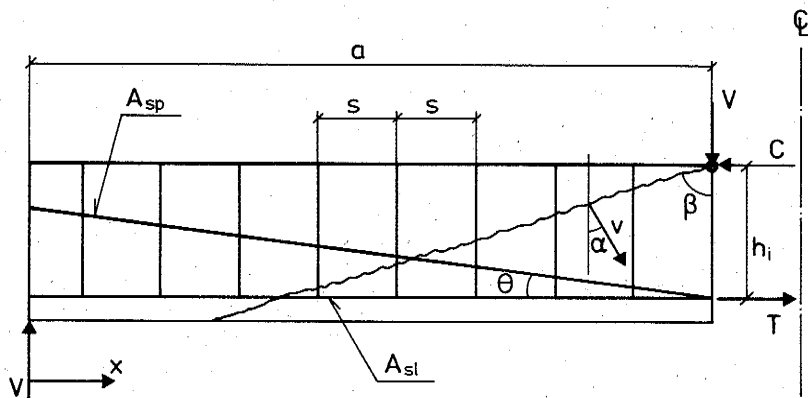


Fig. 1: Brudmekanisme ved translation.

For bjælken vist i fig. 1 forudsættes det, at al langsgående, slap armering ligger i bjælkens underside samt, at den samlede spændarmering under den ydre krafts angrebepunkt opbøjes således, at spændarmeringen føres retlinjet under vinklen θ med vandret ud til bjælkeenden.

Beton og armering regnes ideal-plastiske med flydespændingerne henholdsvis $\nu\sigma_c$, σ_{asl} , σ_{asp} og σ_{ab} .

For brudlinien vist i fig. 1 fås det ydre arbejde

$$W_E = V \nu \cos \alpha \quad (1)$$

Det indre arbejde er

$$W_I = \frac{1}{2} \nu \nu_s \sigma_c b h_i \frac{1 - \sin(\alpha + \beta)}{\cos \beta} +$$

$$\begin{aligned}
 &+ A_{sl} \sigma_{asl} v \sin \alpha \\
 &+ A_{sp} \sigma_{asp} v \sin (\alpha + \theta) \\
 &+ n A_f \sigma_{ab} v \cos \alpha
 \end{aligned} \tag{2}$$

Af betingelsen $W_I = W_E$ fås

$$\begin{aligned}
 v &= \frac{1}{2} v_s \sigma_c bh_i \frac{1 - \sin (\alpha + \beta)}{\cos \beta \cos \alpha} \\
 &+ A_{sl} \sigma_{asl} \tan \alpha \\
 &+ A_{sp} \sigma_{asp} (\tan \alpha \cos \theta + \sin \theta) \\
 &+ n A_f \sigma_{ab}
 \end{aligned} \tag{3}$$

Ved simple trigonometriske relationer kan (3) omskrives til

$$\begin{aligned}
 \left(\frac{\Gamma}{\sigma_c}\right) &= \frac{1}{2} v_s (\sqrt{1 + \tan^2 \alpha} \sqrt{1 + \tan^2 \beta} - \tan \alpha - \tan \beta) \\
 &+ (\phi_{sl} + \phi_{sp} \cos \theta) \tan \alpha + \phi_{sp} \sin \theta \\
 &+ \frac{n A_f \sigma_{ab}}{bh_i \sigma_c}
 \end{aligned} \tag{4}$$

Minimering med hensyn til α

Minimering af $\left(\frac{\Gamma}{\sigma_c}\right)$ i (4) med hensyn til α fører til ligningen

$$\frac{1}{2} v_s \left(\frac{\sin \alpha}{\cos \beta} - 1\right) + (\phi_{sl} + \phi_{sp} \cos \theta) = 0 \tag{5}$$

som løst med hensyn til $\sin \alpha$ giver

$$\sin \alpha = \cos \beta \left(1 - \frac{2}{v_s} (\phi_{sl} + \phi_{sp} \cos \theta)\right) \tag{6}$$

Indføres

$$\Gamma = \phi_{sl} + \phi_{sp} \cos \theta \tag{7}$$

fås hermed den optimale værdi af α til

$$\sin \alpha_o = \left\{ \begin{array}{ll} \left(1 - \frac{2\Gamma}{v_s}\right) \cos \beta & \text{for } \Gamma \leq \frac{v_s}{2} \\ 0 & \text{for } \Gamma \geq \frac{v_s}{2} \end{array} \right\} \tag{8}$$

Minimering med hensyn til β

Da n er en funktion af β , kan n her tilnærmelsesvis udtrykkes ved

$$n = \frac{h_i \tan \beta}{s} \quad (9)$$

Hermed ændres (4) til

$$\begin{aligned} \left(\frac{T}{\sigma_C}\right) = & \frac{1}{2} v_s (\sqrt{1 + \tan^2 \alpha} \sqrt{1 + \tan^2 \beta} - \tan \alpha - \tan \beta) \\ & + (\phi_{sl} + \phi_{sp} \cos \theta) \tan \alpha + \phi_{sp} \sin \theta \\ & + \psi \tan \beta \end{aligned} \quad (10)$$

Minimering af $\left(\frac{T}{\sigma_C}\right)$ i (10) med hensyn til β fører til ligningen

$$\frac{1}{2} v_s \left(\frac{\sin \beta}{\cos \alpha} - 1\right) + \psi = 0 \quad (11)$$

som løst med hensyn til $\sin \beta$ giver ligningen

$$\sin \beta = \cos \alpha \left(1 - \frac{2\psi}{v_s}\right) \quad (12)$$

Hermed fås den optimale værdi for β til

$$\beta_0 = \left\{ \begin{array}{ll} \text{Arcsin} \left(\cos \alpha \left(1 - \frac{2\psi}{v_s}\right) \right) \leq \text{Arctan} \left(\frac{a}{h_i} \right) & \text{for } \psi \leq \frac{v_s}{2} \\ 0 & \text{for } \psi \geq \frac{v_s}{2} \end{array} \right. \quad (13)$$

Når enten β_0 eller α_0 er lig med nul findes løsningerne umiddelbart. For både α_0 og β_0 forskellig fra nul fås af (8) og (13) to ligninger til bestemmelse af α_0 og β_0 .

2.2 ROTATIONSBRUD

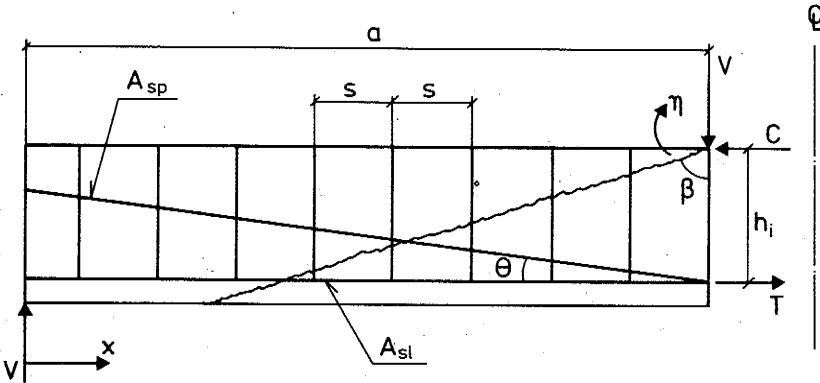


Fig. 2: Brudmekanisme ved rotation.

I stedet for et translationsbrud betragtes nu et rotationsbrud, som vist i fig. 2.

For brudlinjen vist i fig. 2 fås det ydre arbejde til

$$W_E = V a \eta \quad (14)$$

Det indre arbejde er

$$W_I = A_f \sigma_{ab} (s + 2s + \dots + ns) \eta + A_{sl} \sigma_{asl} h_i \eta + A_{sp} \sigma_{asp} \cos \theta h_i \eta \quad (15)$$

Det ses umiddelbart af betingelsen $W_I = W_E$, at en minimering af dette udtryk for V med hensyn til β giver

$$V = (A_{sl} \sigma_{asl} + A_{sp} \sigma_{asp} \cos \theta) \frac{h_i}{a} \quad (16)$$

som kan omskrives til

$$\left(\frac{r}{\sigma_c}\right) = \frac{1}{ba\sigma_c} (A_{sl} \sigma_{asl} + A_{sp} \sigma_{asp} \cos \theta) \quad (17)$$

Den bedste øvre værdiløsning fås som den mindste værdi af $\left(\frac{T}{\sigma_c}\right)$ beregnet efter henholdsvis (4) og (17).

3. NEDREVÆRDILØSNING

Bæreevnen af bjælken i fig. 1 beregnes under forudsætning af de samme geometriske og materialemæssige betingelser som angivet i afsnit 2.1.

Spændarmeringen regnes at kunne optage den lodrette komponent $A_{sp} \sigma_{asp} \sin \theta$.

Bæreevnen Q af den resterende del af bjælken beregnes i overensstemmelse med diagonaltrykmetodens formler som angivet i M.P. Nielsen et.al. [80.1].

For den aktuelle bjælke fås

$$Q = \varphi \sigma_{ab} \kappa b h_i \quad (18)$$

$$v_s \sigma_c b h_i = Q \left(\kappa + \frac{1}{\kappa} \right) \quad (19)$$

Q må dog ikke regnes større, end at den vandrette trækkomponent $Q\kappa$ svarende til det skrå betontryk kan optages. I det følgende angives en metode til beregning af den maksimale Q , der kan optages under hensyn hertil. Løsningen betegnes en nedreværdiløsning, selvom spændingstilstanden ikke beskrives i hele bjælken i alle detaljer.

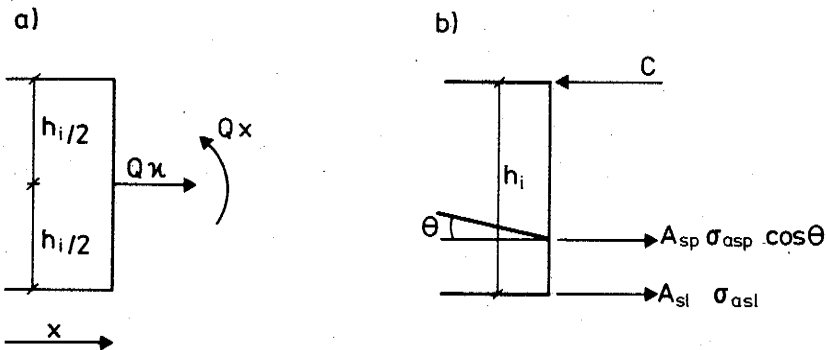


Fig. 3: a) Påvirkninger på tværsnittet i bjælkeaksens retning.
b) Kræfter i tværsnittet til optagelse af påvirkningerne a).

Ved momentligevægt om trykstringeren, se fig. 3 a og b, fås

$$Q \left(\kappa \frac{h_i}{2} + x \right) = A_{sl} \sigma_{asl} h_i + A_{sp} \sigma_{asp} \cos \theta (h_i - (a-x) \tan \theta) \quad (20)$$

Ligning (18) gælder stadig således, at Q kan beregnes af ligningerne (18) og (20).

Bæreevnen Q bestemmes som den mindste af løsningerne til henholdsvis ligningerne (18) & (19) og (18) & (20).

Bjælkens forskydningsbæreevne kan herefter bestemmes ved

$$V = Q + A_{sp} \sigma_{asp} \sin \theta \quad (21)$$

4. TEORI VURDERET VED FORSØG

4.1 Øvreværdiløsningen

R. Krauss et.al. udførte i 1973 forsøg med 4 bjælker, se [73.1], magen til den i afsnit 2.1 beskrevne bjælke. Efter brud i bjælkerens ene side, blev belastningsopstillingen ændret således, at bjælkerens anden side blev belastet til brud. Bjælkerens tværsnitsudformning er vist i fig. 4. Data iøvrigt fremgår af tabel 1.

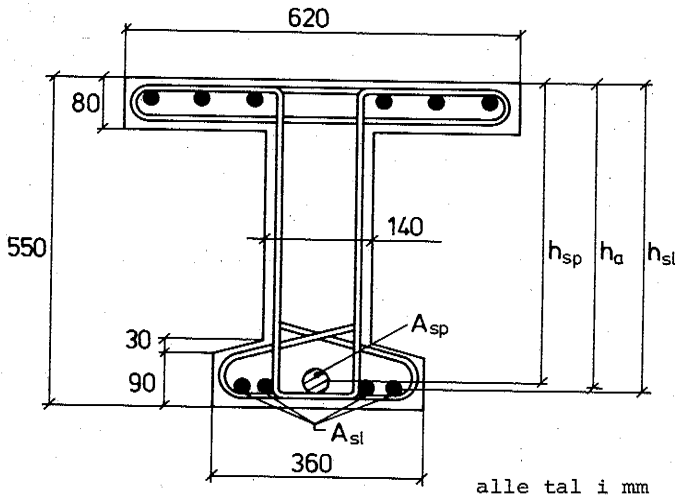


Fig. 4: Forsøgsbjælkerens tværsnitsudformning.

Bjælke nr.	D 1		D 2		D 5		D 6	
	v	h	v	h	v	h	v	h
Langsgående slap arm. 1)	2d 14		6d 20		6d 20		6d 20	
A_{sl} (mm ²)	300		1810		1810		1810	
σ_{asl} (N/mm ²)	516		511		511		511	
A_{sp} (mm ²)	802		602		401		401	
σ_{asp} (N/mm ²)	1630		1630		1630		1630	
Forskyd- ningsarm. 2)	d6/250		d6/250		d6/250		d6/250	
σ_{ab} (N/mm ²)	517		517		517		517	
σ_c (N/mm ²)	41		39		46,3		34,7	
h_{sl} (mm)	517		501		501		501	
h_{sp} (mm)	489		494		499		499	
h_a (mm)	497		499		501		501	
P_o (kN)	820		630		412		416	
tan θ	0,12	0,24	0,24	0,12	0,24	0,12	0,12	0
V_E (kN)	385	430	545	425	425	355	350	280

Tabel 1: Forsøgsbjælkernes data.

Ved alle bjælker blev anvendt naturhårdt stål som slap armering og 6 mm tråde i injicerede rør som spændarmering. Forskydnings-spændvidden a er for alle bjælker 1500 mm. Betontrykstyrken σ_c blev målt på 120 x 120 x 360 mm³ prismer.

- 1) 2 d 14 betyder eksempelvis 2 stænger med diameteren 14 mm.
- 2) d 6/250 betyder eksempelvis 2-snitts bøjler af 6 mm armering pr. 250 mm.

Højden af trykzonen y_0 bestemmes af betingelsen for længdelige-
vægt. For v_b anvendes, se [83.1],

$$v_b = 0,97 - \frac{\sigma_a}{5000} - \frac{\sigma_c}{300} \quad (22)$$

idet der for σ_a anvendes værdien

$$\sigma_a = f \left(\sigma_{asp} - \frac{P_0}{A_{sp}} \right) + (1 - f) \sigma_{asl} \quad (23)$$

hvor

$$f = \frac{\left(\sigma_{asp} - \frac{P_0}{A_{sp}} \right) A_{sp}}{\sigma_{asl} A_{sl} + \left(\sigma_{asp} - \frac{P_0}{A_{sp}} \right) A_{sp}} \quad (24)$$

Formlerne indebærer, at for tilfældet ren spændarmering indsættes
i (22) en flydespænding σ_a svarende til, at arbejdsliniens
"nulpunkt" er forskudt til punktet svarende til forspændingen.

Er v_b beregnet og dermed y_0 kan h_i findes. Værdierne frem-
går af tabel 2.

Bjælke nr.	D 1	D 2	D 5	D 6
v_b	0,72	0,73	0,71	0,75
y_0 (mm)	80	204	77	159
h_i (mm)	457	433	462	447

Tabel 2: Bjælkernes indre momentarm.

I tabel 3 er de beregnede bæreevner vist sammen med mellemreg-
ninger. For v_s i tabel 3 er anvendt, se [80.1],

$$v_s = 0,8 - \frac{\sigma_c}{200} \quad (25)$$

Middelværdi og variationskoefficient for sidste række i tabel 3 findes til 0,96 og 7,5%.

I fig. 5 er den beregnede bæreevne afsat som funktion af den målte forsøgsbæreevne.

Bjælke nr.	D 1		D 2		D 5		D 6	
	v	h	v	h	v	h	v	h
ϕ_{sl}	0,0590		0,3912		0,3089		0,4259	
ϕ_{sp}	0,4983		0,4151		0,2183		0,3010	
ψ	0,0204		0,0214		0,0180		0,0241	
v_s	0,60		0,61		0,57		0,63	
Γ	0,5538	0,5435	0,7948	0,8033	0,5212	0,5256	0,7248	0,7269
α_o	0	0	0	0	0	0	0	0
β_o	68, ^o 7		68, ^o 4		69, ^o 5		67, ^o 4	
n	4		4		4		4	
$\left(\frac{\tau}{\sigma_c}\right)$ ber (4)	0,1604	0,2173	0,2045	0,1571	0,1415	0,1166	0,1527	0,1168
$\left(\frac{\tau}{\sigma_c}\right)$ ber (17)	0,1687	0,1656	0,2294	0,2319	0,1605	0,1619	0,2160	0,2166
$\left(\frac{\tau}{\sigma_c}\right)$ ber, min.	0,1604	0,1656	0,2045	0,1571	0,1415	0,1166	0,1527	0,1168
$\left(\frac{\tau}{\sigma_c}\right)$ E	0,1468	0,1639	0,2305	0,1798	0,1419	0,1185	0,1612	0,1289
$\left(\frac{\tau}{\sigma_c}\right)$ ber / $\left(\frac{\tau}{\sigma_c}\right)$ E	1,09	1,01	0,89	0,87	1,00	0,98	0,95	0,91

Tabel 3: Beregnede bæreevner.

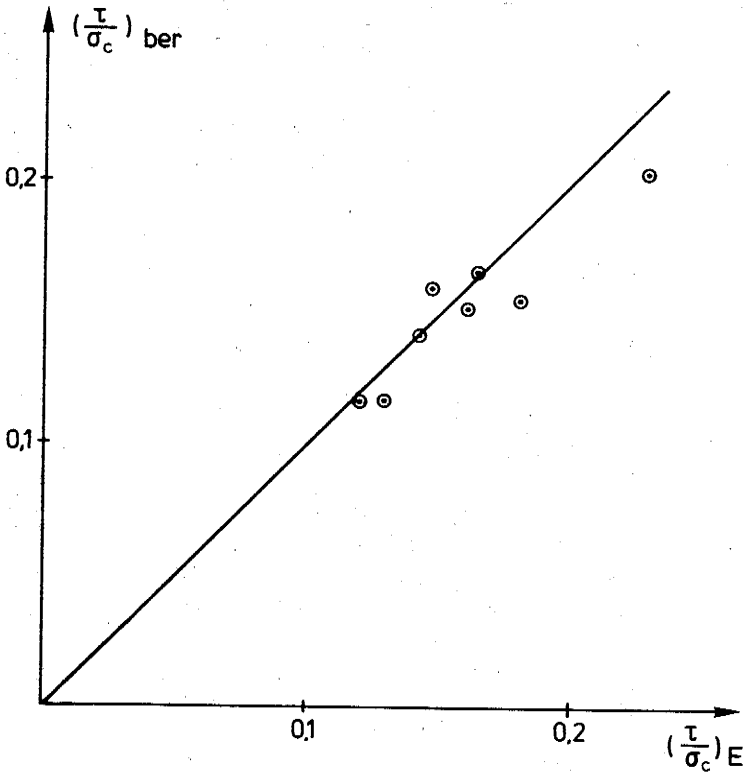


Fig. 5: Øvreværdiløsningen.

4.2 NEDREVÆRDILØSNINGEN

Bjælkerne beskrevet i afsnit 4.1 gennemgås her ved hjælp af nedreværdiløsningen beskrevet i afsnit 3.

Bjælkerne D5 og D6 har som eneste variabel opbøjningsvinklen for spændarmeringen. I fig. 6 er brudværdierne optegnet som funktion af $\tan \theta$.

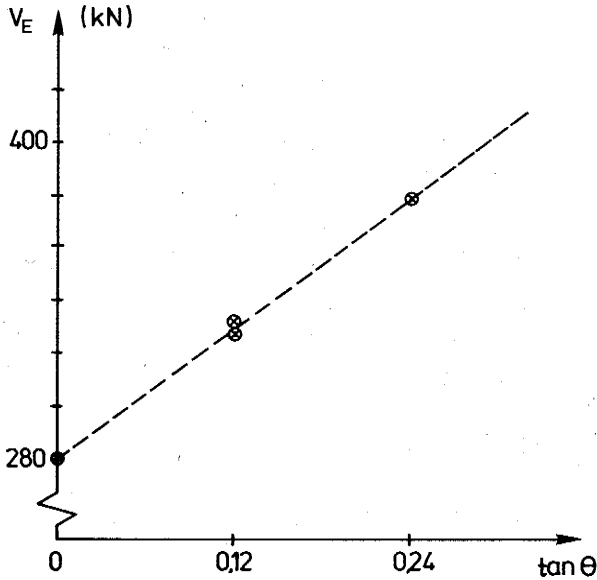


Fig. 6: Bæreevnen som funktion af spændarmeringens opbøjning.

For alle bjælkerne haves det samme geometriske forskydningsarmeringsforhold $\varphi = 0,0016$. Løses ligningerne (18) og (19) med hensyn til κ og Q fås værdierne i tabel 4.

Bjælke nr.	D 1	D 2	D 5	D 6
κ	5,33	5,24	5,53	5,02
Q (kN)	285	265	299	262

Tabel 4: Q beregnet efter (18) og (19).

Løses ligningerne (18) og (20) med hensyn til κ og Q og minimeres disse med hensyn til x fås værdierne i tabel 5.

Bjælke nr.	D 1		D 2		D 5		D 6	
	v	h	v	h	v	h	v	h
x (mm)	1500	0	1500	1500	1500	1500	1500	1500
κ	4,79	3,99	5,82	5,86	5,02	5,05	5,10	5,11
Q (kN)	256	213	295	297	271	273	267	267

Tabel 5: Q beregnet efter (18) og (20).

I tabel 6 er Q_{\min} af henholdsvis Q fra tabel 4 og tabel 5 vist. I tabel 6 er også $Q_{\min} + A_{sp} \sigma_{asp} \sin \theta$ vist sammen med V_{mom} , som er bæreevnen under forudsætning af fuld udnyttelse af momentet i midterfaget af bjælken. Bæreevnen findes nu som den mindste værdi af V_{mom} og $Q_{\min} + A_{sp} \sigma_{asp} \sin \theta$. Denne er angivet som V_{ber} i tabel 6.

Bjælke nr.	D 1		D 2		D 5		D 6	
	v	h	v	h	v	h	v	h
Q_{\min} (kN)	256	213	265	265	271	273	262	262
$Q_{\min} + A_{sp} \sigma_{asp} \sin \theta$ (kN)	412	518	494	382	424	351	340	262
V_{mom} (kN)	445		550		486		470	
V_{ber} (kN)	412	445	494	382	424	351	340	262
V_E (kN)	385	430	545	425	425	355	350	280
V_{ber}/V_E	1,07	1,03	0,91	0,90	1,00	0,99	0,97	0,94

Tabel 6: Beregnede bæreevner.

For sidste række i tabel 6 fås middelværdien og variationskoefficienten til henholdsvis 0,98 og 6,0%.

I fig. 7 er V_{ber} vist som funktion af V_E .

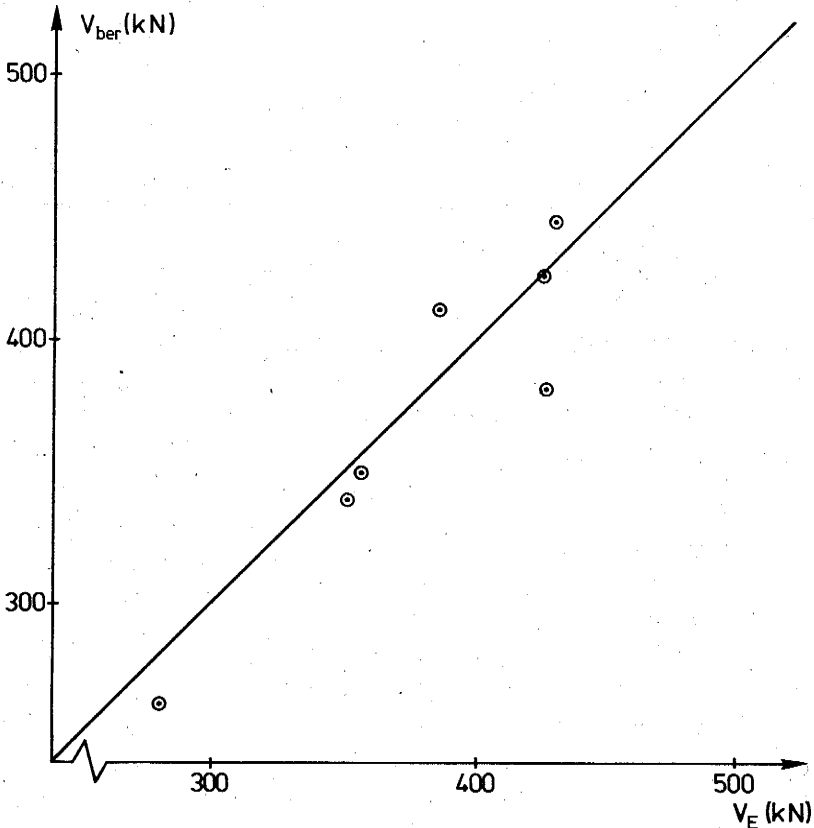


Fig. 7: Nedreværdiløsningen.

Spændarmeringens krumningsradius under den ydre krafts angrebspunkt var for alle bjælkerne 2 m. En undersøgelse af faren for spaltebrud efter udtrykkene side 667-668 i ref. [75.1], viser, at ingen af bjælkerne har været i fare for spaltebrud.

5. KONKLUSION

Det fremgår af afsnit 4.1 og 4.2, at nedreværdiløsningen stemmer godt overens med øvreværdiløsningen. Billeder af bjælkerne bekræfter da også brudmekanismeme, det vil sige alle bjælker har translationsbrud med undtagelse af bjælke D1 h. Rotationsbruddet i bjælke D1 h bekræftes af billedet i fig. 8. Fig. 9 og 10 viser to bjælker med translationsbrud.

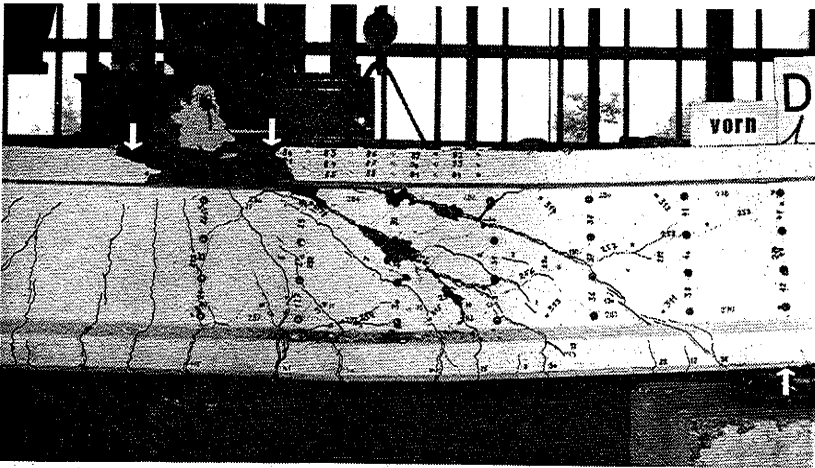


Fig. 8: Bjælke D1 h Momentbrud.

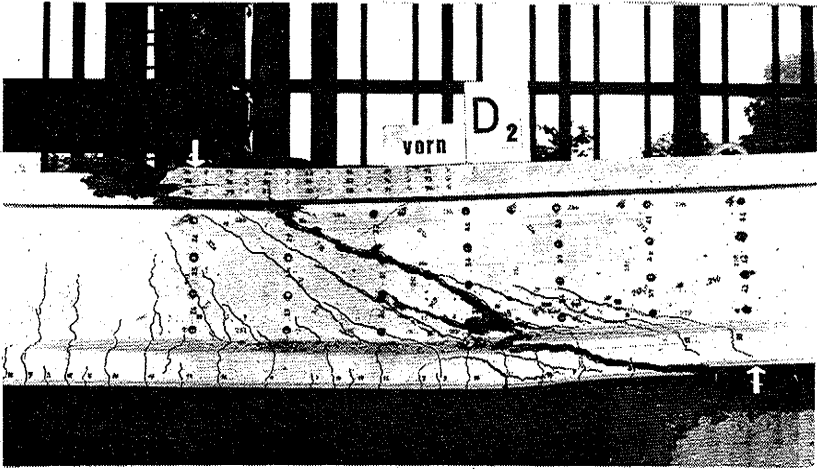


Fig. 9: D2 h Forskydningsbrud.

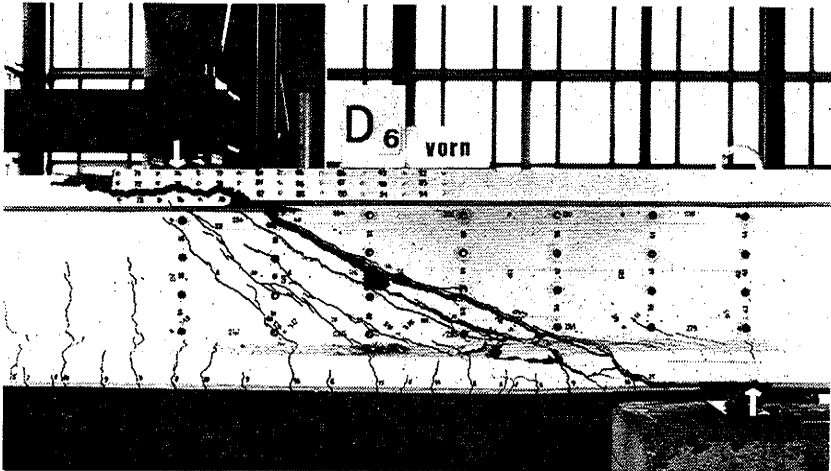


Fig. 10: D6 h Forskydningsbrud.

Det synes således bekræftet, at man ved forskydningsdimensioneringen af spændbetonbjælker kan regne med, at den opbøjede spændarmering kan optage et bidrag svarende til den opbøjede spændarmerings lodrette flydekraftkomponent. Dette bekræftes af fig. 6, som viser, at jo større opbøjningen er, jo større er forskydningsbæreevnen.

LITTERATUR

- [73.1] R. Krauss, E. Heimgartner og H. Bachmann:
Versuche über den Einfluss geneigter Spannkabel in
teilweise vorgespannten Betonbalken.
Institut für Baustatik, ETH Zürich, Bericht nr. 6504-6,
Okt. 1973.
- [75.1] M.P. Nielsen:
Beton 1, del 1-del 3.
Den private Ingeniørfond ved Danmarks tekniske Højskole,
København 1975.
- [78.1] C. Petersen, J.F. Jensen, M.P. Nielsen og F. Bach:
Opbøjet længdearmering som forskydningsarmering.
Rapport nr. R100, Afdelingen for Bærende Konstruktioner,
Danmarks tekniske Højskole, 1978.
- [80.1] M.P. Nielsen og F. Bach:
Beregning af forskydningsarmering efter diagonaltrykme-
toden.
Bygningsstatistiske Meddelelser, Vol. 51, Nr. 3-4, 1980,
pp. 75-139.
- [83.1] M.P. Nielsen:
Limit Analysis and Concrete Plasticity.
Prentice-Hall, 1983.

AFDELINGEN FOR BÆRENDE KONSTRUKTIONER
DANMARKS TEKNISKE HØJSKOLE

Department of Structural Engineering
Technical University of Denmark, DK-2800 Lyngby

SERIE R

(Tidligere: Rapporter)

- R 115. PEDERSEN, MAX ELGAARD: En generel beregningsmetode for betontværsnit. 1980.
- R 116. PEDERSEN, MAX ELGAARD: Kipstabilitet af armerede betonbjælker. 1980. Uds.
- R 117. BRYDER, KAJ L.: Optimeringsmetoder for 2-dimensionale legemer af ideal-plastisk materiale. 1980.
- R 118. DUKOW, EWTIM N.: Optimale Projektierung von vorgespannten Brückenträgern. 1980.
- R 119. PEDERSEN, HENNING: Optimering af jernbetonplader. 1980.
- R 120. BACH, FINN, M.P. NIELSEN and M.W. BRÆSTRUP: Shear Tests on Reinforced Concrete T-beams. Series V, U, X, B and S. 1980.
- R 121. Resumeoversigt 1979. Summaries of Papers 1979. 1980.
- R 122. NIELSEN, J.Aa., F. JOHNSEN og N.J. GIMSING: Trykkede pladefelters bæreevne. 1980.
- R 123. KRAGERUP, JAN: Undersøgelse af stålnormens metoder til bestemmelse af bæreevnen af geometrisk imperfekte stålsøjler. 1980.
- R 124. HANSEN, SVEND OLE: Vindbelastede skorstene. 1. del. Matematiske modeller. 1980. Uds.
- R 125. HANSEN, SVEND OLE: Vindbelastede skorstene. 2. del. Stignas skorstenen. 1980. Uds.
- R 126. GIMSING, NIELS J.: Four Papers on Cable Supported Bridges. 1980.
- R 127. SVENSSON, SVEN EILIF og JAN KRAGERUP: Interaktiv bæreevne af sammensatte søjler. 1980.
- R 128. GIMSING, NIELS J. og JØRGEN GIMSING: Analysis of Erection Procedure for Bridges with Combined Cable Systems. Cable Net Bridge Concept. 1980.
- R 129. ROSTAM, STEEN og EIGIL STEEN PEDERSEN: Partially Prestressed Concrete Bridges. Danish Experience. 1980.
- R 130. BRØNDUM-NIELSEN, TROELS: Stress Analysis of Cracked Arbitrary Concrete Section under Service Load. 1981.
- R 131. BRINCKER, RUNE: Plane revneudvidelsesproblemer i lineært viscoelastiske materialer. Løsning af plane lineært viscoelastiske randværdiproblemer med kendt revneudbredelsesforløb. 1982.
- R 132. Reserveret.
- R 133. Reserveret.
- R 134. ABK's informationsdag 1981. 1981.
- R 135. Resumeoversigt 1980. Summaries of Papers 1980. 1981.
- R 136. BACH, FINN og M.P. NIELSEN: Nedreværdiløsninger for jernbetonplader. 1981.
- R 137. Publication pending.

- R 138. NIELSEN, LEIF OTTO og PETER NITTEGAARD-NIELSEN: Elementmetodeberegninger på mikrodatamat. 1981.
- R 139. MONDORF, P.E.: Concrete Bridges. Literature Index. 1981.
- R 140. NIELSEN, METTE THIEL: Lamb's Problem. Internal Harmonic Point Load in a Half-Space. 1981.
- R 141. JENSEN, JESPER FRØBERT: Plasticitetsteoretiske løsninger for skiver og bjælker af jernbeton. 1982.
- R 142. MØLLLMANN, H.: Thin-Walled Elastic Beams with Finite Displacements. 1981.
- R 143. KRAGERUP, JAN: Five Notes on Plate Buckling. 1982.
- R 144. NIELSEN, LEIF OTTO: Konstitutiv modellering af friktionsdæmpning. 1982.
- R 145. NIELSEN, LEIF OTTO: Materiale med friktion til numeriske beregninger. 1982.
- R 146. Resuméoversigt 1981. Summary of Papers 1981. 1982.
- R 147. AGERSKOV, H. and J. BJØRNBAK-HANSEN: Bolted End Plate Connections in Round Bar Steel Structures. 1982.
- R 148. NIELSEN, LEIF OTTO: Svingninger med friktionsdæmpning. 1982.
- R 149. PEDERSEN, CARL: Stability Properties and Non-Linear Behaviour of Thin-Walled Elastic Beams of Open Cross-Section. Part 1: Basic Analysis. 1982.
- R 150. PEDERSEN, CARL: Stability Properties and Non-Linear Behaviour of Thin-Walled Elastic Beams of Open Cross-Section. Part 2: Numerical Examples. 1982.
- R 151. KRENCHER, HERBERT and HANS WINDBERG JENSEN: Organic Reinforcing Fibres for Cement and Concrete. 1982.
- R 152. THIEL, METTE: Dynamic Interaction between Soil and Foundation. 1982.
- R 153. THIEL, METTE: Soil-Pile Interaction in Horizontal Vibration. 1982.
- R 154. RIBERHOLT, H. og PER GOLTERMANN: Sømmede tråbjælker. 1982.
- R 155. JENSEN, JENS HENNING: Forkammede armeringsstængers forankring, specielt ved vederlag. 1. del. 1982.
- R 156. JENSEN, JENS HENNING: Forkammede armeringsstængers forankring, specielt ved vederlag. 2. del. Appendix A til F. 1982.
- R 157. ARPE, ROBERT and CLAES DYRBYE: Elasto-Plastic Response to Stochastic Earthquakes. 1983.
- R 158. WALD, FRANTISEK: Non-Linear Analysis of Steel Frames (with Special Consideration of Deflection). 1983.