

INSTITUTTET FOR HUSBYGNING

Rapport nr. **191**

HENNING LARSEN
**BÆREEVNEFORSØG
MED OTTE LETBETON-DÆKELEMENTER**

Den polytekniske Lærestalt, Danmarks tekniske Højskole
Lyngby 1988

Henning Larsen

Bæreevneforsøg
med otte letbeton-dækelementer

Instituttet for Husbygning
Danmarks Tekniske Højskole

Rapport nr. 191
1988

FORORD

I forbindelse med stud.polyt. Annette Pedersen's eksamensarbejde "Letbetons materialeegenskaber og funktion i konstruktioner" blev der på Instituttet for Husbygning udført bæreevneforsøg med 8 letbeton-dækelementer.

Elementerne blev leveret "uden beregning" af Dansk Leca A/S, - som herfor takkes.

Nærværende rapport gør nærmere rede for disse forsøg og de resultater, som kan uddrages heraf.

Instituttet for Husbygning 1988

Henning Larsen

INDHOLDSFORTEGNELSE

	side
Forord	II
Resumé	IV
Symbolliste	VI
1. Indledning	1
2. Forsøg	3
3. Resultater	
3.1 Sammenligning mellem forventede og observerede bæreevner.	18
3.2 Sammenligning mellem observerede og beregnede momentbæreevner.	24
3.3 Sammenligning mellem observerede og beregnede udbøjninger.	27
3.4 Elementkrumning samt armeringsspændinger og -tøjninger.	30
4. Konklusion	35
5. Litteraturliste.	37
Appendix 1. Element-brochure	38
Appendix 2. α - φ metoden	42
Appendix 3. Bjælkekrumning	44

RESUMÉ

Rapporten behandler bæreevnen af armerede dækelementer i letbeton med tilslag af uorganiske porøse materialer (ekspanderet brændt ler).

Elementerne er udført som en tre-lags konstruktion ("sandwichkonstruktion"), hvor lagene har forskellig densitet (mellem laget har mindre densitet end yderlagene); elementerne bruges bl.a. til etageadskillelser og tage; i statik-henseende er der tale om en simpelt understøttet bjælke.

Elementerne leveres fra fabrik med en "garanteret" bæreevne. Denne er - i overensstemmelse med Dansk Ingeniørforenings Norm for letbetonkonstruktioner af letbetonelementer DS 420 - bestemt på grundlag af prøvning af hele elementer.

Formålet med bæreevneprovningerne er at få nogle måleresultater, der kan bruges i forbindelse med forsøg på teoretisk beregning af bæreevnen.

Elementernes dimensioner og armering var valgt sådan, at der forventedes bøjningsbrud i nogle elementer og forskydningsbrud i andre.

Der indtraf imidlertid bøjningsbrud i alle forsøgene. Og bæreevnen nåede ikke op på den forventede værdi for bøjningsbrud - og heller ikke op på den forventede værdi for forskydningsbrud.

Den opnåede bæreevne lå i størrelsesorden 10-20 % under den forventede. - En del af forklaringen formodes at ligge i det forhold, at der ikke i de forsøg, der ligger til grund for de forventede bæreevner, er anordnet simple, bevægelige understøtninger, men snarere simple, faste understøtninger, hvorved momentbæreevnen suppleres med et trykbuettillæg; i de i denne rapport omtalte forsøg er der anordnet simple, bevægelige understøtninger under elementet. - En anden del kan mu-

ligvis ligge i, at der her er benyttet en "skrappere" belastningsprocedure med indledningsvis vekslen mellem to lastniveauer. - Men det må erkendes, at årsagen til de lavere værdier for momentbæreevnen, der er observeret, ikke er fuldt klarlagt.

Resultaterne af dette meget begrænsede antal forsøg tyder på, at momentbæreevne og udbøjninger kan beregnes efter en teori tilsvarende den, armerede beton-dækelementer beregnes efter. For momentbæreevnens vedkommende er der tale om en beregning i brudstadiet efter den almindelige bjælketeori, og for udbøjningernes vedkommende er der tale om beregning i brugsstadiet efter den sædvanlige formel for udbøjningen af en bjælke, idet en passende bøjningsstivhed benyttes.

SYMBOLLISTE

A_s	armeringsareal
E_c	elasticitetsmodul for letbeton (yderlag)
E_s	elasticitetsmodul for armering
F_u	forventet maximal last
M_o	moment fra bøjning i element
M_{bue}	moment fra buevirkning i element
M_{cal}	beregnet momentbæreevne
M_{obs}	observeret momentbæreevne
M_{ud}	regningsmæssig momentbæreevne
M_{uk}	karakteristisk momentbæreevne
P	last
P_{obs}	observeret bæreevne
V_{ud}	regningsmæssig forskydningskraftbæreevne
V_{uk}	karakteristisk forskydningskraftbæreevne
b	bredde
f_c	letbeton(tryk) styrke
f_y	armerings(træk) styrke
h	elementtykkelse
h_{ef}	effektiv højde
ℓ	spændvidde

VII

t_b	tykkelse af bundlag
t_m	tykkelse af mellemlag
t_t	tykkelse af toplag
u	udbøjning
Δu	differensudbøjning: udbøjning på midten minus udbøjning i fjerdedelspunkterne
Δu_m	differensudbøjning Δu v. maximum-last
α	forhold mellem E_s og E_c
γ_c	densitet af letbeton-yderlag
γ_m	densitet af letbeton-mellemlag
$\varepsilon_{s,m}$	tøjning i armeringen v. maximum-last
κ	krumning på midten
φ	forhold mellem A_s og $b \cdot h_{ef}$

1. INDLEDNING

Den type elementer, denne rapport omhandler, er armerede dæk-elementer til etageadskillelser, tage m.v., fremstillet af letbeton med tilslag af uorganiske porøse materialer (ekspanderet brændt ler). - I Appendix 1 findes en elementbrochure fra producenten.

Elementet er udført som en tre-lags konstruktion, bestående af et ca. 30 mm tykt bundlag med en densitet på ca. 1300 kg/m^3 , et 20 - 30 mm tykt toplag med en densitet på ca. 1400 kg/m^3 og herimellem et mellemlag med en densitet på ca. 600 kg/m^3 .

Elementerne leveres normalt i tykkelser fra 100 mm op til 260 mm (totalt) og i bredderne 60 cm og 120 cm.

Armeringen ligger i bundlaget og er korrosionsbeskyttet ved svumning i cementvælling tilsat plastificeringsmiddel.

Produktionen sker under kontrol af "Letbetonkontrollen", ref. [3].

Elementerne leveres fra fabrik med en deklareret elementstyrke. Denne er - i overensstemmelse med Dansk Ingeniørforenings norm for letbetonkonstruktioner af letbetonelementer DS 420 [3] - bestemt ved prøvning af hele elementer efter prøvningsmetode angivet i DS 434.11 [4].

Formålet med de bæreevneprovninger, der omtales i nærværende rapport, er at få nogle måleresultater, der kan bruges i forbindelse med forsøg på teoretisk beregning af elementstyrken.

Af litteratur på området kan nævnes "Præfabrikerede sandwich-elementer af letbeton" af J.F. Jensen, M.W. Bræstrup, Finn Bach og M.P. Nielsen [5], hvori udbøjningerne og forskydningsstyrken er gjort til genstand for en analyse.

Endvidere "Projektering med 3L-Betong" af Hans Lanevik og Bo Westerberg [6], som omhandler beregning af "massive" elementer, udført i speciel letbeton. Denne litteraturkilde viser beregning efter en teori tilsvarende den, armerede betonbjælker beregnes efter.

Alment om letbeton findes bl.a. i "Armerade konstruktioner i lättballastbetong" af Olav Berge [1] og i "Lättballast och lättballastbetong" af Åke Skarendahl [7].

Men der er ikke fundet litteratur om beregning af momentbæreevnen af elementer af tre-lags typen som beskrevet.

2. FORSØG

De elementer, der blev anvendt til bæreevnepforsøgene, var udvalgt sådan m.h.t. tykkelse og spændvidde, at der blev afprøvet elementer både med en forholdsvis lille tykkelse og med en forholdsvis stor tykkelse, samt elementer med både en forholdsvis lille spændvidde og en noget større (mellemstor) spændvidde.

Elementerne havde tykkelsen 140 mm og 220 mm, og spændvidden var 4,00 m og 2,67 m.

Elementerne var 0,6 m brede.

Hovedarmeringen bestod af 3 stk. 8 mm kamstål.

Der blev udført 2 forsøg af hver kombination; ialt 8 forsøg.

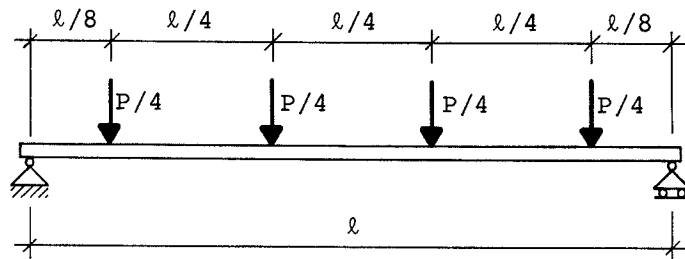
Tabel I viser hvilke elementer, der blev anvendt til hvilke forsøg.

Tabel I. Forsøgselementer

Forsøg nr.	Spænd- vidde ℓ m	Element- længde m	tykkelse h mm	bredde m	armering *)
1	4,00	4,07	140	0,6	3 K8
2	4,00	4,07	140	0,6	3 K8
3	4,00	4,07	220	0,6	3 K8
4	4,00	4,07	220	0,6	3 K8
5	2,67	2,73	140	0,6	3 K8
6	2,67	2,73	140	0,6	3 K8
7	2,67	2,73	220	0,6	3 K8
8	2,67	2,73	220	0,6	3 K8

*) K8 står for 8 mm kamstål.

Elementerne er afprøvet som simpelt understøttet bjælke, belastet med enkeltkræfter (linielast tværs over elementbredden) i forskudte fjerdedelsspunkter. Se figur 1.



Figur 1.

Den benyttede belastning antages at give tilnærmelsesvis samme bæreevneværdier, som en jævnt fordelt belastning.

Af praktiske grunde er elementerne afprøvet omvendt i forhold til figur 1; d.v.s. med laget indeholdende armeringen øverst og med belastningen virkende opad, og understøtningsreaktionerne virkende nedad.

I følge brochure fra Leca-Byggeinformation (se Appendix 1) har elementerne følgende regningsmæssige værdier for bæreevnen i normal sikkerhedsklasse ved jævnt fordelt last incl. egenlast:

element- tykkelse	armering	forskydnings- kraft V_{ud}	moment M_{ud}
mm		kN/m	kNm/m
140	3 K8	11,5	10,5
220	3 K8	17,7	18,5

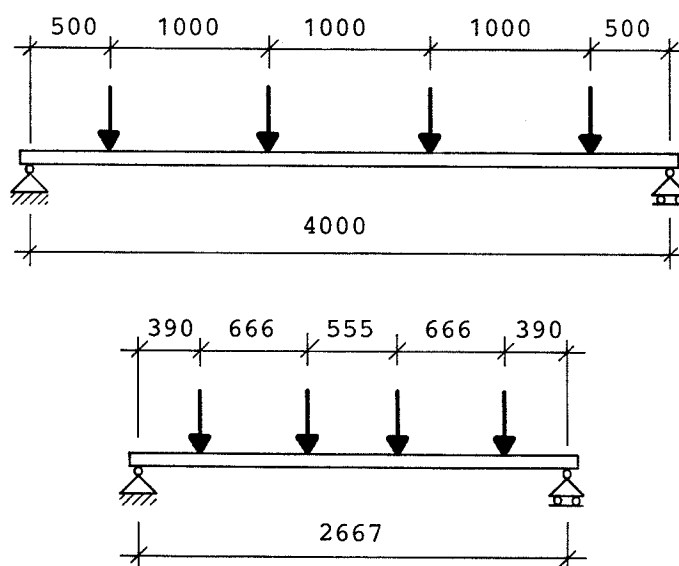
Dette skulle svare til følgende karakteristiske værdier, idet partialkoefficienten er 1,96 ved forskydningsbrud og 1,6 ved bøjningsbrud, - gældende for et 0,6 m bredt element:

element- tykkelse	armering	forskydnings- kraft V_{uk} kN	moment M_{uk} kNm
mm			
140	3 K8	13,5	10,1
220	3 K8	20,8	17,8

Middelværdier for brudlasten (forskydningskraft henholdsvis moment) må antages at ligge 5 á 10 o/o højere.

-

Tabel II viser forventede brudværdier for den samlede last på elementerne i forsøgene 1 til 8, idet de forventede middelværdier er regnet 5 o/o højere end de karakteristiske bæreevner. Afstandene i den aktuelle forsøgsopstilling fremgår af figur 2.



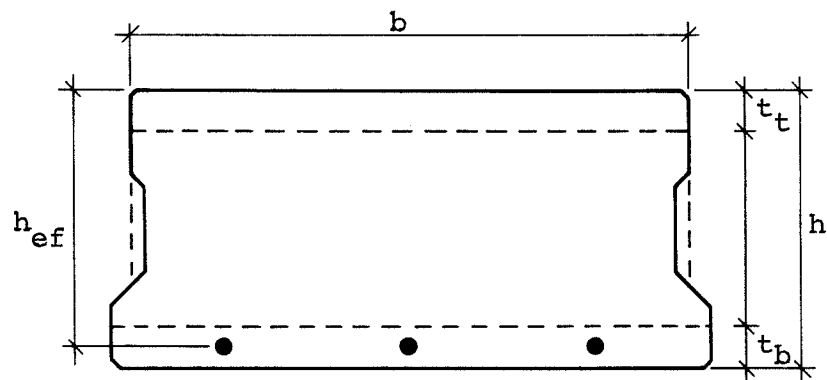
målene er i mm.

Figur 2.

Tabel II. Forventet bæreevne (samlet last på elementet).

Forsøg nr.	Spænd- vidde ℓ m	Element- tykkelse h mm	last v. forskydnings- brud kN	last v. bøjnings- brud kN	Forventet bære- evne kN
1	4,00	140	28,4	21,2	21,2
2	4,00	140	28,4	21,2	21,2
3	4,00	220	43,7	37,3	37,3
4	4,00	220	43,7	37,3	37,3
5	2,67	140	28,4	29,4	28,4
6	2,67	140	28,4	29,4	28,4
7	2,67	220	43,7	51,7	43,7
8	2,67	220	43,7	51,7	43,7

Efter bæreevnepforsøgene var udført, blev elementernes tværsnit - se figur 3 - opmålt ved brudstedet. Resultatet af opmålingen er angivet i Tabel III.



Figur 3. Elementtværsnit.

Tabel III. Forsøgselementernes tværsnitsmål.

Forsøg nr.	ℓ m	$h^{*)}$ mm	b mm	t_t mm	t_b mm	h_{ef} mm
1	4,00	140	560	23	26	123
2	4,00	140	560	28	28	122
3	4,00	220	566	28	34	195
4	4,00	220	566	26	31	195
5	2,67	140	556	33	38	113
6	2,67	140	556	27	37	119
7	2,67	220	556	33	33	195
8	2,67	220	557	37	30	200

*) nominelt

Endvidere blev stykker af armeringen skåret ud og trækprøvet i prøvemaskine. Armeringen er 8 mm kamstål, kvalitet Ks 410 (karakteristisk trækflydespænding mindst 410 N/mm²). Der blev udtaget ialt 6 stykker fra 3 forskellige elementer. Resultaterne af trækprøvningen er angivet i Tabel IV.

Tøjningsmålerne blev afmonteret, når tøjningen var blevet større end 5 o/oo (for at undgå beskadigelser på dem).

Og endelig blev stykker af elementernes trykflange (toplag) udsavet og trykprøvet. Disse stykker udsavedes i 125 mm gange 125 mm store stykker i toplagets fulde tykkelse. Stykkerne blev trykprøvet to og to, vendende med toplagets frie overflade væk fra hinanden og med en afstand på 115 mm, målt imellem overfladeydersiderne. Der blev anbragt 12 mm bløde træfiberplader mellem stykkerne og prøvemaskinens trykplader. Resultatet af trykprøvningen er angivet i Tabel V.

Tabel IV. Trækprøvning af armering.

Armerings- stykke nr.	Brud- spænding ^{*)} N/mm ²	Flyde- spænding ^{*)} N/mm ²	Flyde- tøjning o/oo ^{**)}
1	584	461	2,45
2	596	493	2,55
3	598	493	2,55
4	602	487	2,50
5	600	495	2,60
6	594	485	2,45
middel	596	486	2,52

^{*)} beregnet på grundlag af et nominelt areal på 50,3 mm²

^{**) 0/5 afrunding}

Tabel V. Trykprøvning af toplagsbetonen.

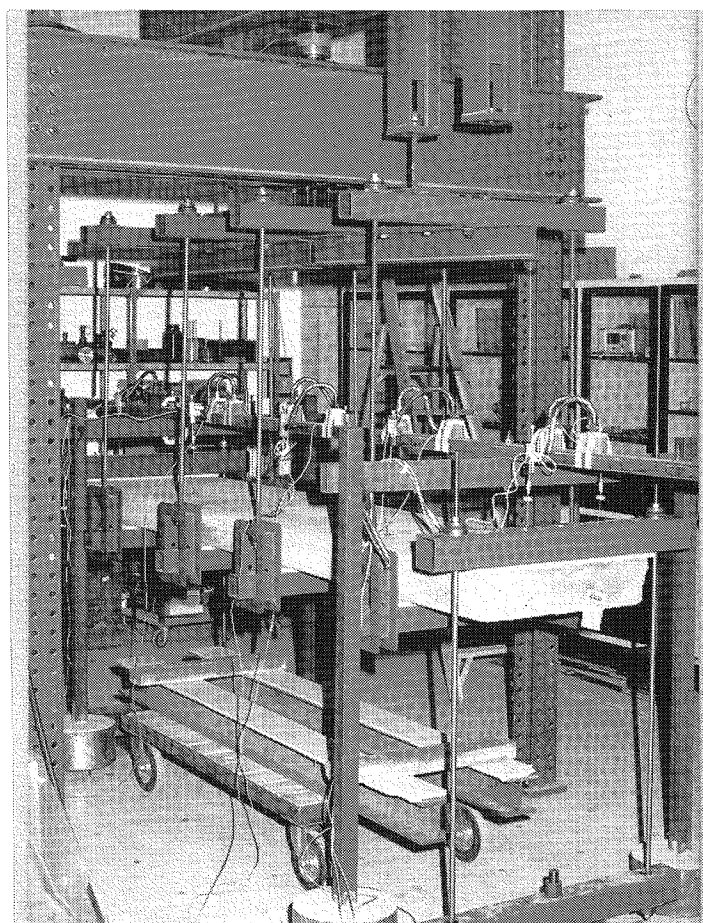
Prøvestykke mrk.	Lagtykkelse mm	Brudspænding N/mm ²
fra 140 mm tykt element:		
a	30	15,5
b	35	14,1
c	33	13,1
middel		14,2
fra 220 mm tykt element:		
d	32	>15,5
e	32	>17,9
f	28	20,9
g	25	24,7
middel		19,6

Forsøgsopstillingen.

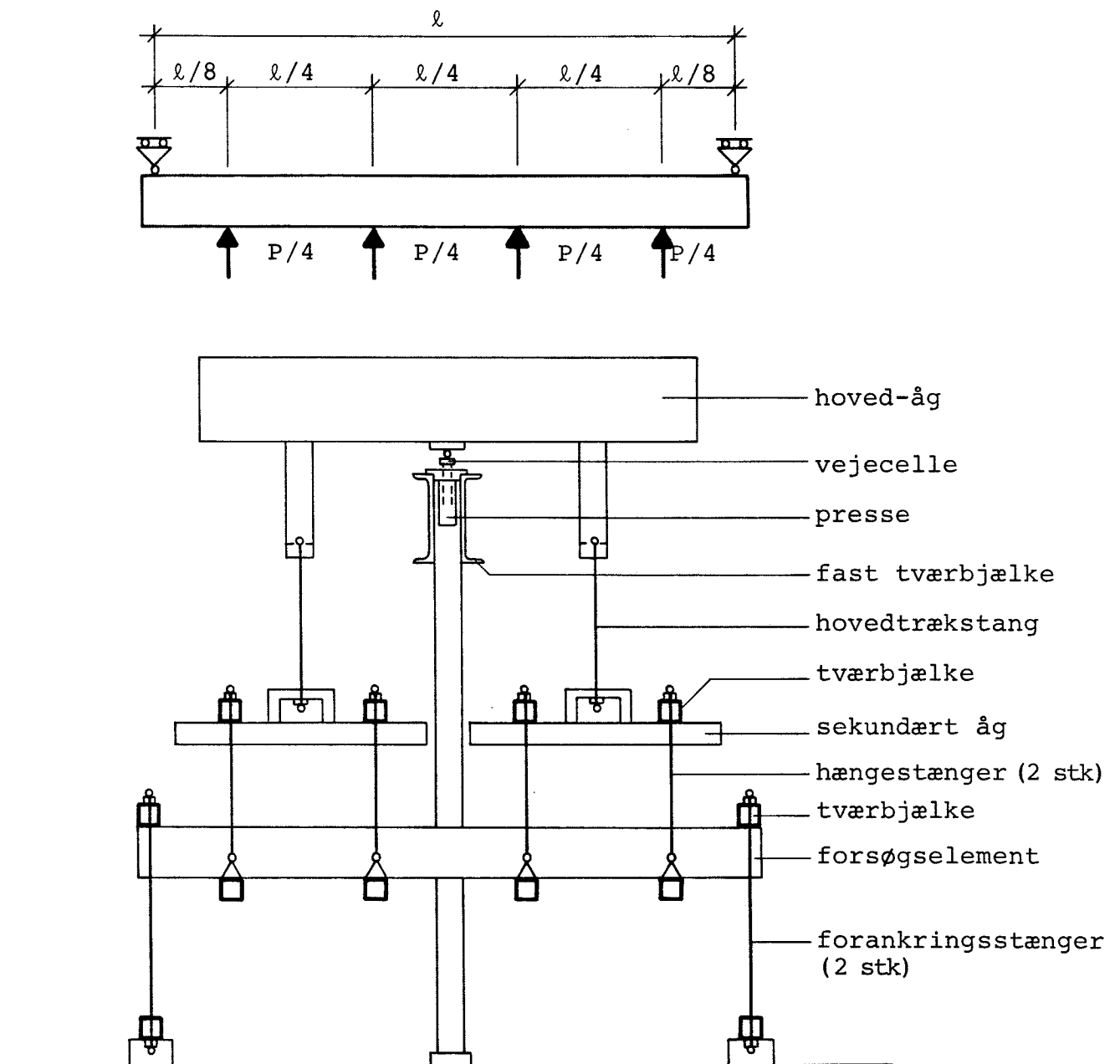
Elementerne er afprøvet i en i forvejen eksisterende forsøgsopstilling, se figur 4. Det principielle i opstillingen fremgår af figur 5. Bemærk, at elementerne afprøves med bundlaget med armeringen vendende opad.

Elementerne belastes opad og er understøttet af forankringer til gulv (spændeplan). Belastningspressen er anbragt på tværbjælken (2 stk. U-jern) i den faste del af opstillingen. Hoved-åg, hoved-trækstænger, sekundære åg, tværbjælker og hængestænger fordeler belastningen til 4 lige store "enkeltkræfter" (tværgående linielast).

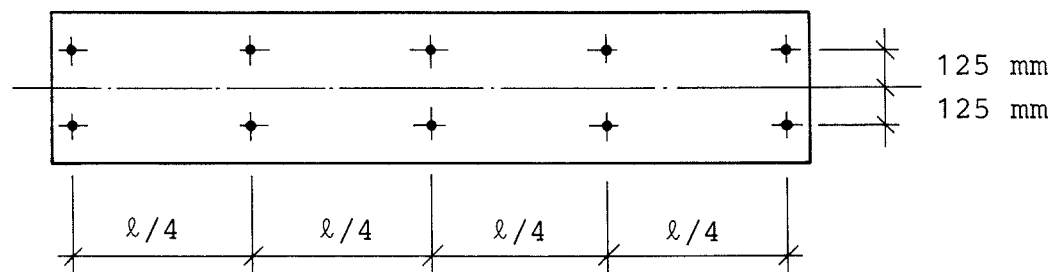
Dette system, hvor belastningen påføres elementet 4 steder, giver en bedre tilnærmelse til en jævnt fordelt belastning, end hvis belastningen påføres elementet 2 steder (som foreskrives i DS 434.11 (1.udgave) [4]).



Figur 4.



Figur 5. Forsøgsopstilling.



Figur 6. Element(plan). Målepunkter udbøjning.

I opstillingens forbindelsespunkter imellem hovedtrækstænger/-hængestænger/forankringsstænger og tværbjælker/åg er indbygget kuglefladelejer, som - sammen med de lange stænger - giver en fin tilnærmelse til de simple, bevægelige understøtninger, det statiske hovedsystem opererer med, samt sikrer, at belastningen også virker i de forskudte fjerdedelsspunkter, når elementet er bøjet ud.

Lasten måles (ved pressen) med en vejecelle med en målenøjagtighed på 0,1 á 0,2 kN.

Udbøjningen måles - med flytningstransducere med en målenøjagtighed på 0,02 á 0,03 mm - på midten, i fjerdedelsspunkterne og ved understøtningerne. Der måles i hvert af disse fem steder i to punkter med indbyrdes afstand 250 mm; - se figur 6. Målingerne sker på den side af elementet, der vender opad.

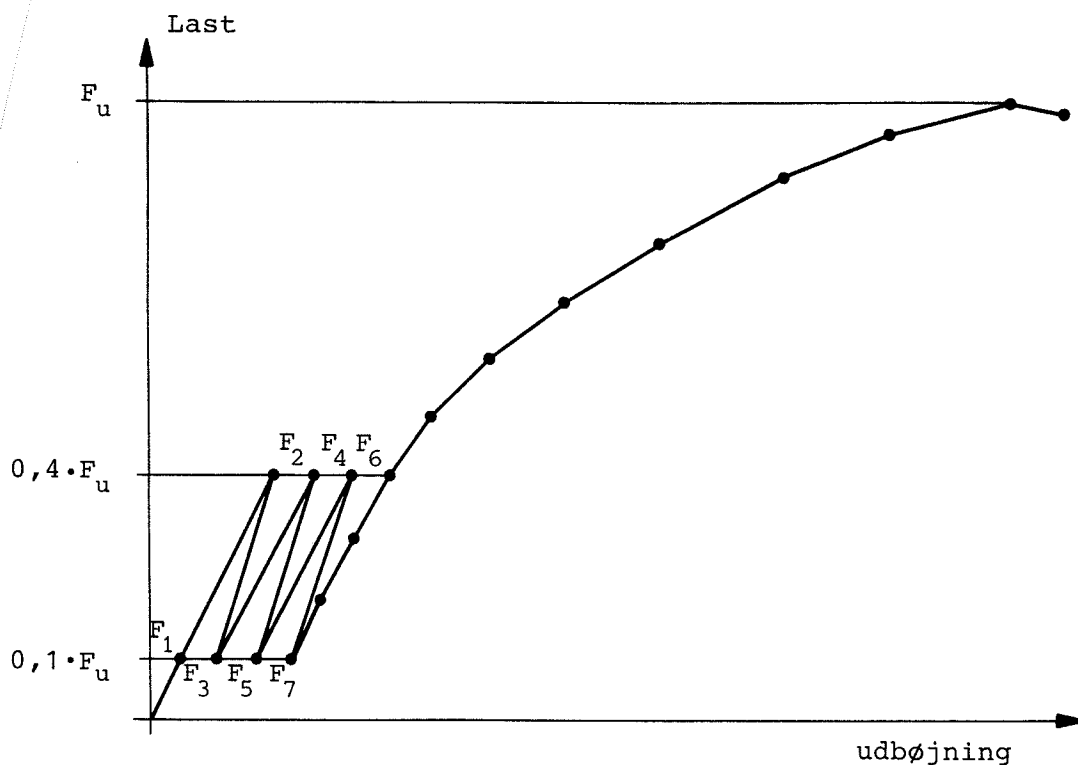
Elementerne er oplagt sådan, at vederlagsdybden er 70 mm. Elementerne kræver som minimum en vederlagsdybde på 55 mm (i h.t. varedeklarationen).

Forsøgene.

På grund af forsøgsopstillingens udformning er elementet ubelastet, også af sin egenlast, ved starten af forsøget (belastningspressen bærer elementet plus den bevægelige del af opstillingen).

Lasten øges efter en fremgangsmåde, som stammer fra et foreløbigt forslag (fra februar 1988) til en revideret udgave af DS 434.11 "Bærende elementer af letbeton med porøse tilslag. Funktionsprøvning af bjælkeelementer".

Idet F_u betegner den forventede maximale last, er belastningsforløbet som følger, - se også figur 7.



Figur 7. Belastningsforløb.

En lille initiallast påføres elementet, og nul-aflæsning af last og udbøjninger foretages.

Der belastes til en last $F_1 = 0,1 \cdot F_u$.

Lasten øges til lasten $F_2 = 0,4 \cdot F_u$.

Der aflastes til lasten $F_3 = F_1$.

Der belastes til lasten $F_4 = F_2$.

Der aflastes til lasten $F_5 = F_1$.

Der belastes til lasten $F_6 = F_2$.

Der aflastes til lasten $F_7 = F_1$.

På hvert af disse lasttrin holdes lasten konstant, indtil udbøjningerne øges med mindre end 0,1 mm pr. 60 sec., hvorefter lasten og udbøjningerne aflæses.

Efter disse lasttrin øges lasten til brud i trin på højst $0,1 \cdot F_u$.

På hvert af disse lasttrin holdes lasten konstant i 15 sec., dog mindst indtil udbøjningerne øges med mindre end 0,1 mm pr. 60 sec. Herefter aflæses lasten og udbøjningerne.

Forsøgerne viste bøjningsbrud i elementerne med revner - store og små - på den midterste del af elementets trækside. En del af revnerne gik helt ned igennem mellemlaget og lidt ned i elementets toplag.

I ingen af forsøgene forekom forskydningsbrud; og der var ingen revner at se ved elementets ender.

Figur 8 viser fotos fra forsøgene. Billederne viser elementer med last nær brud.

Forsøgene blev stoppet inden fuldstændigt brud indtraf, for ikke at risikere at få en skridning i vederlagene på grund af meget store vinkeldrejninger dér. Men på tidspunktet, hvor forsøget blev stoppet, vurderedes det, at lasten ikke kunne forøges mere. Udbøjningerne på midten af elementet var da oppe på 80 á 100 mm, svarende til $1/45$ á $1/30$ af spændvidden, og der konstateredes mange og store revner i træksiden. Så omend der ikke er konstateret et fuldstændigt bøjningsbrud, så er der ingen tvivl om, at det er et bøjningsbrud, der er tale om.

Efter at forsøgene var udført, blev der hugget/savet ind til armeringen ved elementenden for at se, om armeringen var forblevet fastholdt i sit oprindelige leje.

Det kunne konstateres, at der ikke var sket svigt i armeringens forankring i letbetonen.

Det kunne ved denne undersøgelse også konstateres, at tykkelsen af yderlagene, bestående af den "solide" letbeton, var stor lokalt ved elementenderne samtidig med, at tykkelsen af mellemlaget var meget lille (og faktisk lig med nul i endefladerne).

Figur 9 viser arbejdslinier fra forsøgene med udbøjningen i mm på midten (middel for de to målepunkter) som førsteakse og lasten i kN som andenakse. Arbejdslinierne er optegnet retlinet imellem målingerne på de enkelte lasttrin.

De fleste udviser et "pænt" forløb. I forsøg nr. 1 var der uheldigvis sket en fejl i fastsættelsen af F_2 -lastniveauet, der er blevet alt for højt. Denne afvigelse fra det normale belastningsforløb skønnes ikke at have nogen væsentlig indflydelse på den observerede bæreevne, da forskellen imellem bæreevnen i dette forsøg og i forsøg nr. 2, der er en dublering af nr. 1, ikke er større end, hvad der gør sig gældende for de øvrige dubleringer af forsøg.

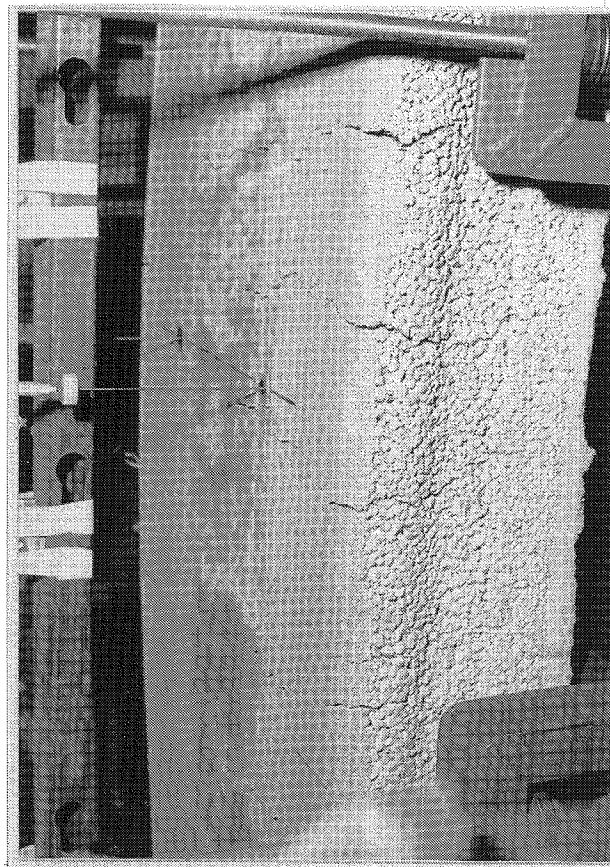
De fundne bæreevner, bestemt som maximale laster, fremgår af Tabel VI.

Tabel VI. Observerede bæreevner.

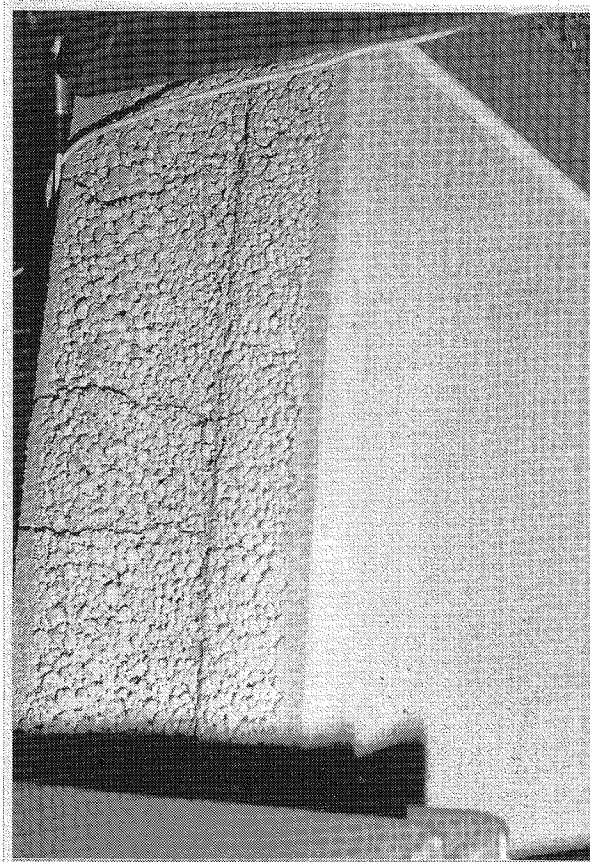
Forsøg nr.	Spænd- vidde m	Element- tykkelse mm	Bæreevne P_{obs} kN	$P_{obs, middel}$ kN
1	4,00	140	>15,6	>16,0
2	4,00	140	>16,3	
3	4,00	220	28,1	28,9
4	4,00	220	29,6	
5	2,67	140	26,2	25,3
6	2,67	140	24,4	
7	2,67	220	40,0	42,0
8	2,67	220	43,9	

At dømme efter arbejdslinierne er forsøg 1 og forsøg 2 nok stoppet før, at den maximale bæreevne er nået. Derfor ansættes P_{obs} for forsøg 1 og forsøg 2 skønsmæssigt til 17,0 kN.

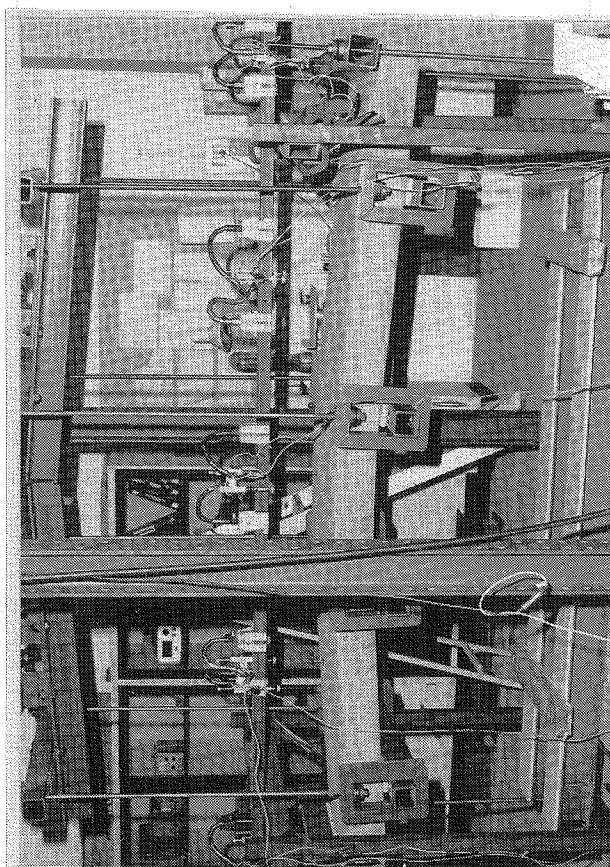
Figur 8. Elementer med last nær brud.



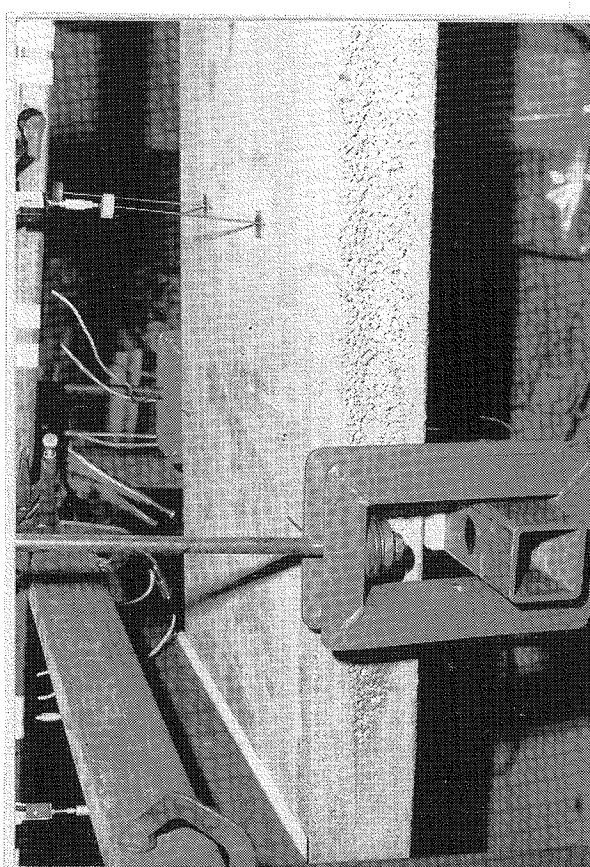
Elementmidte; revner i træksiden



Elementmidte; intet brud i tryksiden

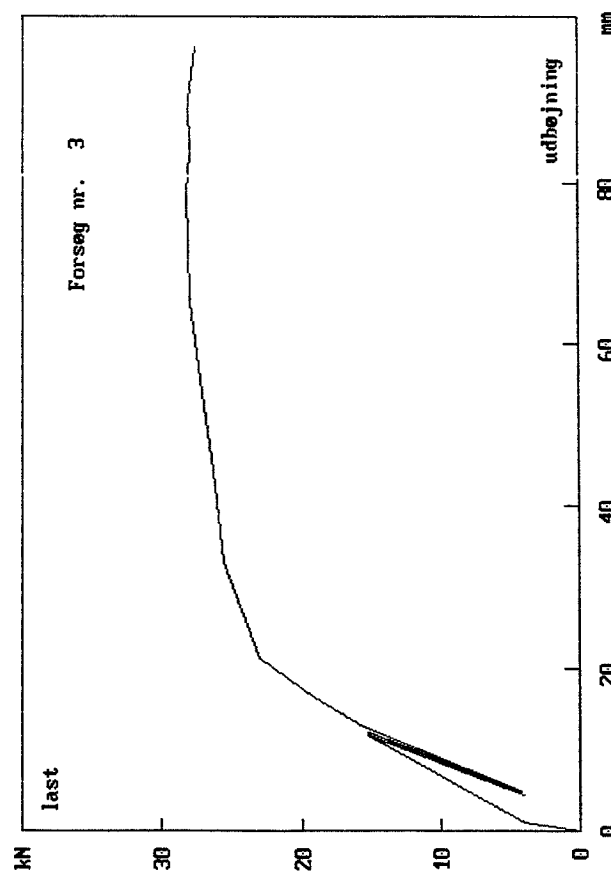
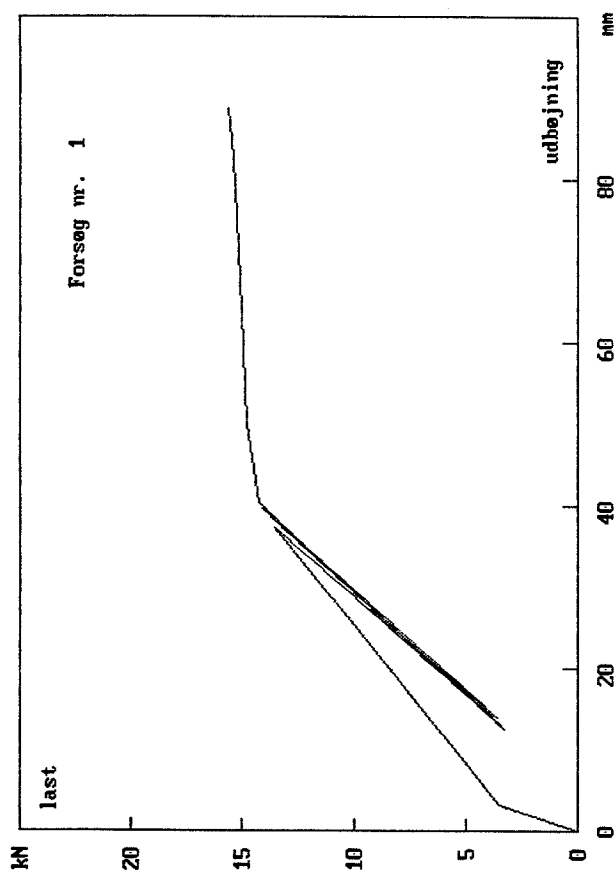
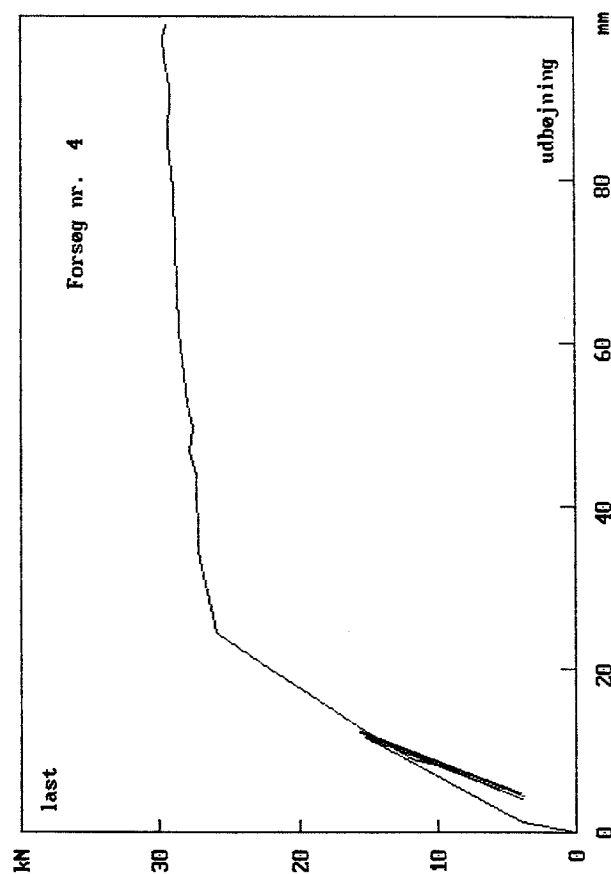
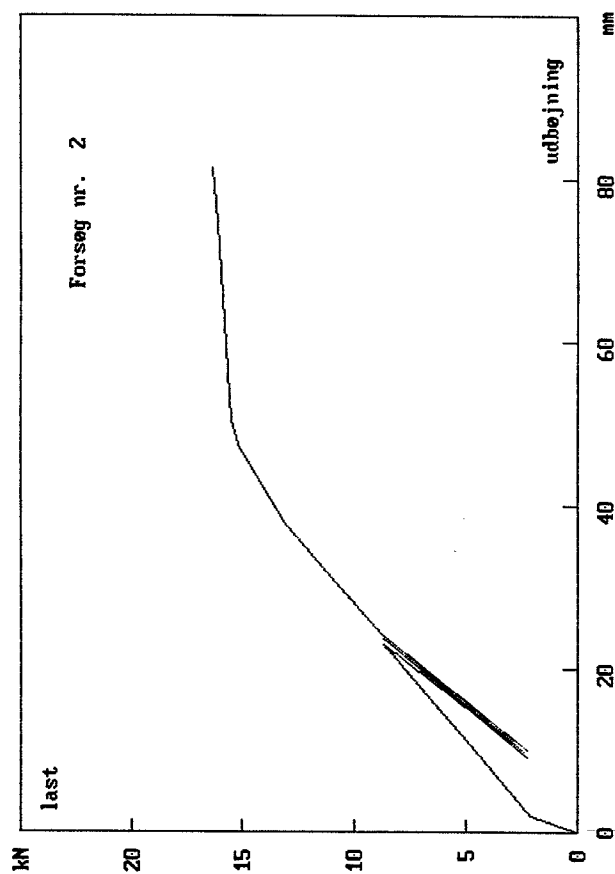


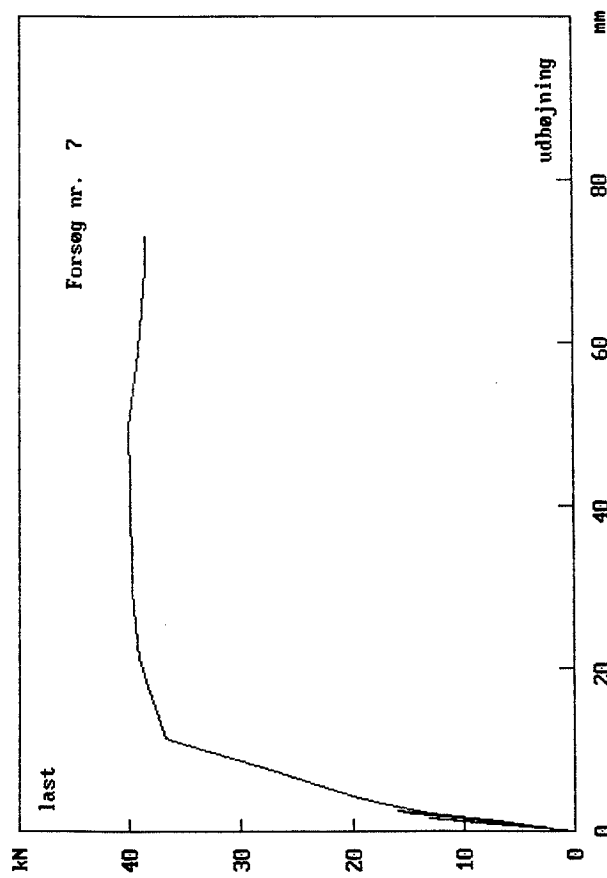
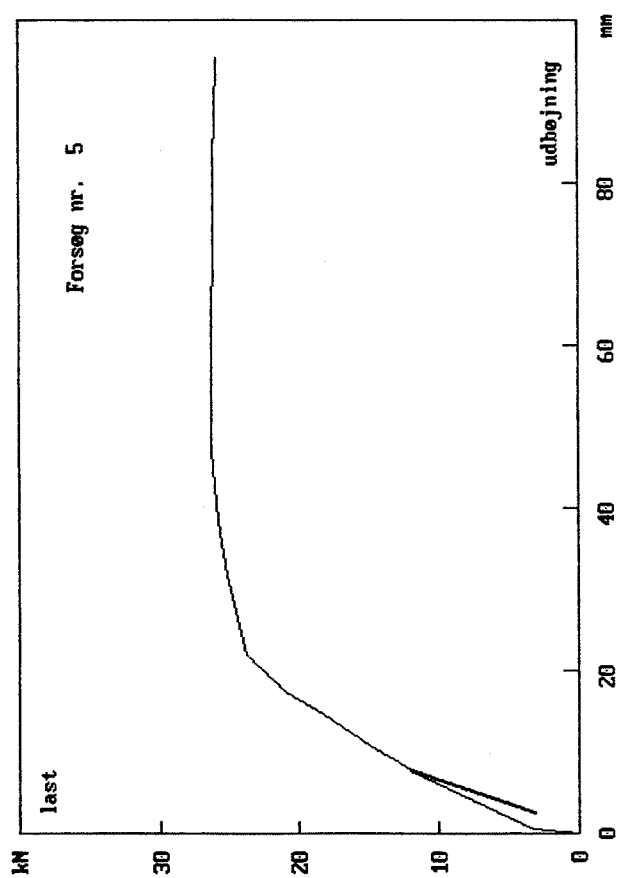
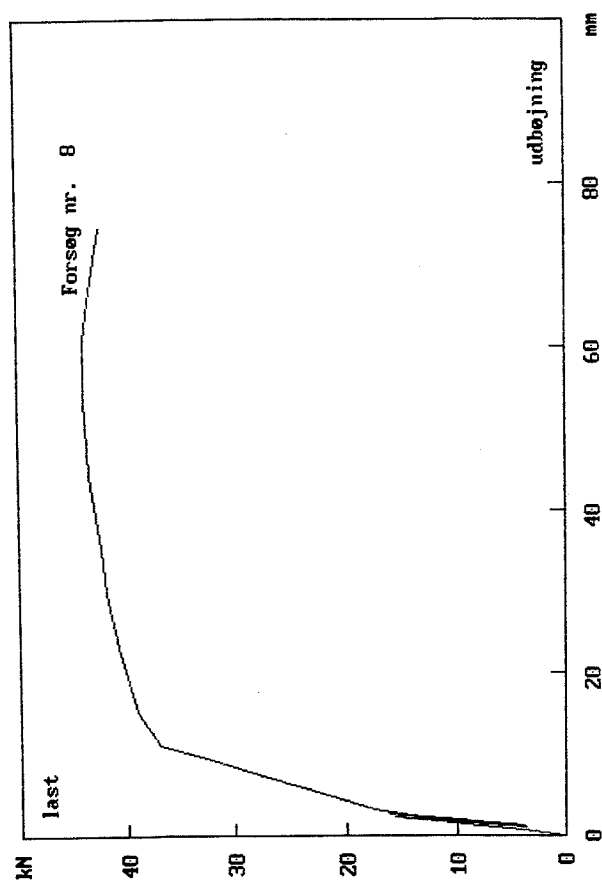
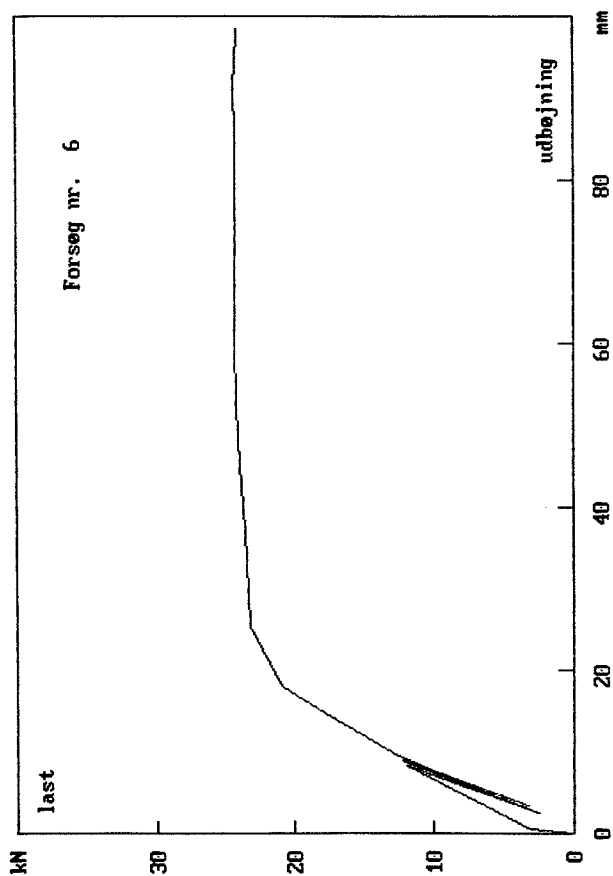
Element



Elementende; ingen revner

Figur 9. Arbejdslinier.





3. RESULTATER

3.1 Sammenligning mellem forventede og observerede bæreevner.

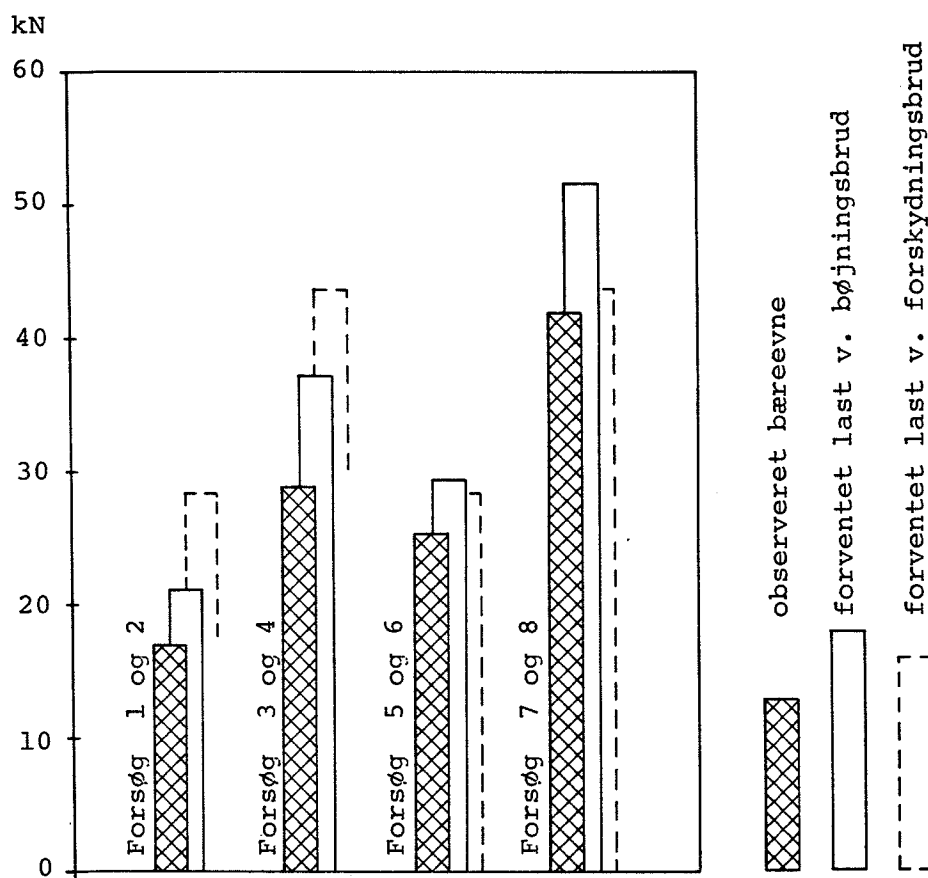
Ved sammenligning af de forventede bæreevner i Tabel II med de observerede bæreevner i Tabel VI ses, at der langt fra er opnået de forventede bæreevner. Se Tabel VII. Som forventede brudværdier er, som tidligere nævnt, antaget værdier 5 o/o større end de karakteristiske værdier for bæreevnen.

Tabel VII. Observeret/forventet bæreevne.

Forsøg nr.	Spænd- vidde ℓ m	Element- tykkelse h mm	Bære- evne P_{obs} kN	Forventet forskyd.- brud-last kN	Forventet bøjnings- brud-last kN	obs/forv bøjnings- brud o/o	obs/forv aktuelt brud o/o
1	4,00	140	17,0	28,4	21,2	80	80
2							
3	4,00	220	28,9	43,7	37,3	77	77
4							
5	2,67	140	25,3	28,4	29,4	86	89
6							
7	2,67	220	42,0	43,7	51,7	81	96
8							

Det er i alle tilfældene bøjningsbrud, der er observeret. I forsøgene 5, 6, 7 og 8 var der forventet forskydningsbrud; (dog ligger for forsøgene 5 og 6's vedkommende den forventede last ved bøjningsbrud ret tæt på den forventede last ved forskydningsbrud). Der forekom altså bøjningsbrud, og brudlasten lå (for forsøg 5 til 8) en 5 til 10 o/o under den forventede forskydningsbrudværdi. For alle forsøgene lå den observerede brudlast omkring 15 til 20(25) o/o under de forventede værdier for bøjningsbrud.

Figur 10 er et søjlediagram med observeret brudlast, forventet last ved bøjningsbrud og forventet last ved forskydningsbrud.



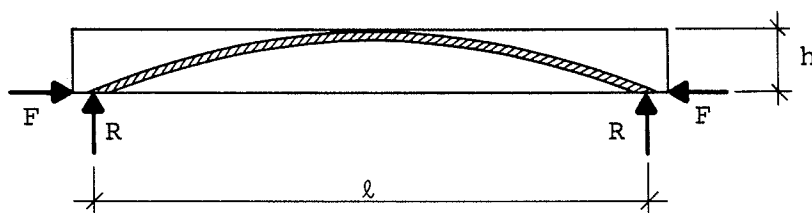
Figur 10.

Der er forskellige forhold i forsøgsudførelsen, som er forskellige i nærværende forsøg og i de forsøg, der ligger til grund for de forventede bæreevner.

Den måske mest betydende forskel ligger antagelig i elementernes understøtningsforhold. I nærværende forsøg har der været gjort meget ud af at få understøtninger, der var så tæt som muligt på en "simpel, bevægelig understøtning", mens de forsøg, der ligger til grund for de forventede bæreevner, har været udført i henhold til DS 434.11 (1.udgave), der nok kræver en "simpel understøtning", men ikke noget specielt om, at det også skal være en "bevægelig" understøtning.

Efter DS 434.11-prøvningsmetoden kan man (måske) få et tillæg til den rene momentbæreevne, idet der kan stå en trykbue mellem vederlagene (og buetrykket kan evt. gå mere eller mindre op igennem DS 434.11-belastningsopstillingens langsgående fordelingsbjælke).

Størrelsesordenen af et sådant bue-tillæg i et element med tykkelsen h og spændvidden ℓ kan beregnes som følger.



Figur 11. Buevirkning i element.

Det antages, at vederlaget ud over en lodret reaktion R også kan optage en vandret kraft F .

Idet den effektive trykbuehøjde bliver reduceret med den nedbøjning u , elementet måtte have fået, bliver det moment, der kan optages ved buevirkning

$$M_{\text{bue}} \simeq F \cdot (h - u)$$

hvor der som tilnærmelse er regnet med h i stedet for $h - \frac{1}{2}$ trykbuetykkelse.

Det regnes med, at elementet har en nedbøjning på $3/200$ af spændvidden, dvs.

$$u = 3/200 \cdot \ell$$

Det rene bøjningsmoment er

$$M_0 = \frac{1}{8} \cdot P \cdot \ell$$

hvor P er lasten og ℓ er spændvidden.

$$\text{Idet } R = \frac{1}{2} \cdot P \text{ fås}$$

$$M_{\text{bue}}/M_o = 4 \cdot F/R \cdot (h/\ell - 3/200)$$

og

$$M_o/(M_o + M_{\text{bue}}) = 1 / (1 + 4 \cdot F/R \cdot (h/\ell - 3/200)).$$

Kan der i vederlaget optages en kraft F på 0,7 gange R (svarende til en friktionskoefficient i vederlaget på 0,7), fås følgende forhold mellem M_o og $M_o + M_{\text{bue}}$

ℓ m	h mm	$M_o/(M_o + M_{\text{bue}})$
4,00	140	0,95
4,00	220	0,90
2,67	140	0,90
2,67	220	0,84

-

Tabel VIII. Observeret/reduceret forventet bøjningsbrudlast.

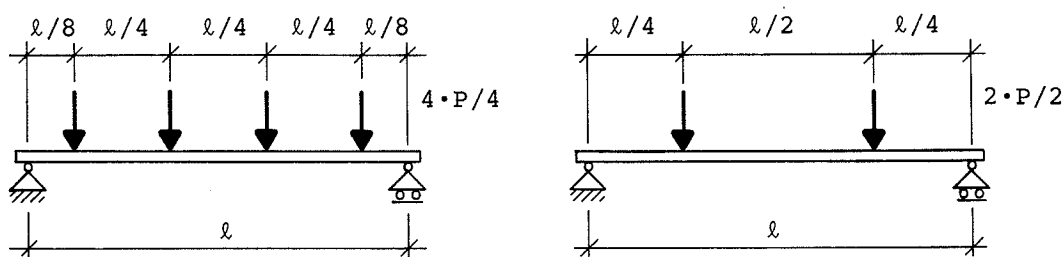
Forsøg nr.	Spænd- vidde ℓ	Element- tykkelse mm	P_{obs} kN	$P_{\text{red,forv}}$ kN	$P_{\text{obs}}/P_{\text{red,forv}}$ o/o
1	4,00	140	17,0	20,1	85
2					
3	4,00	220	28,9	33,6	86
4					
5	2,67	140	25,3	26,5	96
6					
7	2,67	220	42,0	43,4	97
8					

Hvis vi reducerer de oprindeligt forventede værdier for bøjningsbrud med et trykbuebidrag, svarende til $F/R = 0,7$, fås reducerede, forventede værdier samt forholdet imellem observeret og reduceret forventet last ved bøjningsbrud, som det fremgår af Tabel VIII.

Hvis det ovenfor antagne om trykbuen er realistisk, hvilket ikke er fuldt afklaret, kan en del af gabet mellem forventet og observeret værdi forklares. Men det må erkendes, at specielt for de lange spænd forklarer trykbuetillægget ikke de meget lave observerede bæreevner.

-

En anden forskel ligger i belastningen. I nærværende forsøg er benyttet en 4-punkts last, hvorimod der efter DS 434.11 benyttes en 2-punkts last. Se figur 12.



Figur 12.

Det største moment på bjælken er imidlertid det samme:

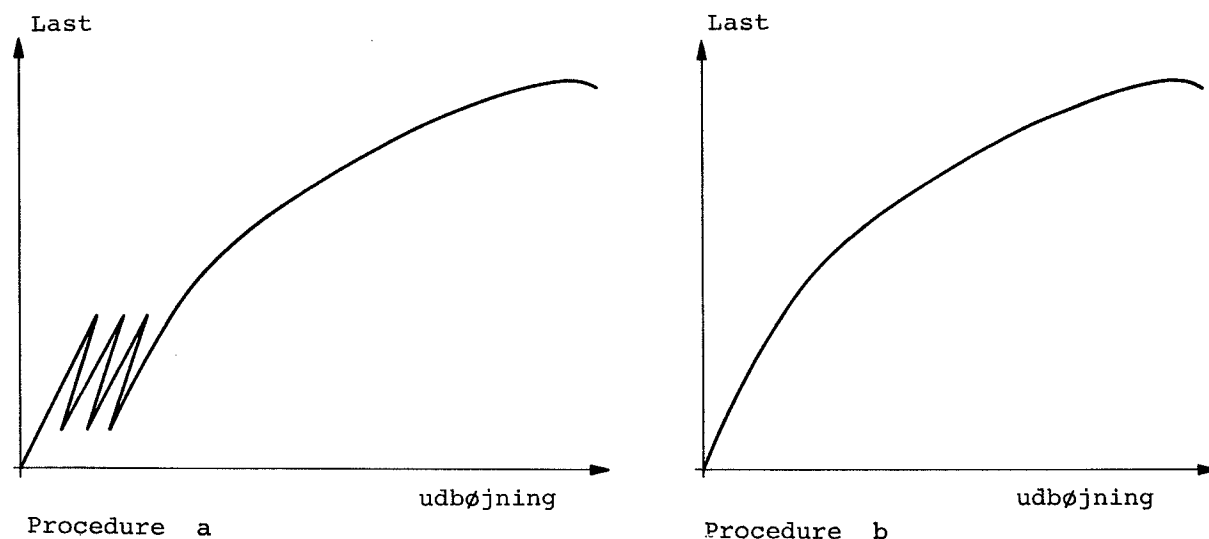
$$M = \frac{1}{8} \cdot P \cdot \ell$$

Den største forskydningskraft V er også den samme:

$$V = R = P / 2$$

Men afstanden fra reaktionen til første kraft er (ca.) dobbelt så stor efter DS 434.11. Dette skulle give en lidt højere forskydningsbæreevne i nærværende forsøg end efter DS 434.11. Men for det første er det en meget lille forhøjelse i de foreliggende tilfælde, og for det andet har det ingen betydning for momentbæreevnen, der er fundet at være afgørende for bruddet.

Endnu en forskel ligger i belastningsproceduren for nærværende forsøg og forsøgene udført efter DS 434.11. I nærværende forsøg er der belastet efter procedure a i figur 13, mens DS 434.11 foreskriver procedure b i figur 13.



Figur 13. Belastningsforløb.

Den tid, et forsøg tager, er skønsmæssigt stort set den samme efter de to procedurer, men måske nok lidt længere efter procedure a.

Procedure a's vekslen mellem to lastniveauer i begyndelsen af forsøget skønnes mest at have indflydelse på udbøjningerne.

Men begge dele peger måske i retning af lidt lavere bæreevne efter procedure a. Men det skønnes ikke at have nogen større betydning for bæreevnen.

3.2 Sammenligning mellem observerede og beregnede momentbæreevner.

En beregning af momentbæreevnen efter en teori tilsvarende den, armerede betontværsnit beregnes efter i brudstadiet, er forsøgt.

Forudsætningerne for metoden til beregning af det regningsmæssige brudmoment for et armeret tværsnit er:

- 1) Tøjningerne i armeringen og i letbetonens trykzone vinkelret på tværsnittet er proportionale med afstanden fra nullinien.
- 2) Revnet tværsnit. Trækspændinger i letbetonen tages ikke i regning.
- 3) Spændingerne i letbetonens trykzone regnes konstante over $4/5$ af trykzonens højde (regnet fra kanten med den maximale tøjning), og lig med den regningsmæssige trykstyrke.
- 4) Den maximale tøjning i trykzonen regnes til 0,2 o/o (se bemærkning herom nedenfor).
- 5) Spændingen i armeringen afledes af armeringens regningsmæssige trækarbejdslinie, svarende til tøjningen. Er der flydning i armeringen, er spændingen således lig med den regningsmæssige (træk-)flydestyrke.

I forhold til beregning af armeret beton, er der ændret på værdien for den maximale tøjning i trykzonen. Ved beregning af "massive" letbetonelementer (altså samme letbeton hele vejen igennem elementet) regnes letbetoneens brudtøjning til 0,2 o/o á 0,25 o/o, se f.eks. Berge: Armerede konstruktioner i lättballastbetong [1], Skarendahl: Lättballast och lättballastbetong [7], Lanevik och Westerberg: Projektering med 3L-betong [6]. - I nærværende beregninger regnes som nævnt med 0,2 o/o for brudtøjningen.

Idet der i de følgende beregninger ikke benyttes regningsmæssige værdier, men aktuelle materialeværdier, har vi for momentbæreevnen

$$M_{cal} = \Phi \cdot \left(1 - \frac{1}{2} \cdot \Phi \right) \cdot b \cdot h_{ef}^2 \cdot f_c$$

eller

$$M_{cal} = \left(1 - \frac{1}{2} \cdot \Phi \right) \cdot A_s \cdot f_y \cdot h_{ef}$$

hvor

$$\Phi = \frac{A_s \cdot f_y}{b \cdot h_{ef} \cdot f_c}$$

A_s = armeringens tværsnitsareal

b = tværsnitsbredden (i trykzonen)

h_{ef} = tværsnittets effektive højde

f_y = armerings(træk)styrken

f_c = letbeton(tryk)styrken

For armeringsstyrken f_y indsættes den ved materialeprøvningen fundne flydespænding, idet det antages, at der er flydning i armeringen i forsøgene.

For trykstyrken f_c indsættes $0,9 \cdot f_c$, idet der ikke er grund til at antage, at spændingen når op på $1,0 \cdot f_c$ i forsøgene. Iøvrigt giver det ikke nævneværdig forskel i beregningerne, om der indsættes $0,9 \cdot f_c$ eller $0,95 \cdot f_c$.

Ud fra ovenstående er beregnet momentbæreevnen $M_{cal,y}$.

Endvidere er beregnet momentbæreevnen $M_{cal,u}$, hvor der er benyttet armeringens brudstyrke i stedet for flydestyrken.

Det ses af Tabel IX, at - med en enkelt undtagelse - ligger det observerede brudmoment M_{obs} ($\sim \frac{1}{8} \cdot P \cdot \ell$) imellem de beregnede brudmomenter $M_{cal,y}$ og $M_{cal,u}$.

I forsøg nr. 5, som er det forsøg, hvor der efter disse beregninger har været den højeste spænding i armeringen, ligger den lige under brudspændingen for armeringsstålet.

Tabel IX. Observeret/beregnet momentbæreevne.

Forsøg nr.	Spænd- vidde ℓ m	Elem. tykk. h mm	Bære- evne P_{obs} kN	Brud- mom. M_{obs} kNm	Mom (flyd) $M_{cal,y}$ kNm	Mom (brud) $M_{cal,u}$ kNm	$\frac{M_{obs}}{M_{cal,y}}$	$\frac{M_{obs}}{M_{cal,u}}$
1	4,00	140	17,0	8,50	8,60	10,50	0,99	0,81
2	4,00	140	17,0	8,50	8,55	10,40	1,00	0,82
3	4,00	220	28,1	14,05	13,95	17,15	1,01	0,82
4	4,00	220	29,6	14,80	13,95	17,15	1,06	0,86
5	2,67	140	26,2	9,45	7,85	9,60	1,20	0,98
6	2,67	140	24,4	8,80	8,30	10,15	1,06	0,87
7	2,67	220	40,0	14,40	13,95	17,15	1,03	0,84
8	2,67	220	43,9	15,80	14,30	17,60	1,11	0,90

Vedr. Element-detailmål og materialestyrker,
se Tabellerne III, IV og V.

Derfor er det vel rimeligt at antage, at der har været flydning i armeringen i (næsten alle) elementerne.

Det er kontrolleret, at den beregnede trykzonehøjde er mindre end tykkelsen af toplaget (trykzonehøjder på omkring 10 til 15 mm og topplastykkelser på omkring 25 til 30 mm).

Og noget kunne måske nok tyde på, at beregningsmetoden kan bruges til beregning af momentbæreevnen af denne type elementer.

3.3 Sammenligning mellem observerede og beregnede udbøjninger.

Der ses i dette afsnit på elementernes udbøjning på midten, dels for sidste aflastning fra 0,4 til 0,1 gange forventet brudlast, dels for den efterfølgende laststigning fra 0,1 til 0,4 gange forventet brudlast (se figur 7 Belastningsforløb).

Den teoretiske udbøjning er beregnet efter den almindelige formel $u = P / EI \cdot \ell^3 \cdot \text{konstant}$. Bøjningsstivheden EI er beregnet på forskellige måder, dels under forudsætning af urevnet tværsnit, dels under forudsætning af revnet tværsnit.

Bøjningsstivheden $(EI)_e$ er udregnet på grundlag af urevnet tværsnit og mellemlaget indgående med en vægt svarende til dets relative densitet i forhold til yderlagene. For nemheds skyld antages top- og bundlag ens med samme tykkelse t_c og E-modul E_c . Armeringen indgår ikke.

Der gælder

$$(EI)_e = E_c \cdot \frac{1}{12} \cdot b \cdot (h^3 - (\gamma_c - \gamma_m) / \gamma_c \cdot t_m^3)$$

hvor b er bredden af tværsnittet

h højden

t_m mellemlagets tykkelse

γ_m mellemlagets densitet

γ_c yderlagenes densitet

Bøjningsstivheden $(EI)_o$ er udregnet på grundlag af urevnet tværsnit, men her uden indregning af mellemlaget.

Der gælder

$$(EI)_o = E_c \cdot \frac{1}{12} \cdot b \cdot (h^3 - t_m^3)$$

Bøjningsstivheden $(EI)_r$ er udregnet på grundlag af et ("revnet") tværsnit bestående af armeringen og toplaget i modstående side.

Der gælder

$$(EI)_r = E_s \cdot A_s \cdot (h_{ef} - c)^2 + E_c \cdot \left(\frac{1}{12} \cdot b \cdot t_t^3 + b \cdot t_t \cdot \left(c - \frac{1}{2} \cdot t_t \right)^2 \right)$$

hvor

$$c = \frac{E_s / E_c \cdot A_s \cdot h_{ef} + \frac{1}{2} \cdot b \cdot t_t^2}{E_s / E_c \cdot A_s + b \cdot t_t}$$

og

E_s er armeringens E-modul
 E_c letbetonens E-modul
 A_s armeringsarealet
 h_{ef} effektiv højde
 b tværsnitbredde (toplaget)
 t_t toplagets tykkelse

Denne stivhed $(EI)_r$ er den, som benyttes til nedbøjningsberegning i [5].

Tabel X angiver dels de observerede udbøjninger og dels de teoretiske.

$(u/P)_{obs,1}$ er forholdet mellem udbøjningsmindskningen og lastreduktionen ved sidste aflastning fra 0,4 til 0,1 gange forventet brudlast.

$(u/P)_{obs,2}$ er forholdet mellem udbøjningsøgningen og lastforøgelsen ved den efterfølgende laststigning fra 0,1 til 0,4 gange forventet brudlast.

$(u/P)_{cal,e}$ er den teoretiske udbøjning i forhold til lasten, beregnet efter den almindelige formel og med bøjningsstivheden $(EI)_e$ svarende til urevnet tværsnit.

Tabel X. Udbøjninger.

Forsøg nr.	Spænd-	Elem.-	Observeret		Beregnet		
	vidde	tykk.	(u/P)	(u/P)	(u/P)	(u/P)	(u/P)
	ℓ	h	obs,1	obs,2	cal,e	cal,o	cal,r
	m	mm	mm/kN	mm/kN	mm/kN	mm/kN	mm/kN
1	4,00	140	-	-	0,68	0,75	2,96
2	4,00	140	2,20	2,24	0,68	0,75	2,96
3	4,00	220	0,69	0,69	0,18	0,23	1,03
4	4,00	220	0,66	0,68	0,18	0,23	1,03
5	2,67	140	0,59	0,60	0,21	0,24	0,94
6	2,67	140	0,61	0,64	0,21	0,24	0,94
7	2,67	220	0,14	0,18	0,06	0,07	0,33
8	2,67	220	0,11	0,14	0,06	0,07	0,33

$(u/P)_{cal,o}$ er den teoretiske udbøjning i forhold til lasten, beregnet efter den samme formel, men med bøjningsstivheden $(EI)_o$ uden indregning af mellemlaget.

$(u/P)_{cal,r}$ er den teoretiske udbøjning i forhold til lasten, beregnet efter den almindelige formel, men med bøjningsstivheden $(EI)_r$ på grundlag af armeringen og toplaget i modstående side.

I beregningerne er benyttet følgende værdier :

$E_s = 190.000 \text{ N/mm}^2$, $E_c = 11.000$ henh. 12.000 N/mm^2 for elementer med tykkelsen 140 henh. 220 mm, $t_t = 28$ henh. 31 mm for elementer med tykkelsen 140 henh. 220 mm.

Det ses, at de observerede udbøjninger i det store og hele ligger imellem de to sæt teoretiske udbøjninger, hvor mellemlaget ikke indregnes, henholdsvis beregnet m. urevnet og revnet tværsnit, - nærmest dem, der er beregnet m. revnet tværsnit.

3.4 Elementkrumning samt armeringsspændinger og -tøjninger.

I dette afsnit er foretaget:

- Beregning af spænding og tøjning i armeringen for last svarende til svinget på arbejdslinien.
- Beregning af "teoretisk" krumning ud fra spændinger, og "observeret" krumning ud fra nedbøjningsmålinger, for last svarende til svinget på arbejdslinien.
- Beregning af "observeret" tøjning i armeringen ud fra nedbøjningsmålinger for max.-last.

Armeringsspænding og -tøjning.

De "teoretiske" spændinger og tøjninger i armeringen er beregnet ud fra trekantformet trykspændingsfordeling ved hjælp af α - φ metoden; se nærmere herom i Appendix 2 eller i [2].

I beregningerne nedenfor benyttes en værdi på 20 for forholdet α mellem armeringens E-modul E_s og letbetonens E-modul E_c og en værdi på 180.000 N/mm² for E_s .

I Tabel XI ses de beregnede spændinger og tøjninger. For hvert forsøg er medtaget to lasttrin, som ligger i svinget på arbejdslinien, og således må formodes at svare til begyndende flydning i armeringen.

De beregnede armeringsspændinger er fundet til ca. 425 á 550 N/mm² og tøjningerne til ca. 2,5 á 3,0 o/oo. Da flydespændingen for armeringsstålet, som tidligere nævnt, er fundet til 486 N/mm² (middelværdi) og brudspændingen til 596 N/mm² (middelværdi), samt tøjningen ved begyndende flydning er fundet til ca. 2,5 o/oo, peger det i retning af, at der for de anførte lasttrin begynder at forekomme flydning i armeringen.

Tabel XI. Armeringsspændinger og -tøjninger v. "flydelast".

Forsøg	Spænd- vidde	Elem. tykk.	Last	Armerings- spænding	tøjning
nr.	ℓ m	h mm	P kN	N/mm ²	o/oo
1	4,00	140	14,0-15,0	410-440	2,3-2,5
2	4,00	140	15,0-15,5	445-460	2,5-2,6
3	4,00	220	23,0-25,5	420-465	2,3-2,6
4	4,00	220	26,0-27,0	475-495	2,6-2,7
5	2,67	140	24,0-25,0	555-580	3,1-3,2
6	2,67	140	21,0-23,0	460-505	2,6-2,8
7	2,67	220	36,5-38,0	480-500	2,7-2,8
8	2,67	220	37,0-39,0	475-500	2,6-2,8

Bjælkekrumning.

Den "teoretiske" krumning er beregnet med α - φ metoden (ud fra trekantformet trykspændingsfordeling); se nærmere herom i Appendix 2.

I beregningerne nedenfor benyttes en værdi på 20 for forholdet α mellem armeringens E-modul E_s og letbetonens E-modul E_c og en værdi på 180.000 N/mm² for E_s .

På grundlag af udbøjningsmålinger på midten og i fjerdedelspunkterne kan den "observerede" krumning beregnes.

Ud fra udbøjningsliniens form kan findes en sammenhæng mellem krumningen κ på midten, differensudbøjningen Δu mellem udbøjningen på midten og udbøjningen i fjerdedelspunkterne samt spændvidden ℓ :

$$\kappa = \Delta u \cdot \frac{k}{(\ell/2)^2}$$

hvor k er en konstant.

Se nærmere herom i Appendix 3.

Udbøjningslinien skønnes at kunne tilnærmes til den "sædvanlige" udbøjningslinie for en simpelt understøttet bjælke med konstant inertimoment og belastet med en jævnt fordelt belastning, selv om bjælken får varierende tværsnit, når den revner på den midterste del.

Med konstant inertimoment fås for den "sædvanlige" bjælkeudbøjningslinie $k = 8,4$.

Tabel XII. Beregnet og observeret krumning v. "flydelast".

Forsøg nr.	Spænd- vidde ℓ m	Elem. tykk. h mm	Last P kN	diff.udbøjn. over $\ell/2$ Δu mm	krumning på midten κ_{obs} m^{-1}	krumning på midten κ_{cal} m^{-1}
1	4,00	140	14,0-15,0	12,0-15,9	0,025-0,033	0,025-0,027
2	4,00	140	15,0-15,5	12,5-13,2	0,026-0,028	0,027-0,028
3	4,00	220	23,0-25,5	6,3-10,9	0,013-0,023	0,015-0,017
4	4,00	220	26,0-27,0	7,5-11,4	0,016-0,024	0,017-0,018
5	2,67	140	24,0-25,0	6,7-10,6	0,032-0,050	0,037-0,039
6	2,67	140	21,0-23,0	5,1- 7,8	0,024-0,037	0,029-0,032
7	2,67	220	36,5-38,0	3,0- 5,6	0,014-0,026	0,017-0,018
8	2,67	220	37,0-39,0	2,9- 4,4	0,014-0,021	0,017-0,018

I Tabel XII er anført "teoretiske" og "observerede" krumninger i henhold til ovenstående. For hvert forsøg er medtaget to lasttrin, der ligger i svinget på arbejdslinien, og som således skulle svare til begyndende flydning i armeringen.

Der ses helt god overensstemmelse mellem de "teoretiske" krumninger κ_{cal} og de "observerede" κ_{obs} .

Armeringstøjning v. maximumlast.

På grundlag af udbøjningsmålinger er beregnet tøjningen i armeringen ved maximum-lasten.

Tøjningen $\varepsilon_{s,m}$ er beregnet af

$$\varepsilon_{s,m} = \kappa_m \cdot h_{ef} - \varepsilon_{c,m}$$

hvor

$$\kappa_m = \Delta u_m \cdot \frac{8}{(\ell/2)^2}$$

og

Δu_m er differensudbøjningen mellem udbøjningen på midten og udbøjningen i fjerdedelspunkterne ved maximumlast

ℓ er spændvidden

h_{ef} er den effektive højde

$\varepsilon_{c,m}$ er kantstøjningen i letbetonen ved maximum-last; her skønsmæssigt sat til 2,0 o/oo.

De fundne armeringstøjninger fremgår af Tabel XIII.

Bemærk, at punktet på arbejdslinien, hvor der er maximum-last, ligger forskellige steder på "den vandrette del" af arbejdslinien i de forskellige forsøg. Se figur 9.

Tabel XIII. Armeringstøjning v. maximum-last.

Forsøg	Spænd- vidde	Elem.- tykk.	Max- last	diff.- udbøj.	arm.- tøjning
nr.	ℓ m	h mm	P kN	Δu_m mm	$\varepsilon_{s,m}$ o/oo
1	4,00	140	15,6	37,0	7,0
2	4,00	140	16,3	24,0	4,0
3	4,00	220	28,1	25,0	8,0
4	4,00	220	29,6	37,0	12,5
5	2,67	140	26,2	23,5	10,0
6	2,67	140	24,4	36,0	17,0
7	2,67	220	40,0	19,5	15,0
8	2,67	220	43,9	24,0	19,5

Det ses, at armeringstøjningen, beregnet på grundlag af nedbøjningsmålinger, ligger imellem tøjningen ved begyndende flydning, som er ca. 2,5 o/oo, og brudtøjningen, som er større end 30 o/oo.

4. KONKLUSION

Resultaterne af dette meget begrænsede antal forsøg med tre-lags elementer i armeret letbeton tyder på, at momentbæreevne og udbøjninger af et sådant element, anvendt som en simpelt understøttet bjælke(dæk), kan beregnes efter en teori tilsvarende den, armerede betonbjælker beregnes efter. - For momentbæreevnens vedkommende er der tale om beregning i brudstadiet efter den almindelige bjælket teori, og for udbøjningernes vedkommende er der tale om beregning i brugsstadiet efter den sædvanlige formel for udbøjningen af en bjælke, idet en passende bøjningsstivhed benyttes.

I forsøgene indtraf der bøjningsbrud for en lavere værdi af lasten end forventet, og som følge heraf kom der ikke forskydningsbrud i de elementer, hvor dette ellers var ventet. - En del af forklaringen formodes at ligge i det forhold, at der ikke i de forsøg, der ligger til grund for de forventede bæreevner, er anordnet simple, bevægelige understøtninger, men snarere simple, faste understøtninger, hvorved momentbæreevnen suppleres med et trykbuetillæg. - En anden del kan muligvis ligge i, at der her er benyttet en "skrappere" belastningsprocedure med indledningsvis vekslen mellem to lastniveauer. - Men det må erkendes, at årsagen til de lavere værdier for momentbæreevnen, der er observeret, ikke er fuldt klarlagt.

Det er vist, at for de maximum-laster, der er observeret, kan man regne sig frem til, at der må have været spændinger i armeringen, der ligger imellem flydestyrken og brudstyrken for armeringsstålet, og tøjninger, der ligger imellem tøjningen ved begyndende flydning og brudtøjningen for armeringsstålet. - Endvidere, at der for den last, hvor arbejdslinien svinger over til den "vandrette" del, må have været tøjninger i armeringen, der passer med tøjningen ved begyndende flydning.

Det er også vist, at de observerede elastiske udbøjninger for last, svarende til arbejdsliniens stejle del (og efter et par cykler med vekslende last mellem 0,1 og 0,4 gange forventet brudlast), ligger imellem de udbøjninger, man kan beregne efter den sædvanlige formel for bjælke-udbøjning, når man i formlen dels indsætter efter et inertimoment, beregnet på grundlag af elementets yderlag alene (uden mellemlaget og excl. armeringen), og dels et inertimoment beregnet på grundlag af armeringen og det modstående yderlag.

Der er således meget, der peger i retning af, at momentbæreevne og udbøjninger for denne type letbeton-dækelementer kan beregnes efter den almindelige teori for (beton)bjælker.

5. LITTERATURLISTE

- [1] Olav Berge:
Armerade konstruktioner i lättballastbetong.
Chalmers Tekniska Högskola.
Göteborg 1981.

- [2] T. Brøndum-Nielsen og E. Skettrup:
Betonkonstruktioner I.
Danmarks Tekniske Højskole, Afdelingen for Bærende
Konstruktioner. Serie F No 97. 1984.

- [3] Dansk Ingeniørforenings norm for letbetonkonstruk-
tioner af letbetonelementer.
2. udgave oktober 1983.
Dansk Standard DS 420.

- [4] Dansk Standard DS 434.11 :
Bestemmelse af styrke og arbejdslinie for bøj-
ningspåvirkede elementer.
Bærende elementer af letbeton med porøse tilslag.
1. udgave oktober 1980.

- [5] J.F. Jensen, M.W. Bræstrup, Finn Bach og M.P. Ni-
elsen:
Præfabrikerede sandwichelementer af letbeton.
Danmarks Tekniske Højskole, Afdelingen for Bærende
Konstruktioner. Intern rapport nr. I 54. 1977.

- [6] Hans Lanevik og Bo Westerberg:
Projektering med 3L-Betong.
Byggforskningsrådet.
Stockholm. 1983.

- [7] Åke Skarendahl:
Lättballast och lättballastbetong.
Tekniska Högskolan.
Stockholm. 1973

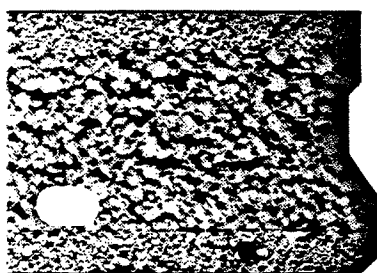
APPENDIX 1. Element-brochure.

Leca[®]**sandwichelementers
bæreevne**

Blad 11-08/87.09

Produkt

Leca-sandwichelementer fremstilles ved lagvis udstøbning af stærk Leca-beton og varmeisolerende Leca-letbeton. Efter vibration og komprimering damphærdes elementerne.

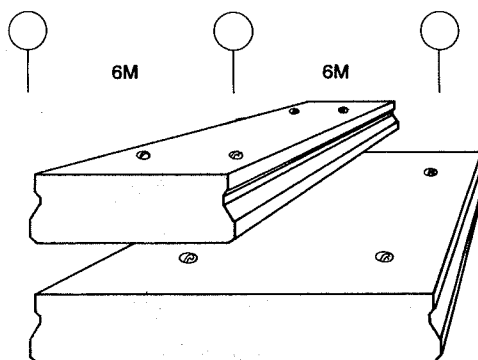


20 mm toplag
Leca-beton,
densitet ca. 1400 kg/m³

Mellemlag
Leca-letbeton,
densitet ca. 600 kg/m³

30 mm armeret bundlag
Leca-beton,
densitet ca. 1300 kg/m³

Elementerne fremtræder med plane over- og undersider.

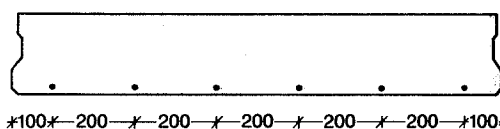
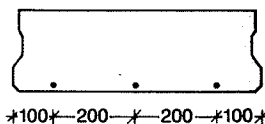
**Mål**

Som standard leveres elementerne i valgfri længde. Paselementer kan udføres i bredder ned til den halve standardbredde, med glatte eller fugeprofilerede sider, skrå afskæringer eller udsparinger.

	Standard elementmål	Tolerancer
Tykkelser	100-120-140-160-180- 200-220-240-260 mm	± 4 mm
Bredder	6M = 600 mm 12M = 1200 mm	+ 0 mm, - 4 mm
Længder	For 6M bredde ≤ 6,45 m For 12M bredde ≤ 7,35 m	± 8 mm

Armering

Hovedarmeringen udføres af kamstål Ks 410 eller Ks 410 S. Før indstøbningen svummes armeringsstålet i en cement-vandsblanding tilsat plastificeringsmiddel. Svumningen og dæklagstykkelsen beskytter armeringen effektivt mod korrosion.

**Miljø**

I normal udførelse kan elementerne anvendes i passiv og i moderat miljøklasse.

LECA-BYGGEINFORMATION
2450 København SV
Vestre Teglgade 16
Tlf. 01 31 05 33

LECA-EKSPEDITION
2450 København SV
Vestre Teglgade 16
Tlf. 01 31 05 33

5000 Odense C
Tolderlundsvaj 115
Tlf. 09 14 33 22

8000 Aarhus C
Sverigesgade 8
Tlf. 06 13 33 22



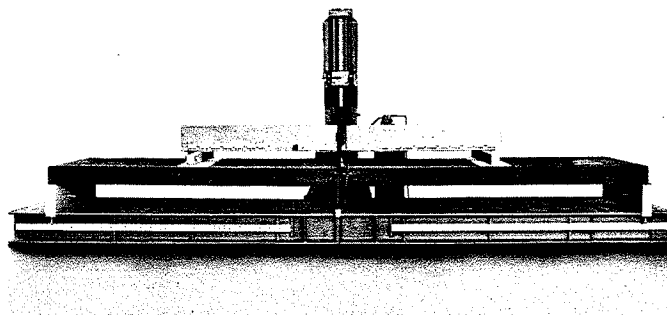
Kvalitetskontrol

Elementerne fremstilles under løbende kontrol, der er underlagt Letbetonkontrollen LBK.

Vederlag

For elementerne er vederlagsdybden normsat til min. 55 mm. Af hensyn til elementernes længdetolerance bør det projekterede vederlag dog være mindst 63 mm, hertil kommer eventuelle tillæg for tolerancer i vederlagskonstruktionerne.

Det bør naturligvis eftervises, at underlaget har den fornødne trykstyrke.



Fuldskalaforsøg til kvalitetskontrol. Opstilling iflg. DS 434.11

Vandret bæreevne

Ønskes dækket benyttet som en stabiliserende skive, kan den regningsmæssige fugeforskydningsstyrke fastsættes i henhold til tilføjelse af 9. januar 1986 til DS 420 2. udgave 1983, punkt 6.1.2, Bæreevne.

Til fugearmeringen anvendes Tentorstål med $f_{yk} = 550 \text{ MN/m}^2$.

Såfremt fugerne ved dækenderne udstøbes i den fulde dybde kan fugestyrken regnes lige stor i begge retninger.

Regningsmæssig fugeforskydningsstyrke $V_{d,f}$ i kN/m

A_s/l	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100	110	120
$V_{d,f}$	1,18	2,36	3,54	4,72	5,90	7,07	8,25	9,43	10,61	11,79	12,97	14,15

Grænseværdier for fugearmeringen

Pladetykkelse		100-140	160	180-200	220-240	260
A_s/l	min.	8,9	15,9	18,4	22,2	24,1
	max.	44,5	79,5	92,2	111,3	120,8

A_s = areal i mm^2 af fugearmering på tværs af fugen, som deltager i forskydningsoptagelsen.

l = afstand mellem fugearmeringsstængerne i m.

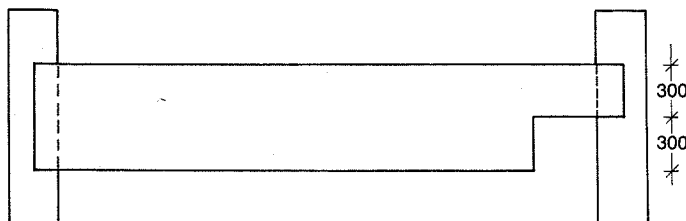
Udkragning

Til anvendelse som tag kan elementerne uden ekstra foranstaltninger udkrages med en længde svarende til 4 gange elementtykkelsen, dog max. 600 mm.

Elementer der skal fungere som etageadskillelse eller lignende må ikke udkrages.

Udsparinger

Fra fabrik kan elementerne leveres med udsparinger op til den halve elementbredde uden reduktion af tabelværdierne for den regningsmæssige bæreevne. Med udsparingen placeret i spændviddens midterste trediedel kan dog kun udspares 500 mm af bredden i 12 M elementer. Elementerne støbes massive med Leca-beton hvor det er nødvendigt, f.eks. omkring udsparinger nær vederlag.



Typebetegnelser

Det første tal i typebetegnelsen angiver pladetykkelsen i mm, tallet efter bindestregen er et symbol for armeringen.

Symbol	Armering pr. element	
	6M	12M
00	3 K 6	6 K 6
01	2 K 6+1 K 8	4 K 6+2 K 8
02	1 K 6+2 K 8	2 K 6+4 K 8
03	3 K 8	6 K 8
04	2 K 8+1 K 10	4 K 8+2 K 10
05	1 K 8+2 K 10	2 K 8+4 K 10
06	3 K 10	6 K 10

Dimensionering

Eksempel:

Element med jævnt fordelt regningsmæssig last på 4,8 kN/m² excl. egenlast.

Ifølge tabellen dimensioneres elementet til type 120-02. Ved beregning af max. moment og max. forskydningskraft benyttes den samlede last incl. egenlast af element, samt l_d = den teoretiske spændvidde.

$$4,8 \text{ kN/m}^2 + 1,35 \text{ kN/m}^2 = 6,15 \text{ kN/m}^2$$

$$V_d = p \cdot l_d \cdot 0,6 \cdot 0,5 \Rightarrow V_d = 6,15 \cdot 3,0 \cdot 0,6 \cdot 0,5 = 5,54 \text{ kN}$$

$$M_d = 1/8 \cdot p \cdot l_d^2 \cdot 0,6 \Rightarrow M_d = 1/8 \cdot 6,15 \cdot 3,0^2 \cdot 0,6 = 4,15 \text{ kNm}$$

Elementerne kan anvendes i lav og normal sikkerhedsklasse.

Pilhøjden er ved støbningen 5 mm på 3 m, 20 mm på 6 m, 30 mm på 7,2 m.

Nedbøjningen for den i tabellen angivne regningsmæssige last kan - målt fra oplægningsniveau - forventes at være:

$$\text{Elastisk nedbøjning} < 1/500 l_d$$

$$\text{Elastisk og plastisk nedbøjning} < 1/300 l_d$$

Maximal regningsmæssig bæreevne i kN/m² (excl. egenvægt) ved jævnt fordelt last.

Element-type	Egenvægt kg/m ²	Fri afstand mellem understøtningerne i meter (lysvide)																	V _d , max incl. egenlast kN/m	M _d , max incl. egenlast kNm/m
		2,1	2,4	2,7	3,0	3,3	3,6	3,9	4,2	4,5	4,8	5,1	5,4	5,7	6,0	6,3	6,6	6,9		
100-00	120	4,8	3,4	2,5															6,8	3,3
100-01		5,4	4,6	3,4	2,5														7,0	4,3
100-02		5,4	4,6	4,0	3,3														7,0	5,2
100-03		5,4	4,6	4,0	3,5														7,0	6,2
120-00	135	6,8	4,9	3,6	2,7														9,2	4,7
120-01		7,3	6,3	4,9	3,7	2,9													9,3	5,8
120-02		7,3	6,3	5,5	4,8	3,7	2,9												9,3	7,6
120-03		7,3	6,3	5,5	4,8	4,3	3,7												9,3	8,3
120-04		7,3	6,3	5,5	4,8	4,3	3,9												9,3	9,8
140-00	145	8,8	6,4	4,8	3,6	2,8													11,2	5,8
140-01		9,2	7,9	6,4	5,0	3,9	3,0												11,5	7,3
140-02		9,2	7,9	6,9	6,1	4,9	3,9	3,2											11,5	9,0
140-03		9,2	7,9	6,9	6,1	5,5	4,9	3,9	3,2										11,5	10,5
140-04		9,2	7,9	6,9	6,1	5,5	4,9	4,5	4,1										11,5	12,5
160-00	160	10,6	7,9	5,9	4,5	3,5	2,7												13,0	7,0
160-01		10,6	9,2	7,9	6,1	4,8	3,8	3,0											13,3	9,0
160-02		10,6	9,2	8,0	7,1	6,1	4,9	4,0	3,2										13,3	10,8
160-03		10,6	9,2	8,0	7,1	6,4	5,7	4,9	4,0	3,3									13,3	12,6
160-04		10,6	9,2	8,0	7,1	6,4	5,7	5,2	4,7	4,2	3,5								13,3	15,0
160-05		10,6	9,2	8,0	7,1	6,4	5,7	5,2	4,7	4,3	4,0								13,3	17,3
180-01	180	11,1	9,6	8,4	7,2	5,7	4,5	3,6	2,9										14,5	10,5
180-02		11,1	9,6	8,4	7,4	6,6	5,8	4,7	3,8	3,1									14,5	12,6
180-03		11,1	9,6	8,4	7,4	6,6	6,0	5,4	4,8	3,9	3,2								14,5	14,8
180-04		11,1	9,6	8,4	7,4	6,6	6,0	5,4	4,9	4,5	4,1	3,5							14,5	17,5
180-05		11,1	9,6	8,4	7,4	6,6	6,0	5,4	4,9	4,5	4,1	3,8	3,5						14,5	20,3
200-01	190	11,9	10,2	8,9	7,9	6,7	5,3	4,3	3,4	2,7									15,7	12,0
200-02		11,9	10,2	8,9	7,9	7,1	6,3	5,5	4,5	3,7	3,0								15,7	14,5
200-03		11,9	10,2	8,9	7,9	7,1	6,3	5,7	5,2	4,7	3,9	3,2							15,7	17,0
200-04		11,9	10,2	8,9	7,9	7,1	6,3	5,7	5,2	4,8	4,4	4,0	3,5	3,0					15,7	20,2
200-05		11,9	10,2	8,9	7,9	7,1	6,3	5,7	5,2	4,8	4,4	4,0	3,7	3,5	3,2				15,7	23,3
220-01	215	13,3	11,4	10,0	8,8	7,2	5,7	4,6	3,7	2,9	2,3								17,7	13,2
220-02		13,3	11,4	10,0	8,8	7,9	7,1	6,0	4,9	4,0	3,2	2,6							17,7	15,8
220-03		13,3	11,4	10,0	8,8	7,9	7,1	6,4	5,8	5,0	4,2	3,5	2,9						17,7	18,5
220-04		13,3	11,4	10,0	8,8	7,9	7,1	6,4	5,8	5,3	4,9	4,5	3,8	3,2					17,7	22,0
220-05		13,3	11,4	10,0	8,8	7,9	7,1	6,4	5,8	5,3	4,9	4,5	4,2	3,9	3,4				17,7	25,5
220-06		13,3	11,4	10,0	8,8	7,9	7,1	6,4	5,8	5,3	4,9	4,5	4,2	3,9	3,6	3,3			17,7	29,0
240-02	230	13,8	11,9	10,4	9,2	8,2	7,4	6,7	5,5	4,5	3,7	3,0	2,5						18,7	17,7
240-03		13,8	11,9	10,4	9,2	8,2	7,4	6,7	6,1	5,5	4,7	3,9	3,3	2,7					18,7	20,7
240-04		13,8	11,9	10,4	9,2	8,2	7,4	6,7	6,1	5,5	5,1	4,7	4,3	3,7	3,1				18,7	24,5
240-05		13,8	11,9	10,4	9,2	8,2	7,4	6,7	6,1	5,5	5,1	4,7	4,3	4,0	3,7	3,4			18,7	28,5
240-06		13,8	11,9	10,4	9,2	8,2	7,4	6,7	6,1	5,5	5,1	4,7	4,3	4,0	3,7	3,4	3,2		18,7	32,3
260-02	245	14,3	12,3	10,7	9,5	8,4	7,6	6,9	6,2	5,1	4,2	3,4	2,8	2,3					19,5	19,5
260-03		14,3	12,3	10,7	9,5	8,4	7,6	6,9	6,2	5,7	5,2	4,4	3,7	3,1	2,5				19,5	22,8
260-04		14,3	12,3	10,7	9,5	8,4	7,6	6,9	6,2	5,7	5,2	4,8	4,4	4,1	3,5	2,9			19,5	27,2
260-05		14,3	12,3	10,7	9,5	8,4	7,6	6,9	6,2	5,7	5,2	4,8	4,4	4,1	3,8	3,5	3,2		19,5	31,3
260-06		14,3	12,3	10,7	9,5	8,4	7,6	6,9	6,2	5,7	5,2	4,8	4,4	4,1	3,8	3,5	3,3	3,0	19,5	35,7

Af hensyn til stivheden bør elementer til regningsmæssige laster større end 2,0 kN/m² vælges med $l_{d,max}$:

h mm	100	120	140	160	180	200	220	240	260
$l_{d,max}$ m	2,5	3,0	3,5	4,0	4,5	5,0	5,5	6,0	6,25



Mellemunderstøttede elementer

Bæreevnen regnes for hvert felt som simpelt understøttet. Hvor elementerne oplægges over flere spænd, kan der i oversiden forekomme revnedannelser omkring mellemunderstøtningerne. Dette må tages i betragtning i den øvrige konstruktionsopbygning, f.eks. afretningslag og gulvbelægninger.

Af hensyn til dækkets stivhed bør pladefelterne forbindes tværs over mellemunderstøtningerne med armering i de langsgående pladefuger. I hver fuge indlægges 1 stk. 10 mm Tentorstål der placeres 30-40 mm under elementernes overside og føres mindst 1,25 m ud i hvert pladefelt.

Elementprofiler

Elementfuger

Alle elementfuger udstøbes omhyggeligt med cementmørtel C100/400 i h.t. DS 414 eller fugebeton 15 MPa i h.t. DS 411, i en tyndflydende konsistens.

Variable mål

h	h ₁	h ₂	h ₃
100	27		
120	47		
140	67		
160		30	32
180		50	32
200		50	52
220		70	52
240		70	72
260		90	72

Tværsnitskonturer ca. 1:1 for $h \leq 140$ mm

Tværsnitskonturer ca. 1:1 for $h \geq 160$ mm

APPENDIX 2. α - φ metoden.

Efter α - φ metoden beregnes spændinger og tøjninger samt krumning i en bjælke i armeret beton i henhold til nedenstående.

α er forholdet mellem armeringsstålets elasticitetsmodul E_s og betonens elasticitetsmodul E_c .

φ er det geometriske armeringsforhold: armeringsarealet A_s divideret med produktet af tværsnitbredde b og den effektive højde h_{ef} .

Der betragtes et bjælketværsnit påvirket af et moment M .

Det forudsættes, at både betonen og armeringsstålet er lineær-elastiske materialer. Tøjningerne vinkelret på tværsnittet regnes proportionale med afstanden fra nullinien. Tværsnittet antages revnet til nullinien, mens trykspændingerne er proportionale med afstanden fra nullinien.

Idet bjælketværsnittet har bredde b , armeringsareal A_s med effektiv højde h_{ef} haves

$$\varphi = \frac{A_s}{b \cdot h_{ef}}$$

$$\beta = \alpha \cdot \varphi \cdot \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2}{\alpha \cdot \varphi}} \right)$$

$$\eta = 1 - \frac{\beta}{3}$$

$$\mu = \frac{1}{6} \cdot \beta \cdot (3 - \beta)$$

$$\sigma_s = \frac{M}{A_s \cdot \eta \cdot h_{ef}}$$

$$\sigma_c = \frac{M}{\mu \cdot b \cdot h_{ef}^2}$$

$$\varepsilon_s = \frac{\sigma_s}{E_s}$$

$$\varepsilon_c = \frac{\sigma_c}{E_c}$$

$$\kappa = \frac{\varepsilon_s + \varepsilon_c}{h_{ef}}$$

Her er

E_c betonens E-modul

E_s armeringens E-modul

ε_c kanttøjningen i betonen

ε_s tøjningen i armeringen

σ_c kantspændingen i betonen

σ_s spændingen i armeringen

κ bjælkekrumningen

α forholdet mellem E_s og E_c

Formlerne er udledt i eksempelvis [2].

APPENDIX 3. Bjælke-krumning.

Idet udbøjningsliniens form forudsættes kendt for en bjælke, kan bjælkens krumning i et givet punkt beregnes ud fra differensen mellem udbøjningen forskellige steder på bjælken.

For en simpelt understøttet bjælke med konstant inertimoment og belastet med en jævnt fordelt belastning, har vi for udbøjningen i afstanden x fra den ene ende

$$u(x) = \frac{q \cdot \ell^3}{24 \cdot E \cdot I} \cdot \left(x - \frac{2}{\ell^2} \cdot x^3 + \frac{1}{\ell^3} \cdot x^4 \right)$$

og for den 2. afledede

$$u''(x) = \frac{q \cdot \ell}{2 \cdot E \cdot I} \cdot \left(-x + \frac{1}{\ell} \cdot x^2 \right).$$

Her er

E bjælkematerialets E-modul

I tværsnittets inertimoment

ℓ bjælkens spændvidde

q den jævnt fordelte last på bjælken (linielast).

Idet Δu er differensudbøjningen mellem udbøjningen $u(\ell/2)$ på midten og udbøjningen $u(\ell/4)$ i fjerdedelspunkterne, kan vi finde dette udtryk for differensudbøjningen

$$\Delta u = \frac{q \cdot \ell^4}{E \cdot I} \cdot 0,00374$$

For krumningen på midten $\kappa = -u''(\ell/2)$ får vi

$$\kappa = \frac{q \cdot \ell^2}{8 \cdot E \cdot I}$$

Og vi får dette udtryk for krumningen, udtrykt ved differensudbøjningen Δu og spændvidden ℓ

$$\kappa = \Delta u \cdot \frac{8,4}{(\ell/2)^2}$$

gældende for krumningen på midten af en bjælke med jævnt fordelt belastning og med konstant inertimoment.