

Spaltestrekk i bjelke/søyleforbindelser

Beregningsgrunnlag for dimensjonering av spaltestrekk i kraftoverførende forbindelser

Av sivilingeniør TORE I. SVARE,



Norges byggforsknings institutt
1976

særtrykk 246

Ved detaljering av betongkonstruksjoner skal ofte større krefter overføres gjennom små kontaktflater. Fig. 1 og 2 gir eksempler på det. Den teoretiske spenningsfordelingen under en slik stripelast blir som vist i fig. 3. På grunn av triaksiale spenninger fører de høye trykkspenningene like under lasten ikke til lokal knusing, noe en kunne tro. Det er derfor vanligvis spaltestrekk som er dimensjonerende. Spaltestrekkets størrelse varierer med kontaktflatens størrelse og plassering. Fig. 4 viser hvordan spenningsprofilene varierer med kontaktflatens størrelse. Kurvene er fremkommet ved å betrakte betongen som et helt elastisk materiale.

Det har dessverre vist seg at teoretiske betraktninger er av liten verdi, dersom de ikke kobles sammen med praktiske forsøk (1), (2) og (3). Arbeidene som danner grunnlag for denne artikkelen er hovedsakelig utført av Kriz and Raths (1).

Vi vil gå gjennom et empirisk beregningsgrunnlag som hovedsakelig bør benyttes for dimen-

sjonering av samme type kraftoverføring som vist i fig. 2. Det er relativt komplisert, men gir en god oversikt over hvordan de forskjellige faktorer innvirker på bruddkapasiteten.

De fleste regler for dimensjonering av partielt belastede flater forutsetter at det legges inn et minimum av spaltestrekkarmoring. Denne kan i visse tilfeller være så stor at et spaltestrekkbrudd hindres i å utvikle seg. En slik fremgangsmåte forenkler beregningsmodellen, men muligheten for å utnytte en bestemt løsning fullt ut faller bort.

Dimensjoneringsmodellen tar hensyn til lastens plassering, armeringsmengden og kraftens horisontale og vertikale komponenter. Siden formelen er empirisk, må den brukes innenfor de samme grenser som ved laboratorieforsøkene. I denne omgang skal bare nevnes at kraftresultanten ikke må endre retning i fordelingsområdet. Formelen kan derfor ikke uten videre benyttes for dimensjonering av oppleggsplater på konsoller.

Tre bruddtyper vil kunne oppstå.

For det første kan hjørnene skalle av, fig. 5. Dessuten kan det oppstå spaltestrekkbrudd under oppleggsplaten, fig. 6, og til slutt kan en få rent trykkbrudd. I motsetning til trykkspenningene kan man armere mot spaltestrekket.

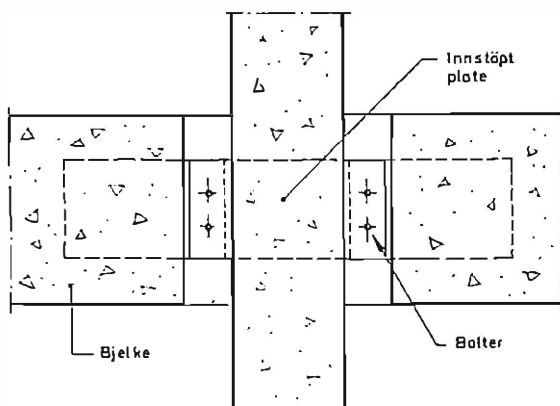
Avskalling av hjørnene (skjærbrudd) hindres mest effektivt ved at oppleggsplaten trekkes lengst mulig vekk fra kanten av søylen eller veggen. Dersom tyngdepunktet av oppleggsplaten ligger mer enn 4–5 cm fra kanten, er mulighetene for skjærbrudd små. Hvis opplegget ikke kan trekkes så langt tilbake, må hjørnet forsterkes. Det kan da dimensjoneres ved hjelp av skjærfriksjonshypotesen (4).

Prøveresultater

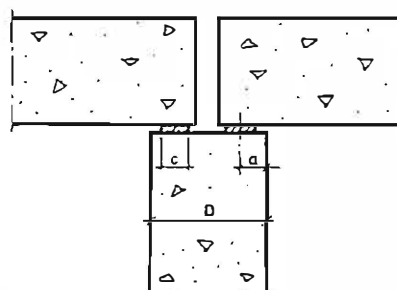
Det ble prøvet ca. 50 uarmerte og 200 armerte søyletopper, med den hensikt å klarlegge faktorene som er bestemmende for spaltestrekkbrudd. Oppleggsflatens bredde (lengden c i fig. 2) ble derfor i forsøkene begrenset oppad til 10 cm.

De viktigste konklusjoner ble:

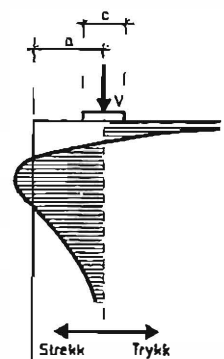
1. Det maksimale opplagertrykk er



Stål konsoll
Fig. 1



Opplagring på søyletapp eller vegg
Fig. 2



Opplegerplatens lengde er b
Spenningskonsentrasjonen under en konsentrert last
Fig. 3

proporsjonalt med kvadratroten av betongstyrken. Styrken er forøvrig uavhengig av søylens bredde når opplagerplaten spenner over hele bredden.

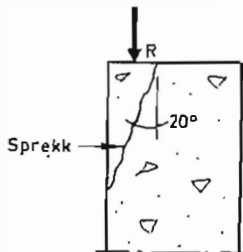
- Den eneste måten å hindre avskalling av hjørner på, er å trekke oppleggsplaten langt nok inn på søylen. Dersom avstanden mellom kanten av søylen og resultanten av opplagerkraften er mer enn 5 cm, er sjansene for avskalling (skjærbrudd) små. Men er denne avstanden mindre enn 5 cm, må hjørnene forsterkes.
- Maksimalt opplagertrykk kan økes ved å bruke horisontal armering i toppen av søylen. Den hindrer spaltestrekkbrudd under forutsetning av at oppleggsplaten tyngdepunkt ligger mer enn 5 cm fra søylens kant. Dersom dette ikke er tilfelle, vil bruddet bli et skjærbrudd. Vi kan øke bæreevnen 100% ved å benytte horisontal armering. Men en økning utover dette er ikke mulig ved å øke armeringen, fordi betongen da går over fra å ryke på grunn av spaltestrekk til å ryke pga. rent trykk.

- Å bruke stål med flytegrense over 300 N/mm², øker ikke bæreevnen nevneverdig.
- Den horisontale armeringen må være skikkelig forankret. Dette kan gjøres ved å svelse den til tverrgående stenger i endene. Disse bør igjen være festet til vertikalarmeringen.
- Mengden av vertikalarmeringen i søylen spiller liten rolle for bæreevnen.

- Bæreevnen reduseres meget raskt dersom overføringskraften har en horisontal komponent.

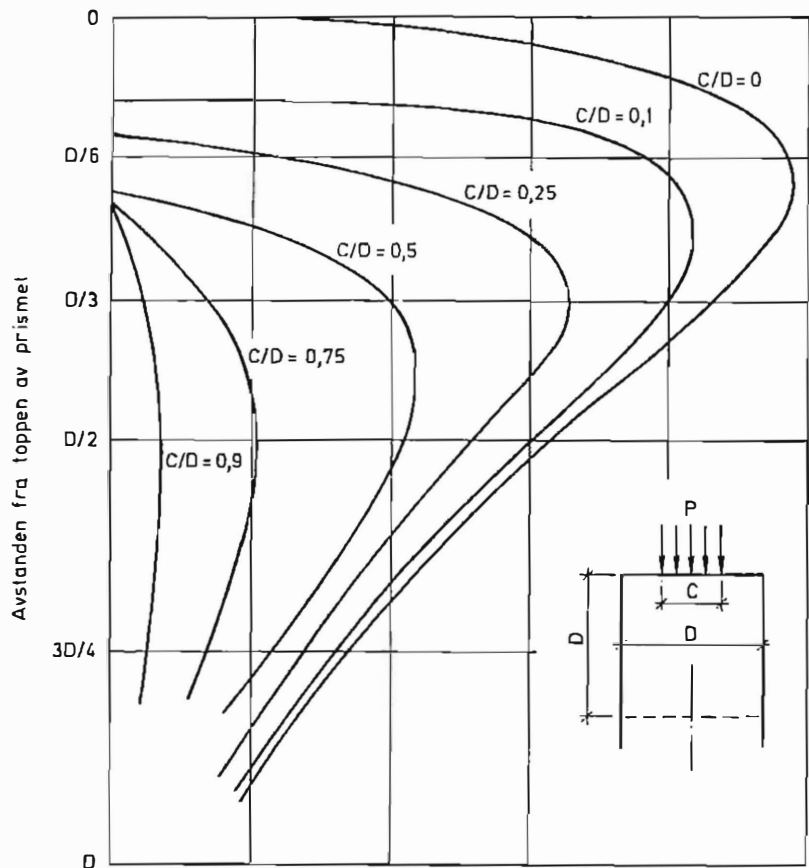
Maksimal oppleggsspenning i bruddstadiet kan ifølge Kriz og Raths (1) beregnes til:

$$f_o = (3,8 \sqrt{f_{ck}} \sqrt{\frac{3E}{E}} \sqrt{\frac{A_h}{B}} (1 + C_1 \sqrt{\frac{A_h}{B}}) (\frac{C_2}{52000}) H/V$$



Skjærbrudd
Fig. 5

Strekkspennings profiler



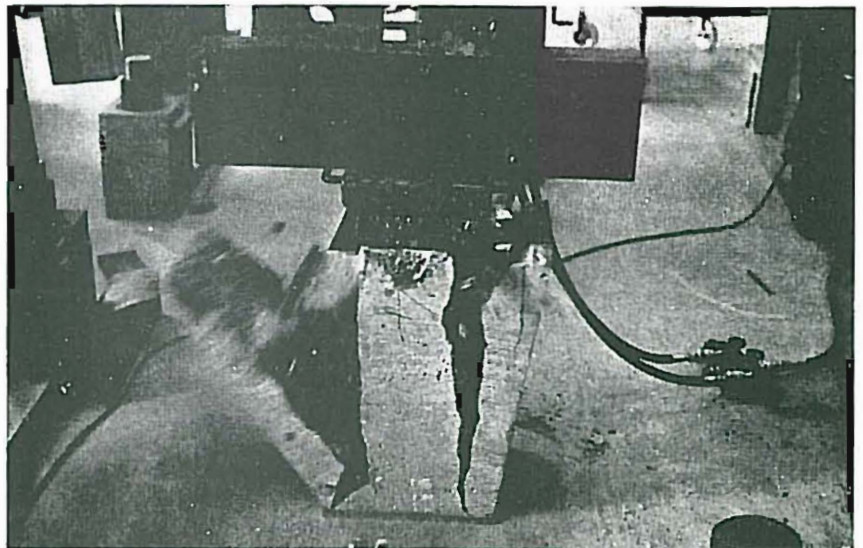
Spenningsprofiler langs senterlinjen av et sentrisk belastet betongprisme
Fig. 4

- A_h = arealet av horisontalarmeringen, men ikke mer enn 4 mm² pr. mm lengde av oppleggsplate
 C_1 = 0 når a er mindre enn 50 mm og = 0,5 når $a \geq 50$ mm
 C_2 = a x c, men ikke mer enn 6000 mm²
H = horisontalkraft
V = vertikalkraft

- a = avstanden fra oppleggsplaten tyngdepunkt til søylens kant i mm
b = lengden av oppleggsplaten i mm
c = bredden av oppleggsplaten
 f_{ck} = betongens terningsfasthet etter 28 døgn ved standardiserte herdningsforhold
 f_o = tillatt trykkspenning under oppleggsplaten i N/mm²

Forts. neste side

Fig. 6. Spaltestrekkbrudd. Fra prøver foretatt ved NBI.



Den første parentesen gir kapasiteten når betongen er uarmert og når belastningen bare består av vertikale krefter. Den andre parentesen gir et uttrykk for økningen av kapasiteten når det armeres for spaltestrekk. Dersom a er mindre enn 50 mm, vil vi få avsnoring av hjørnene. Horisontalarmingene må da forankres på den andre siden av en eventuell skjærsprekk. Dette kan gjøres ved å legge inn en vinkel i toppen av søylen og sveise armeringen til denne, **fig. 7**. Den tredje parentesen er et kapasitetsreducerende ledd. Den tar hensyn til kapasitetsreduksjonen når det er horisontalkrefter som opptrer.

Tilnærmet kan det sies at maksimum spaltestrekk opptrer et sted mellom $0,3 \times a$ og $0,7 \times a$ fra søyletoppen. Eksperimentelt er det funnet at armeringen kan plasseres i opptil tre lag med avstand 2,5 til 3 cm.

Dimensjoneringsregler

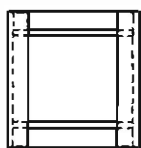
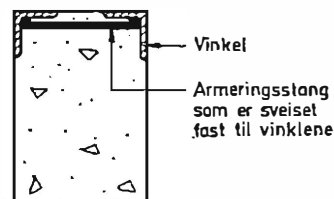
I de fleste praktiske tilfeller kan lign. (1) forenkles til:

$$f_{\text{d}} = (3,8\sqrt{f_{\text{ck}}} \sqrt{\frac{3a}{c}} + C_1 \sqrt{\frac{A_h}{b}} \left(\frac{1}{15}\right)) H/V$$

Forutsetningen er at oppleggsflatens bredde (c) er større enn 10 mm.

Det gir en bedre forankring når man sveiser armeringsjernene til stålvingler som vist i **fig. 7** eller til oppleggsplatene. Dette virker på samme måte som om a (se **fig. 2**) økes. Lign. (1) kan i slike tilfeller forenkles til:

$$f_{\text{d}} = (3,8\sqrt{f_{\text{ck}}} \sqrt{\frac{3a}{c}} + C_1 \sqrt{\frac{A_h}{b}} \left(\frac{1}{9}\right)) H/V$$



Kantforsterkning
Fig. 7

Tabell 1

Plate-tykkelse i mm	Belastningstilfeller	
20	1.0	0.6
16	1.0	0.5
12	0.9	0.4
10	0.7	0.4

Oversikt over reduksjonsfaktoren β ved bruk av stål oppleggsplater

Horisontalarmingene kan plasseres med minste tillatte betongoverdekning, selv om maksimalt spaltestrekk opptrer lenger fra overflaten.

Man bør alltid tilstrebe en så jevn spenningsfordeling som mulig under hele oppleggsplaten. Dette oppnås lettest ved å bruke gummi-baserte mellomleggsplater, som forutsetter at søyletoppen bestandig armeres. Forsøk utført ved NBI har nemlig vist at mellomleggets ekspansjon vinkelrett på kraftretningen nedsetter uarmerte søyletoppers bæreevne med ca. 30 %.

Ligningen (1), (2) og (3) viser at kapasiteten kan nedsettes betydelig i de tilfeller der horisontalkrefter er tilstede. Ved $H/V = 0,5$ reduseres bæreevnen i ligning (2) med hele 75 %. Dette indikerer at man alltid bør ha noe horisontalarming.

Dimensjonerende horisontalkraft kan bestemmes på to måter:

a. I de tilfeller der glidning tillates og konstruksjonens stivhet er relativt stor, kan kreftene beregnes på grunnlag av friksjon. Følgende friksjonskoeffisienter foreslås brukt:

Syntetisk gummi/betong	0,3
Stål/stål	0,4
Stål/betong	0,6
Porøse trefiberplater/betong	0,7
Betong/betong	0,7

Friksjonskoeffisienten mellom porøse trefiberplater og betong er blitt bestemt ved noen enkle forsøk foretatt ved NBI, som viste at koeffisienten var uavhenglig av platenes fuktighet.

Den høye verdien skyldes antagelig at platene, selv ved relativt små trykkrefter, ble hardt sammenpresset. Friksjonsbruddet skjedde bestandig ved at platene delte seg i horisontalplanet.

b. Ved fastholdte konstruksjoner bestemmes horisontalkreftene ut fra de aktuelle lengde-endringer som skyldes svinn, krypning, temperaturvariasjoner etc. Betongens alder må tas med i betraktningen. Etter at lengde-endringene er bestemt, påtvinges konstruksjonsmodellen disse utbøyningene, og kreftene bestemmes på vanlig måte.

Sammenføyningen søyle-bjelke løses ofte ved at det støpes inn stålplater i toppen av søylen og ved enden av bjelken, **fig. 8**. Hovedproblemet med å legge opp en bjelke på toppen av en søyle er å forutsi hvordan og hvor reaksjonskreftene overføres. Når bjelken er slakkarmert, vil den kunne ri på kanten av søylen. Dersom den er forspent, kan oppleggspunktet enten ligge på kanten eller et stykke inne på platen. Et annet problem er å forutsi hvor mye en plate av en bestemt tykkelse fordeler kraften i underliggende komponent. Å utføre eksakte beregninger av dette er vanskelig. Ved NBI har vi derfor utført en del enkle forsøk for å belyse problemet. Tabell 1 gir reduksjonsfaktorer som kan brukes for søyler med en dimensjon i bjelkeretningen opp til 30 cm. Årsaken til denne begrensningen er at det ikke er foretatt prøver for større dimensjoner. Søyletoppene var også

uarmerte. Trykkapasiteten kan da regnes lik $F_d = \beta \times A_c \times f_c$

A_c = tverrsnittsarealet av søylen uten fradrag for armering

F_d = normalkraften

f_c = dimensjonerende betongtrykkfasthet

β = reduksjonsfaktor i henhold til tabell 1.

Ved bruk av trefiberplater for å overføre kraften bør en ikke regne med at de har en effektiv bredde (c) som er større enn 40 mm.

Beregningseksempel

Egenlast $G = 200\ 000\ \text{N}$

Nyttelast $N = 600\ 000\ \text{N}$

Dimensjonerende bruddlast = $(2 \times 1,2 + 1,6) 10^5 = 12 \times 10^5\ \text{N}$

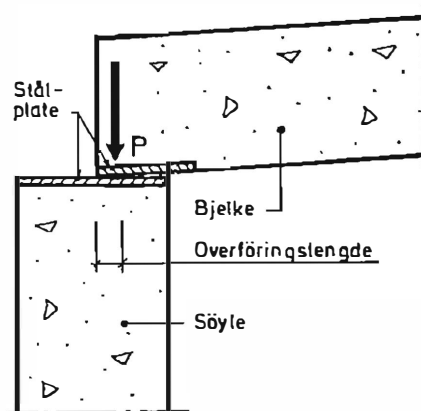
For å sikre at knutepunktet ikke er konstruksjonens svakeste ledd, multipliseres bruddlasten med 1,2.

$F_\gamma = 1,2 \times 12 \times 10^5 = 14,4 \times 10^5\ \text{N}$

Knutepunktdetaljen er vist i fig. 2. Søylen har tverrsnitt $300 \times 300\ \text{mm}$.

Opplagerspenningen under hver bjelke $\sigma = \frac{14,4 \times 10^5}{2 \times 300 \times c} = \frac{2,4}{c} 10^3\ \text{N}$

Som mellomlegg velges neopren. Tykkelsen må bestemmes under forutsetning av at bjelkerotasjonen skal tas opp. Ved å studere samspillet mellom produksjons- og montasjetoleranser, ønsket klaring mellom bjelkene o.s.v., kan en komme til $c = 80\ \text{mm}$.



Delvis belastet flate

Fig. 8

$a = 40 + 25$ (avfasning av kant) = $65\ \text{mm}$

$\sigma = 30\ \text{N/mm}^2$

Uten spaltestrekkarmering tar toppen opp:

$$f_0 = 3,8 \sqrt{f_{ck}} \sqrt[3]{\frac{c}{e}} = 3,8 \sqrt{35} \sqrt[3]{\frac{65}{80}} = 21\ \text{N/mm}^2$$

Betongens fasthetsklasse er C35.

$$\frac{30}{21} = 1,44 = 1 + C_1 \sqrt{\frac{A_h}{b}}$$

Dette gir:

$A_h = 230\ \text{mm}^2 =$ Nødvendig spaltestrekkarmering.

Beregningene bør sees på som et eksempel, da det er meget sjelden man helt kan se bort fra de

horisontale kreftene. Disse beregnes ofte på grunnlag av temperatur, svinn og krypning, og bør derfor kunne betraktes som ekstraordinære laster. H/V blir derfor ikke lik friksjonskoeffisienten, men noe mindre.

Beregningene utføres som vist over, bare med den forskjell at det lastreduserende ledd, $\left(\frac{1}{15}\right)^{H/V}$ eller $\left(\frac{1}{9}\right)^{H/V}$, også tas med.

Henvisninger

- (1). Kriz, B. B. og Raths, C. H. Connections in precast structures — Bearing strength of column heads. Prestressed concrete institute. Journal, b. 8, nr. 6, 1963, sé 45—75.
- (2). Holmes, M. og Bond, D. Tests on a beam to column connection for precast concrete. Structural engineer, b. 41, nr. 9, 1963, s. 293 — 297.
- (3). Holmens, M. og Posner, C. D. Factors affecting the strength of steel plate connections between precast concrete elements. Structural engineer, b. 18, nr. 10, 1970, s. 399—406.
- (4). Svare, T. I. Skjær-friksjons-hypotesen. Betongprodukter, nr. 3, 1975, s. 11—15.

RETTTELSE

Det har dessverre oppstått en feil i teksten. (side 3)
 Det er noen parenteser som er utelatt. Nedenfor gis de riktige formlene.

Dimensjoneringsregler

I de fleste praktiske tilfeller kan lign.(1) forenkles til:

$$f_o = (3.8 \sqrt{f_{ck}} \sqrt[3]{\frac{a}{c}}) (1 + C_1 \sqrt{\frac{A_n}{b}}) \left(\frac{1}{15}\right)^{\frac{1}{4}}$$

Forutsetningen er at oppleggsflatens bredde (c) er større enn 10 mm.

Det gir en bedre forankring når man sveiser armeringsjernene til stålvinkler som vist i fig. 7 eller til oppleggsplatene. Dette virker på samme måte som om a (se figur 2) økes. Lign (1) kan i slike tilfeller forenkles til:

$$f_o = (3.8 \sqrt{f_{ck}} \sqrt[3]{\frac{a}{c}}) (1 + C_1 \sqrt{\frac{A_n}{b}}) \left(\frac{1}{9}\right)^{\frac{1}{4}}$$