Norsk Betongforening

Tilknyttet Tekna • Postboks 2312 Solli, 0201 Oslo • Telefon: 22 94 75 00 • Telefax: 22 94 75 01

Publikasjon nr. 12

Retningslinjer for betongelementer og betongelementkonstruksjoner

1982

Norsk Betongforening. Til personlig bruk.

Norsk Betongforenings publikasjoner er utarbeidet av fagpersoner utnevnt av Norsk Betongforenings styre. Det er gjort det ytterste for å sikre at innholdet er i samsvar med kjent viten på det tidspunkt redaksjonen ble avsluttet. Feil eller mangler kan allikevel forekomme.

Norsk Betongforening, forfattere eller fagkomiteen har intet ansvar for feil eller mangler i publikasjonen og mulige konsekvenser av disse.

Det forutsettes at publikasjonen benyttes av kompetente, fagkyndige ingeniører med forståelse for begrensningene og forutsetningene som legges til grunn.

Norsk Betongforening. Til personlig bruk.

ORIENTERING

Norsk Betongforening har oppnevnt en komite for utarbeidelse av regler for betongelementer og betongelementkonstruksjoner.

Komiteen består av følgende medlemmer:

Sivilingeniør O. Hegermann, formann,	Otto Hegermann A/S Rådgivende ingeniører
Sivilingeniør S. Alexander,	Østlandske Spennbetong A/S
Sivilingeniør P. Larsen,	Norges Betongvare-fabrikkers Forbund
Sivilingeniør A. Skjelle,	Norges Betongvare-fabrikkers Forbund
Sivilingeniør, dr. L. Aadnesen,	Dr. Lars Aadnesen & Co. A/S Rådgivende ingeniører

Sekretær i utvalget er overingeniør O. Zapffe, NBR, og utarbeidelsen er skjedd i samarbeid med NBR.

Komiteens mandat har vært å vurdere NS 3473, 2. utgave, feb. 1977, for å påpeke de punkter hvor standarden enten ikke kan anvendes for elementkonstruksjoner, eller gir uhensiktsmessig resultat dersom den blir anvendt direkte.

Kommentarene til NS 3473 er gitt en nummerering tilsvarende standardens, slik at f.eks. punkt 5.2.8 i denne publikasjon er et anbefalt tillegg til standardens punkt 5.2.8.

Ytterligere en del punkter i standarden ble også av komiteen oppfattet slik at de burde vurderes nærmere. Blant disse nevnes:

- Punkt 4.7: Nærmere angivelse av prøvemetoder avhengig av hvilke egenskaper som skal prøves.
- Nytt punkt 5.2.12: Angivelse av regler for dimensjonering av skjærkrefter i fuger.
- Nytt punkt 8.4.5: Angivelse av regler for dimensjonering av mekaniske forankringer.
- Punkt 8.5.1: Dette punktet skaper endel problemer ved innspenning av prefabrikerte søyler.
- Nytt punkt 9.5.3: Eget punkt om sandwich-elementer.

Norsk Betongforening. Til personlig bruk.

- Punkt 10.7.1: Det bør lages en beskrivelse av hvorledes heftforankring av spenntau verifiseres ved forsøk.

- Punkt 10.8.4: Dette punktet virker unødvendig komplisert og restriktivt med hensyn til kravene til strekkarmering. Som en begrensning av betongtrykk-spenningene er regelen berettiget også for elementer.

På endel felter mente komiteen at det var behov for ytterligere opplysning og beregningsregler, hvilket førte til utarbeidelsen av Bilagene, som er å betrakte som anbefalte beregningsmetoder.

Andre punkter som komiteen mener kan kreve mer inngående behandling er bl.a. følgende:

- Beregningsmetoder for skiver av betongelementer, horisontale og vertikale.

- Mekanisk forankring av ståldeler.

- Dimensjonering ved prøving.

- Videre utredninger om knutepunkter, opplegg og forbindelser.

- Beregningsmetoder for stabilitet av elementbygg.

- Materialparametere og konstruksjonsgrunnlag for betong med lett tilslag.

- Vipping av lange bjelker.

Komiteen ser frem til at ytterligere arbeid og forskning kan utføres på disse felter.

Norsk Betongforening. Til personlig bruk.

INNHOLD

		Side
1	Generelle bestemmelser	5
1.1	Gyldighet	5
1.4	Definisjoner	5
3	Last og lastvirkninger	6
3.4	Betongens svinn og krypning, se Bilag B ..	6
3.5	Krefter og momenter	6
3.6	Samvirkekonstruksjoner, se Bilag C	7
4	Dimensjoneringsprinsipper	8
4.4	Fasthetsklasser og konstruksjonsfastheter	8
4.8	Løfteanordninger for betongelementer	8
5	Bruddgrensetilstand	9
5.2	Skjærkraft	9
5.5	Slanke trykkstaver	10
6	Bruksgrensetilstand	10
6.1	Forskyvninger	10
9	Konstruksjonsregler for enkelte bygningsdeler	10
9.1	Plater	10
9.3	Bjelker	11
9.4	Søyler	11
9.5	Vegger	11
10	Spesielle regler for prosjektering av spennbetong	12
10.2	Materialer	12
Bilag A	Dimensjonering av opplegg ...	13
Bilag B	Krypning og svinn	39
Bilag C	Samvirkekonstruksjoner	45
Bilag D	Utsparinger i bjelker	55
Bilag E	Bøyler	66
Bilag F	Betong med lett tilslag	78
Bilag G	Symboler	85

Norsk Betongforening. Til personlig bruk.

FORSLAG TIL ENDRINGER I NS 3473

1 GENERELLE BESTEMMELSER

1.1 Gyldighet

Forslaget gir supplerende regler til NS 3473 for monteringsferdige betongelementer, herunder betongelementer med lett tilslag. Det forutsettes at de krav som er stilt til materialer, utførelse og kontroll i NS 3420 blir fulgt. Reglene gjelder ikke for gassbetongelementer.

1.4 Definisjoner - tilføyes

Betongelement av sandwichtype (sandwichelement)	- element bestående av to eller flere lag betong med forskjellige densiteter, eller av to eller flere lag betong med mellomliggende isolasjon. Det hele produsert og behandlet som en enhet.
DLB	- LB med oppleggshylle på begge sider (dobbel LB).
DT	- element med en tynn plate og to ribber (dobbel T).
Hulldekke	- planparallelt element med innvendige langsgående kanaler (hull). Produseres vanligvis ved ekstrudering.
IB	- bjelke med I-formet tverrsnitt, normalt med rektangulært tverrsnitt ved endene.
LB	- bjelke med L-formet tverrsnitt, hvor den horisontale delen (hyllen) normalt danner opplegg for andre konstruksjoner.

Norsk Betongforening. Til personlig bruk.

Liggende veggelement	- element som er festet i begge ender til vertikale bærende konstruksjoner av elementet.
RB	- bjelke med rektangulært tverrsnitt.
Ribbe	- utstikkende del av element i elementets fulle lengde, normalt den primært bærende del av elementet (bjelken).
SDT	- saltakformet DT.
SIB	- saltakformet IB.
Skive	- plan konstruksjon sammensatt av elementer (f.eks. hulldekker, DT-elementer, veggelementer). Skivene karakteriseres ofte ved at de skal overføre krefter i konstruksjonen for å avstive denne.
SRB	- saltakformet RB.
Stående veggelement	- element som er festet oppe og nede til horisontale bærende konstruksjoner.

3 LAST OG LASTVIRKNINGER

3.4 Betongens svinn og krypning, se Bilag B.

De formelle krav til stabilitet vil være de samme for en bygning enten den utføres med betongelementer eller på annen måte. Erfaringsmessig bør imidlertid stabilitet ved elementkonstruksjon vies spesiell oppmerksomhet.

Norsk Betongforening. Til personlig bruk.

3.5 Krefter og momenter

3.5.5 Stabilitet

Bygninger som helt eller delvis oppføres av monteringsferdige betongelementer skal dimensjoneres etter metoder som sikrer tilstrekkelig stabilitet, såvel i monteringsfasene som i ferdig montert tilstand, og slik at ikke fortløpende ras kan oppstå ved en lokal overbelastning eller svekkelse, kfr. pkt. 3.5.7.

3.5.6 Tilleggskrefter

Ved undersøkelse av stabilitet generelt skal det tas hensyn til tilleggskrefter fra normalt forekommende lastformer av ikke katastrofal art som:

- eksentriteter forårsaket av målavvik, skjevheter eller monteringsunøyaktighet.
- tilleggsdeformasjoner som oppstår ved lastens påføring eller ved forventede ujevne setninger eller forskyvninger i bygningsstammen eller i grunnen.

3.5.7 Fortløpende ras

Med fortløpende ras menes sammenstyrtning av hele eller større deler av byggverk, forårsaket av svikt eller overbelastninger i en begrenset del av byggverket. Som årsaker til fortløpende ras hører eksempelvis:

- Eksplosjon. Støt eller påkjørsel.
- Forskyvninger i bygningsstamme eller i grunnen av en slik størrelsesorden at de ikke vanligvis kunne forventes.
- Grove uoppdagede konstruksjonsfeil, materialfeil eller utførelsesfeil.
- I forbindelse med brann, lokal nedsettelse av enkelte bygningsdelers bæreevne.

3.6 Samvirkekonstruksjoner, se Bilag C

Norsk Betongforening. Til personlig bruk.

4 DIMENSJONERINGSPRINSIPPER

4.4 Fasthetsklasser og konstruksjonsfastheter

Utvidet Tabell 4.4.1 Betongfastheter i MPa (N/mm^2).

Konstruksjonsfasthet for	C75	C85
Trykkpåkjenning f_{cn}	36,0	40,0
Skjærpåkjenning f_{vn}	0,8	0,8
Heftpåkjenning f_{bn}		
kamstål	4,0	4,0
preget stål	3,2	3,2
glatt stål	2,4	2,4
Terningsfasthet etter 28 døgn, f_{ck}	75,0	85,0

4.8 Løfteanordninger for betongelementer

4.8.1 Innstøpte ståldeler for løfting av prefabrikerte betongelementer skal beregnes med en dimensjonerende fasthet

$$f_s = \sigma_B/\gamma_m$$

hvor σ_B = stålets bruddfasthet og $\gamma_m = 4,5$

4.8.2 I tillegg til elementets egenlast som regnes uten lastfaktor, må det ved dimensjoneringen tas hensyn til formsug, skjevdrag og eventuelt dynamisk tillegg.

4.8.3 Til innstøpte løfteanordninger skal benyttes seige materialer, såsom stål i kvalitetene St37, St42 eller St52. Spenntau eller ståltau tillates brukt i bunter av høyst 2 tau når det sørges for at tauene virker samtidig med lik kraft.

Norsk Betongforening. Til personlig bruk.

4.8.4 Kapasiteten til spesiallagede løfteanordninger, såsom ankere og gjengehylser, skal dokumenteres. Løfteanordninger kan også dimensjoneres ved prøving. Tillatt belastning settes til

$$x_k/4,5$$

hvor x_k er karakteristisk kapasitet i henhold til NS 3473, pkt. 4.7.3.

4.8.5 Dimensjonering av løfteåk, sakser, løfteklokker etc. som skal benyttes gjentatte ganger skal utføres i henhold til NS 5514.

5 BRUDDGRENSETILSTAND

5.2 Skjærkraft

5.2.7 1. setning forandres til: For konstruksjoner armert for skjærkraft ved bøyler eller skråbøyde stenger, kan last som angriper i avstand a mindre enn 2d fra kant av opplegg, ved kontroll av kapasitet ved strekkbrudd, reduseres med faktoren 0,5 a/d.

5.2.8 Tilføyes: For prefabrikerte, forspente elementer skal lengdearmeringen ved fritt opplegg være forankret for en kraft minst lik 0,3 V_γ

5.2.11 Betongelementer skal normalt skjærarmeres i henhold til NS 3473, men kan utføres uten spesiell skjærarmering dersom følgende betingelser er oppfylt:

- Nyttelasten skal være overveiende statisk og jevnt fordelt og ikke over 5 kN/m^2.
- Lengdearmeringen skal føres uavkortet inn over opplegg, og dersom ikke forankrings-kapasitetens begrensning på skjærkraften er bestemt på grunnlag av forsøk, skal lengdearmeringen ved kant av opplegg være forankret for minst 1,5 ganger dimensjonerende skjærkraft.

Norsk Betongforening. Til personlig bruk.

- Ved opplegg skal det være bøyler som omslutter lengdearmeringen over en lengde minst lik forankringslengden, eventuelt overføringslengden for spennkraft, med mindre annet ved forsøk viser å gi tilstrekkelig sikkerhet.

- Strekkrefter ved innføring av spennkraft skal normalt opptas av innlagt armering.

- Elementets dimensjonerende skjærkraft skal ikke i noe snitt være større enn kapasiteten for skjærkraft, beregnet i henhold til NS 3473 med materialfaktor som for uarmert betong, med mindre annet kan påvises ved forsøk å gi tilstrekkelig sikkerhet.

5.5 Slanke trykkstaver

5.5.6 Tilføyes: For slanke trykkstaver støpt i fabrikk skal den effektive lengde i alminnelighet ikke være større enn 50 ganger betongdimensjonen i knekkretningen.

6 BRUKSGRENSETILSTAND

6.1 Forskyvninger

6.1.5 2. avsnitt tilføyes: For spennarmerte elementer kan overhøyden regnes lik oppbøyningen fra spennkraft, selv om denne overskrider nedbøyningen fra egenlast eller L/300.

9 KONSTRUKSJONSREGLER FOR ENKELTE BYGNINGSDELER

9.1 Plater

9.1.2 Tilføyes: Krav til minste tykkelse gjelder ikke for betongelementer forutsatt at krav til bæreevne, brannmotstand, deformasjon og korrosjon av armering er tilfredsstilt.

Norsk Betongforening. Til personlig bruk.

9.1.3 Tilføyes: Krav til minimumsarmering gjelder ikke nødvendigvis for betongelementer. Ved elementer og elementkonstruksjoner skal behovet for minimumsarmering vurderes i hvert enkelt tilfelle med hensyntagen til geometri, tvangskrefter, rissanvisere, alder ved montasje, påstøptykkelser, rissfare, stabilitet, herdningsforhold (samvirkekonstruksjoner) o.a. Sandwichelementer av forskjellige typer med ulik kvalitet på isoleringssjiktet skal vurderes spesielt.

9.3 Bjelker

9.3.2 Tilføyes: For prefabrikerte elementer kan standardens krav til minimumsarmering på trykk- eller strekksiden reduseres opp til 50 % for elementer som har minst 28 døgns herdning ved montasje. Typiske flenstverrsnitt skal ha en armering i hver flens som tilsvarer 0,3 % av flensens areal.

9.3.4 Tilføyes: Bestemmelsene i pkt. 5.2.11 gjelder foran dette pkt.

9.4 Søyler

9.4.1 Tilføyes: Søyler støpt på fabrikk skal ikke ha mindre tverrmål enn 150 mm eller mindre brutto tverrsnittsareal enn 22500 mm^2.

9.5 Vegger

9.5.1 Tilføyes: Krav til minste tykkelse gjelder ikke for betongelementer forutsatt at funksjonelle krav til bæreevne, deformasjon, brannmotstand og korrosjon av armering er tilfredsstilt.

9.5.2 Tilføyes: Krav til minimumsarmering gjelder ikke nødvendigvis for betongelementer. Ved elementer og elementkonstruksjoner skal behovet for minimumsarmering vurderes i hvert enkelt tilfelle med hensyntagen til geometri, tvangskrefter, rissanvisere, alder ved montasje, påstøptykkelser, rissfare, stabilitet, herdningsforhold (samvirkekonstruksjoner) o.a. Sandwichelementer av forskjellige typer med ulik kvalitet på isoleringssjiktet må vurderes spesielt.

Norsk Betongforening. Til personlig bruk.

10 SPESIELLE REGLER FOR PROSJEKTERING AV SPENNBETONG

10.2 Materialer

10.2.3 Tilføyes: Merking med posisjonsnr. etc. etter tegningene som angitt i NS 3473, pkt. 10.2.3 kan sløyfes ved løpende produksjon av forspente elementer.

Norsk Betongforening. Til personlig bruk.

BILAG A: DIMENSJONERING AV OPPLEGG

A1 GENERELT

A1.1 Dimensjonerende laster

De dimensjonerende laster bestemmes som angitt i NS 3479

N_γ dimensjonerende vertikalkraft

H_γ dimensjonerende horisontalkraft

Følgende retningslinjer kan gis for bestemmelse av andel av horisontalkraft fra friksjon.

Hvis konstruksjonens stivhet er så stor at glidning kan opptre, kan horisontalkraftandelen fra friksjon før glidning settes til

$$H_{\gamma\alpha} = \mu \cdot N_\gamma$$

I Tabell A1 er det for forskjellige oppleggsunderlag gitt en øvre og nedre verdi av friksjonskoeffisienten μ som kan benyttes såfremt ikke nøyaktigere verdier kan dokumenteres.

Tabell A1 Friksjonskoeffisienter

Materialer, oppleggsunderlaget	Friksjonskoeffisient μ før glidning	
	øvre verdi	nedre verdi
Syntetisk gummi/betong eller stål	0,4	0,2
Stål/stål	0,5	0,2
Stål/betong	0,6	0,2
Trefiber, glatt/hard betong	0,7	0,2
2 lag papp/betong[x)]	0,8	0,25
Betong/betong[x] (ferdig, prefabrikerte overflater)[x]	0,8	0,25

x)Bør bare benyttes ved små laster og små deformasjoner.

Norsk Betongforening. Til personlig bruk.

Såfremt ikke nøyaktig entydig verdi er dokumentert skal det benyttes den av de to oppgitte verdier av μ som gir det ugunstigste resultat ved beregning av påkjenninger, deformasjoner og stabilitet.

Ovennevnte verdier for μ gjelder ikke uten videre for vibrerende laster.

For andre materialer i mellomlegget (teflon, polyethylen e.l.) skal opplysninger om friksjonskoeffisienter innhentes fra leverandøren av materialet.

I tilfelle konstruksjonens stivhet er liten, slik at lengdeendringer fra svinn, krypning og temperaturvariasjoner fører til utbøyninger, bestemmes horisontalkraften ut fra den kraft som er nødvendig for å påtvinge konstruksjonen slike utbøyninger.

A1.2 Dimensjonering for vertikallast

Dimensjonering for vertikallast kan utføres etter følgende prinsipp, basert på en beregning av betongtrykket[x)]

$$N_\gamma < F_d$$

hvor F_d bestemmes som angitt sist i dette punkt.

Den horisontalkraft som overføres ved friksjon er

$$H_{\mu\gamma} = \mu \cdot N_\gamma$$

og kapasitetstallet settes lik $F_d \cdot \cos^2 \beta$

hvor $\operatorname{tg} \beta = H_{\mu\gamma}/N_\gamma$

Når horisontalkraften H_γ er tatt vare på direkte, f.eks. ved stålplate som fastsveises til armeringen, se Fig. A4, overføres ingen horisontalkrefter til betongen og β settes lik null.

X) Preliminære forsøk tyder på at det er riktigere å dimensjonere en spaltearmering i bruddstadiet med mindre hensyn til betongstykket. Det foreligger imidlertid ikke tilstrekkelig grunnlag for å presentere en slik metode.

Norsk Betongforening. Til personlig bruk.

Beregning av dimensjonerende belastningflate og trykkraftkapasiteten mellom element og opplegg

For bestemmelse av berøringsflater samt den lastoverførende flate og fordelingsflaten, kan følgende regler benyttes:

Som vist i Fig. A1 er

$A_0 = a_0 \cdot b_0$	teoretisk oppleggsareal mellom element og opplegg
$A_1 = a_1 \cdot b_1$	effektivt oppleggsareal eller beregningsmessig belastningsflate for bestemmelse av oppleggstrykket. A_1's beliggenhet skal normalt forutsettes som vist på Fig. A1. For mellomlegg klart fiksert på tegningene regnes med den forutsatte plassering av A_1-flaten.
$A_2 = a_2 \cdot b_2$	fordelingsflate symmetrisk om A_1 beregnet som vist på Fig. A1.

A_0 og A_1 er lik for element og opplegg, mens A_2 kan bli forskjellig og betegnes A_{2e} for element og A_{2k} for opplegg.

Norsk Betongforening. Til personlig bruk.

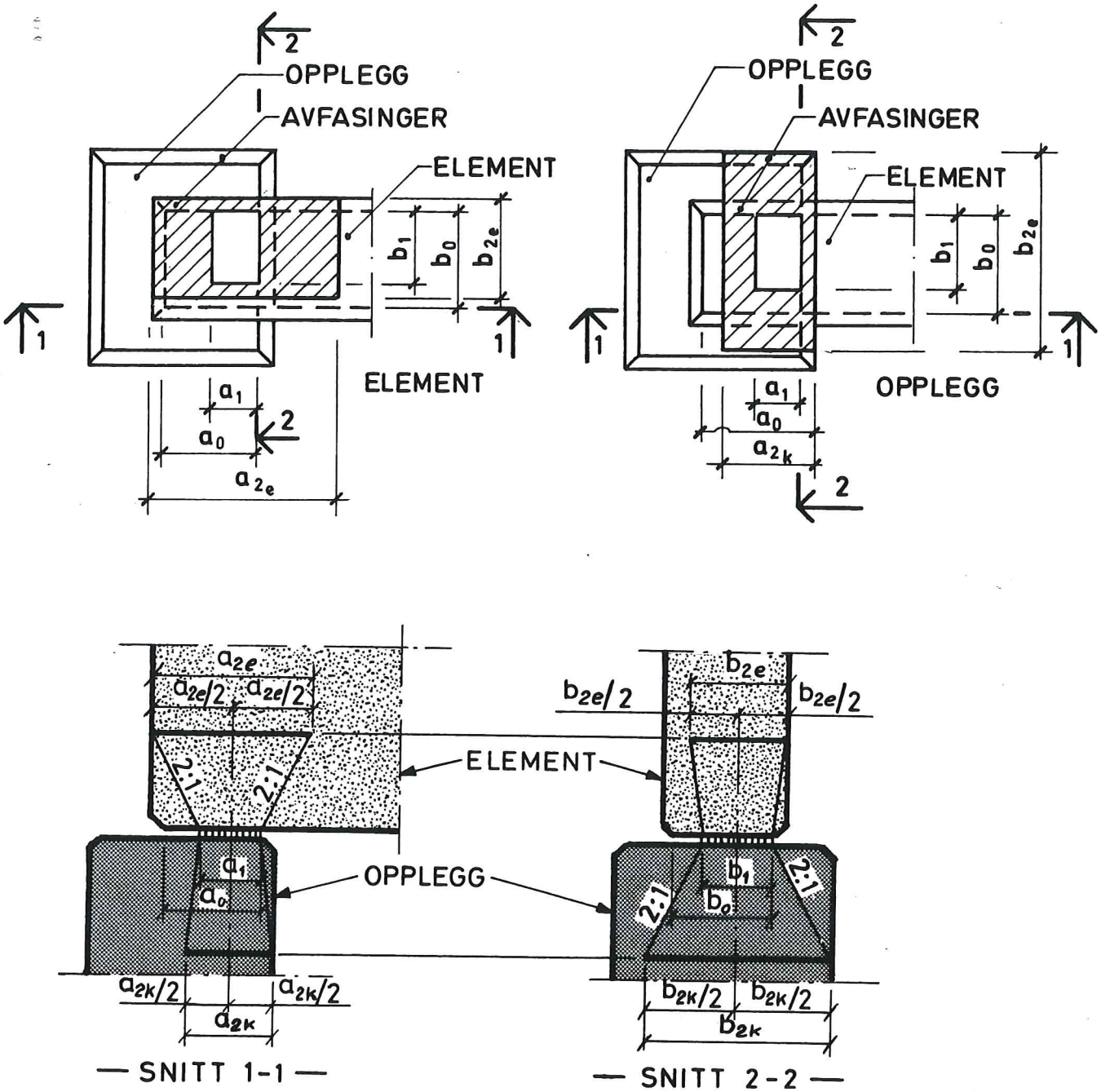


Fig. A1 Oppleggsflater

Som vist på Fig. A1 blir for

element $A_{2e} = a_{2e} \cdot b_{2e}$

opplegg $A_{2k} = a_{2k} \cdot b_{2k}$

Den lastoverførende flate A_1 vil være avhengig av oppleggstype og type mellomlegg som benyttes.

Norsk Betongforening. Til personlig bruk.

Følgende retningslinjer for beregning av A_1 kan gis når det ikke kan dokumenteres, f.eks. ved prøving, at andre flater (verdier) skal benyttes.

Plant opplegg (alle mål i mm)

a) Betong mot betong. Bør ikke benyttes når begge oppleggsflatene er forutsatt plane.

b) Betongoverflater med mellomlegg av papp. Bør bare benyttes ved små laster og deformasjoner.

$A_1 = a_1 \cdot b_1 = 40 \cdot 0{,}7\ b_o$

c) Betongoverflate med mellomlegg av syntetisk gummi (tykkelse c) som ikke dimensjoneres for bevegelse eller vinkelendring.

$A_1 = a_1 \cdot b_1 = (50 + 2c) \cdot 0{,}8\ b_o$

Det skal ikke regnes med større c enn 8 mm.

d) Betongoverflate med mellomlegg av syntetisk gummi (dimensjon $a_g \cdot b_g$) som dimensjoneres for trykk, bevegelse og vinkelendring.

$A_1 = a_1 \cdot b_1 = a_g \cdot b_g$

e) Betongoverflate med mellomlegg av trefiberplater.

$A_1 = a_1 \cdot b_1 = 50 \cdot 0{,}8\ b_o$

f) Innstøpte stålplater uten mellomlegg.

$A_1 = a_1 \cdot b_1 = (50 + 3t) \cdot 0{,}8\ b_o$

hvor t er tykkelsen av den tynneste av de innstøpte stålplatene.

g) Betongoverflater med oppleggsplater som innstøpes og forankres i betongen med tilhørende sentreringsanordninger av stål og som dimensjoneres slik at trykket fordeles på den trykkfordelende oppleggsflaten.

$A_1 = a_1 \cdot b_1 = (a + 3t) \cdot 0{,}8\ b_o$

hvor a er sentreringsanordningens dimensjon i elementets lengderetning.

Norsk Betongforening. Til personlig bruk.

Buet opplegg (alle mål i mm)

h) Betongoverflater uten mellomlegg hvor

$0,05h < f < 0,1h$

$A_1 = a_1 \cdot b_1 = 60 \cdot (b_o/3 + 100)$

h og f er som vist i Fig. A2

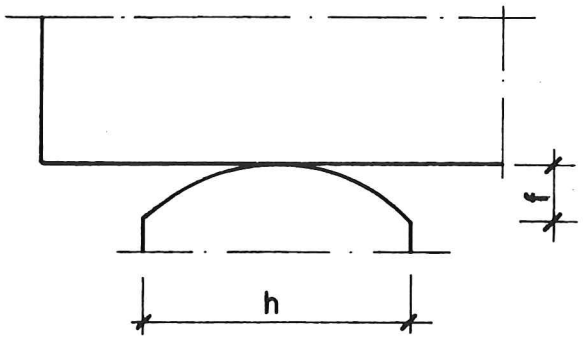


Fig. A2 Buet opplegg

Trykkraftkapasiteten for element eller opplegg regnes lik

$$F_d = A_1 \cdot f_c \cdot \sqrt[3]{A_2/A_1}$$

hvor f_c er elementets, respektivt oppleggets dimensjonerende betongtrykkfasthet hvor

$A_2/A_1 \leq 8.$

A1.3 Utnyttelse av armering

Hvor det ikke er gitt ytterligere begrensninger, bør armering med større konstruksjonsfasthet enn Ks 40 ikke utnyttes.

Norsk Betongforening. Til personlig bruk.

A2 DIMENSJONERING FOR SPALTESTREKK

A2.1 Bjelkeopplegg

Det skal innlegges strekkarmering for en kraft

$$P_\gamma = (0{,}25 \cdot N_\gamma + 0{,}5 \cdot H_\gamma) \geqq H_\gamma$$

Dersom armeringen ikke er sveiset direkte til oppleggsplaten, skal øverste lag armering dimensjoneres for $P_\gamma/2$. Fig. A3 viser anbefalt plassering av spaltestrekkarmeringen. Disse regler gjelder også når det benyttes elastisk eller deformerbart mellomlegg.

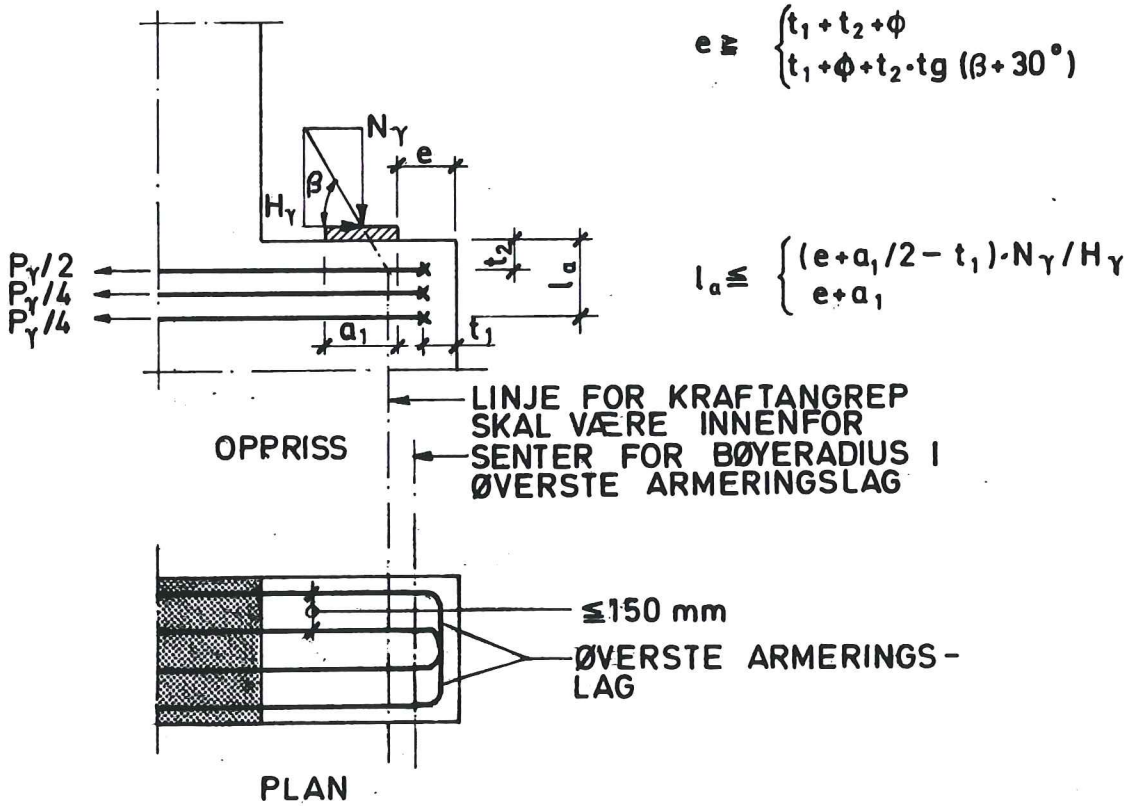


Fig. A3 Armeringsføring

Norsk Betongforening. Til personlig bruk.

Dersom øverste lag armering er sveiset til oppleggsplaten som vist i Fig. A4, og hvis oppleggsplaten opptar hele horisontalkraften, skal spaltestrekkraften P_γ settes lik:

$$P_\gamma = (0{,}25 \cdot N_\gamma + H_\gamma)$$

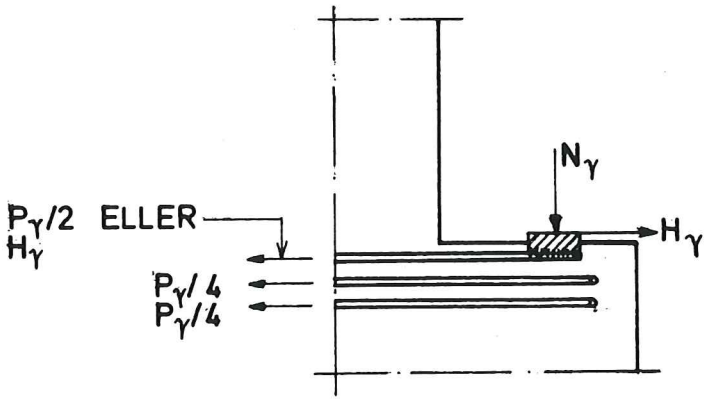


Fig. A4 Armering sveiset til oppleggsplate

Det øverste armeringslag dimensjoneres for den største av verdiene H_γ eller $P_\gamma/2$. Kravet til kantavstand e i Fig. A3 gjelder ikke.
Leddet $0{,}25 \cdot N_\gamma$ i formelen ovenfor er spaltestrekket. Dersom oppleggsplaten tilnærmet dekker hele betongflaten, kan denne platen dimensjoneres for å oppta spaltestrekket.

A2.2 Dimensjonering av søyletopp

Strekkpåkjenningen i søyletopp fra horisontal- og spaltestrekkrefter kan f.eks. opptas ved at øverste bøyler eller bøylesett dimensjoneres for hele strekkraften.

A3 DIMENSJONERING AV OPPLEGGSKONSOLLER

A3.1 Generelt

Konsoller skal dimensjoneres etter anerkjente prinsipper. En forenklet metode gis i det følgende.

Begrensninger, se Fig. A5:

$$a \leqq d \qquad h_1 \geqq h/2 \qquad H_\gamma \leqq N_\gamma$$

Norsk Betongforening. Til personlig bruk.

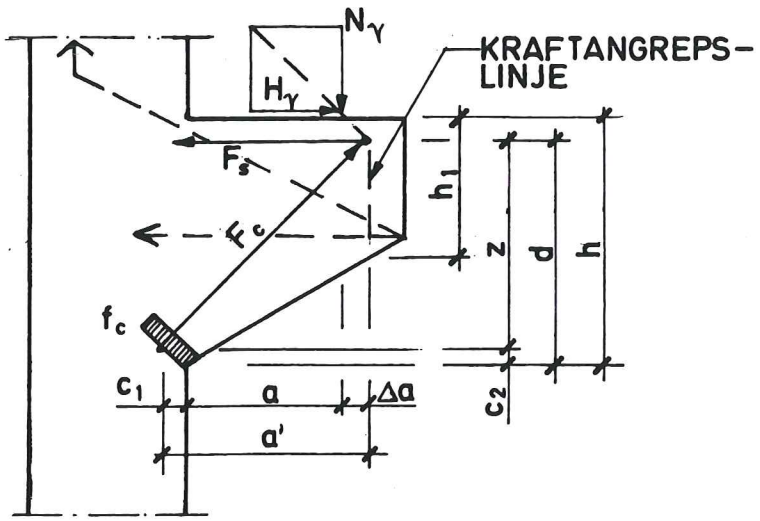


Fig. A5 Antatt kraftoverføring i konsoll

Stiplede linjer er angitte kraftangrepslinjer som en oppnår ved å benytte skråarmering. (Se også pkt. A4.)

De indre krefter i konsollen idealiseres til en strekkresultant F_s parallelt med konsollovertkanten og en diagonal trykkresultant F_c. Trykksonespenningen antas konstant lik f_c over konsollbredden.

Fra Fig. A5:

Geometri

$$\Delta a = (h - d) \cdot H_\gamma/N_\gamma$$

Trykksonens horisontalprojeksjon

$$2c_1 = N_\gamma/bf_c$$

$$a' = a + c_1 + \Delta a$$

Trykksonens vertikalprojeksjon

$$c_2 = c_1 \cdot a'/z$$

$$\cong c_1 \cdot a'/0,8d$$

Norsk Betongforening. Til personlig bruk.

Strekkarmering

Strekkraft

$F_S = N_\gamma \cdot a'/z + H_\gamma$

Nødvendig strekkarmering

$A_S = F_S/f_S$

Dessuten skal

$A_S \geqq N_\gamma/2f_S + H_\gamma/f_S$ og

$0{,}003bh \leqq A_S \leqq 0{,}015bd$

Strekkraften F_S kan opptas av bøyler og bøyde jern. Det må imidlertid påses at armeringen har nødvendig forankring utenfor skjæringspunktet mellom F_S og F_C.

Ved dimensjonering av A_S bør f_y ikke regnes større enn 400 MPa for a/d mindre enn 0,7.

I tillegg til armeringen A_S for strekkraften F_S skal konsollen gis en fordelt horisontal bøylearmering A_v over konsollens øvre 2/3 som minst skal være lik $A_S/4$

Langs konsollens forside og underside bør legges inn minimumsarmering gitt ved

$A_S' \geqq 0{,}002bh$

Norsk Betongforening. Til personlig bruk.

A3.2 Kontroll av skjærkraftkapasitet

Trykkbrudd

$$N \leqq 0{,}3\, f_c \cdot bd$$

Strekkbrudd, minste av følgende verdier

$$N_\gamma \leqq f_v \cdot (bd + 75 \cdot (A_s - H_\gamma / f_s)) \cdot 3d/a$$

$$N_\gamma \leqq 2 f_v bd \cdot 3d/a$$

A3.3 Kontroll av bruksgrensetilstanden

I tilfelle det er ønskelig å begrense riss i bruksgrensetilstanden kan følgende retningslinjer gis.

Spenningen i armeringen for opptagelse av F_s er i bruksgrensetilstanden tilnærmet gitt ved

$$\sigma_s = (N \cdot a/0{,}85d + 0{,}25N + H)/A_s$$

$$(d < 2a)$$

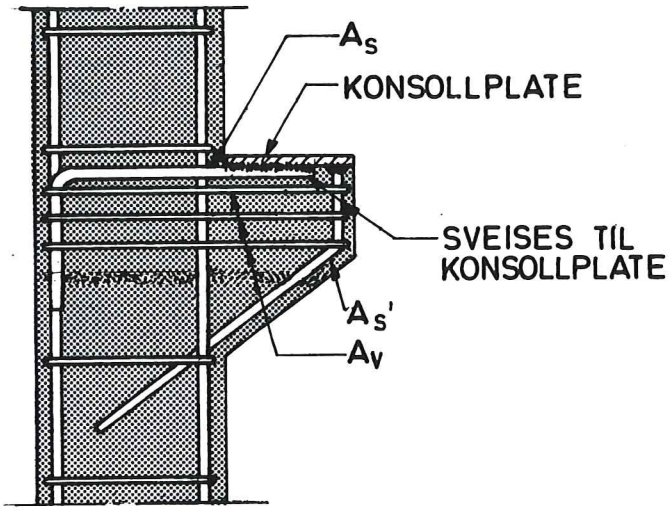
Vedrørende leddet "0,25 · N" i formelen for σ_s henvises til punkt. A2.1.

For $\sigma_s < 150$ N/mm^2 kan betongen antas å være praktisk talt rissfri

150 N/mm^2 $< \sigma_s <$ 200 N/mm^2 antas maks. rissvidde å ligge mellom 0,1 - 0,15 mm

Norsk Betongforening. Til personlig bruk.

A3.4 Anbefalte armeringsmetoder



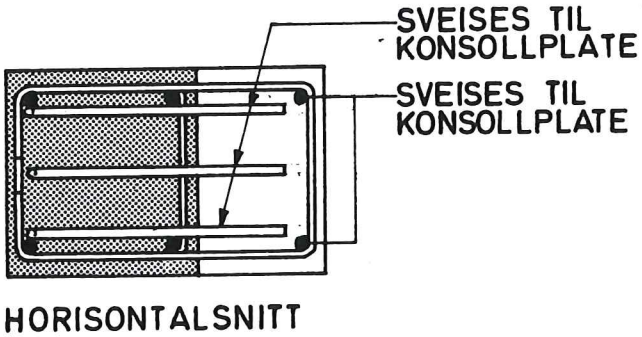
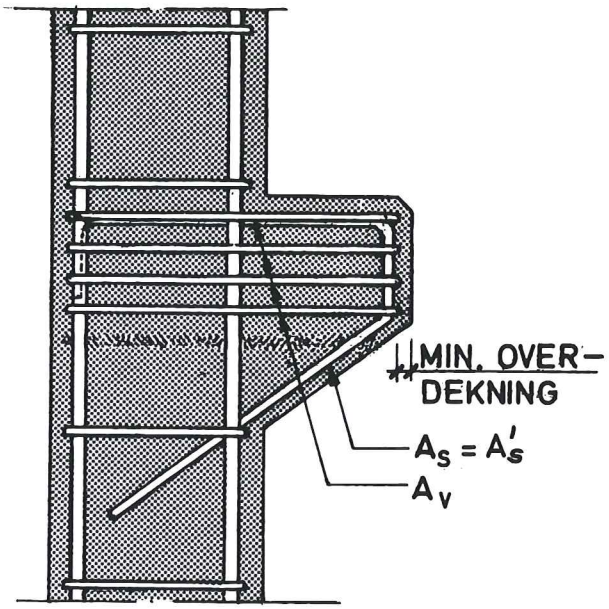
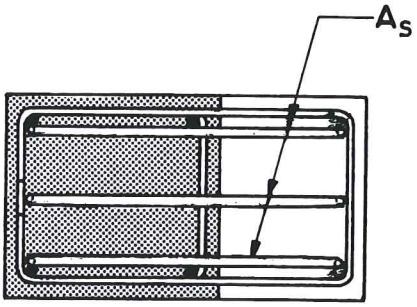


Fig. A6a

Norsk Betongforening. Til personlig bruk.



VERTIKALSNITT



$A_s \leq \phi 12$
ELLERS BRUK a)

HORISONTALSNITT

Fig. A6b

Norsk Betongforening. Til personlig bruk.

A4 DIMENSJONERING AV INNSKUTTE KONSOLLER ELLER BJELKER MED STORE INNHAKK VED OPPLEGG

A4.1 Generelt

Dimensjonering av innskutte konsoller eller bjelker med innhakk (oppleggsnese) skiller en statisk fra en konsoll ved at trykkdiagonalen F_{c2} ikke er direkte understøttet, men får oppheng i den mindre stive bøylearmeringen F_{s2}. Det kan derfor antas at en idealisering med tilnærmede rette betongtrykkdiagonaler og tilsvarende små strekkspenninger i betongen i selve oppleggsnesen har begrenset gyldighet. Metoden som er angitt gjelder bare for $a/d_1 \leq 1{,}0$.

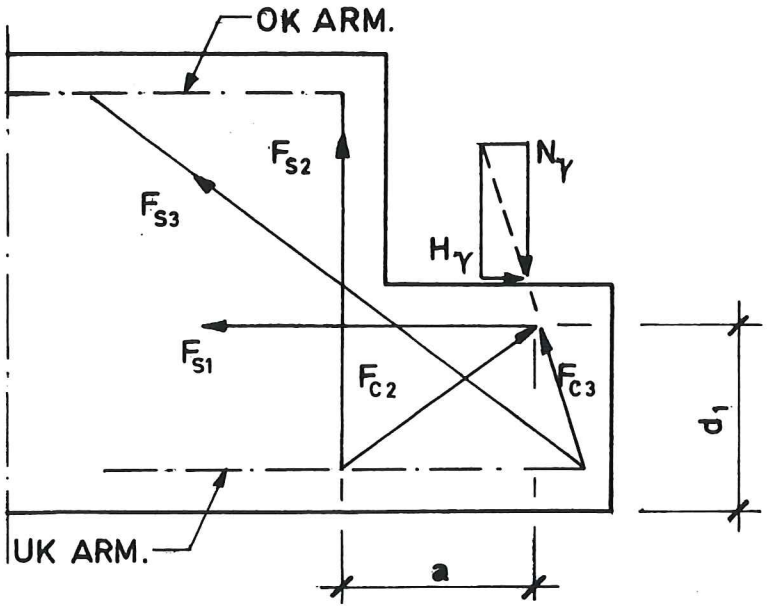


Fig. A7 Antatt bærevirkning

Norsk Betongforening. Til personlig bruk.

Som vist på Fig. A7 er det to mulige bærevirkninger.

a) Skrå trykkdiagonal F_{c2} som opptas av bøylearmeringen F_{s2} og/eller

b) Nær vertikal betongtrykkresultant F_{c3} som opptas av skråarmeringen F_{s3}

I begge tilfeller må horisontalkomponenten F_{s1} opptas.

Det antas at betongtrykkdiagonalen F_{c2} er dominerende ved små utstikk av a/d_1. Sløyfing av skråarmering (for F_{s3}) og armering av oppleggsnesen ved horisontale bøyler (for F_{s1}) som for vanlige konsoller kan derfor bare anbefales for korte utstikk og relativt lave påkjenninger
(f.eks. $a/d_1 < 0,5$ og $N_\gamma < 0,1\ f_c\ bd_1$).

Ved utstikk $0,5 < a/d_1 < 1$ anbefales å legge inn både skråarmering (for F_{s3}) og vertikale opphengingsbøyler (for F_{s2}) slik at de hver opptar like stor vertikal komponent. På grunn av usikkerhet i kraftfordelingen og for å redusere riss, anbefales det dimensjonert med en spenning 0,7 til 0,8 $\cdot$ f_s.

Norsk Betongforening. Til personlig bruk.

A4.2 Dimensjonering av hovedarmering

Hovedarmeringen for innfesting av oppleggsnesen bestemmes f.eks. som vist i Fig. A8 ved vertikal likevekt og momentlikevekt om punkt P_3.

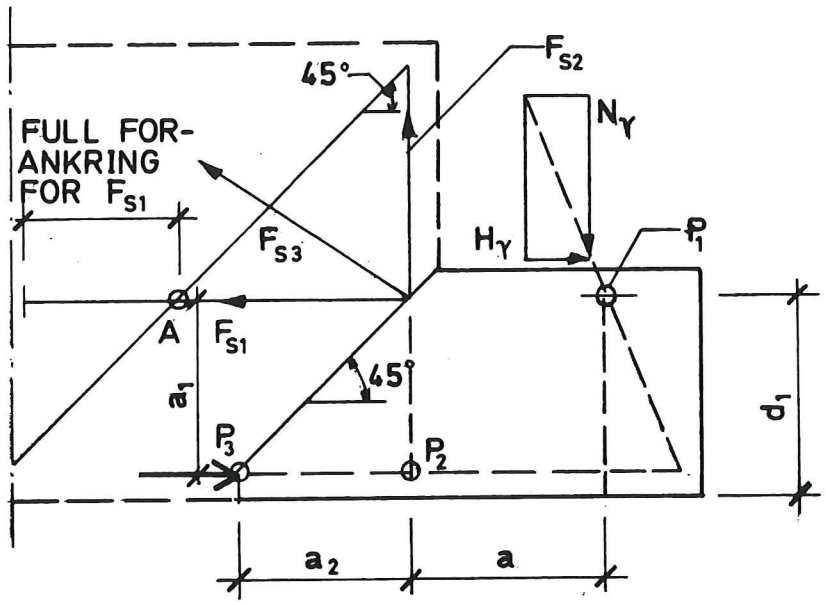


Fig. A8 Bestemmelse av hovedarmeringen

A4.3 Armeringsregler

Strekkarmeringen må forankres for sin fulle kraft F_{s1} utenfor punkt P_1. Dette oppnås vanligvis ved å utføre armeringen som horisontal sløyfe eller ved f.eks. å sveise den til en oppleggsplate. I den andre ende bør armeringen for kraften F_{s1} føres til forankring innenfor en 45^o skrålinje som vist i Fig. A8 (punkt A).

Norsk Betongforening. Til personlig bruk.

Som vertikal opphengsarmering (for F_{s2}) medregnes bare den armering som ligger innenfor en avstand $d_1/2$ fra spranget mellom nese og bjelke (konsoll). Opphengingsarmeringen må ha full forankring. Dette oppnås best ved bruk av vertikale bøyler med moderat diameter.

Den skrå opphengingsarmeringen (for F_{s3}) kan utføres med bøyler eller som sløyfer hvor endene føres til forankring rundt den horisontale armering. Skråarmeringen legges så nær det innvendige hjørne som mulig. Om mulig vil en avfasing av hjørnet kunne føre til en gunstigere føring av skråarmeringen. Den øvrige armering bør kontrolleres slik at forankringskraften fra den skrå opphengingsarmeringen kan føres videre.

Oppleggsnesen bør gis en armering som angitt under pkt. A3.4.

A5 DIMENSJONERING AV BJELKER MED EN NEDRE FLENS SOM OVERFØRER OPPLEGGSKREFTER TIL STEGET

A5.1 Generelt

Krefter skal opptas av lukkede bøyler eller bøyler og skråjern. I den utstrekning som det er mulig, bør reglene i pkt. A4 benyttes. Ved større konsentrerte laster skal:

$e \geq 2t_1 + Ø$

som angitt i Fig. A9 og Fig. A10.

Konsentrerte oppleggskrefter regnes å fordele seg i bjelkens lengderedning fra OK flens til UK flens etter 45^o skrålinje.

A5.2 Ikke torsjonspåkjent tverrsnitt

Tverrsnitt som ikke er påkjent i torsjon skal ha bøylearmering i steget som kan oppta hele vertikalkomponenten av oppleggskreftene. Fig. A9 viser et eksempel på armering av et slikt tverrsnitt. Armeringen dimensjoneres for krefter og kraftretninger som vist i figuren.

Norsk Betongforening. Til personlig bruk.

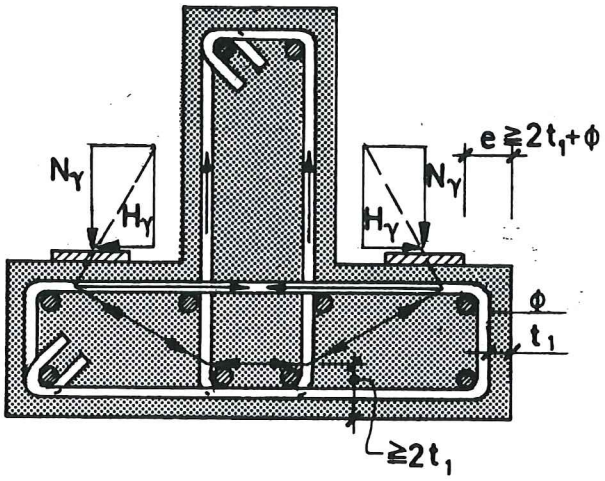


Fig. A9 Ikke torsjonspåkjent tverrsnitt

A5.3 Torsjonspåkjent tverrsnitt

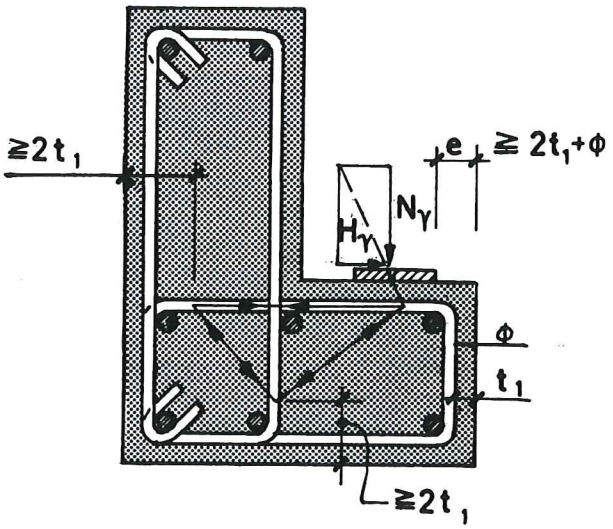


Fig. A10 Torsjonspåkjent tverrsnitt

Norsk Betongforening. Til personlig bruk.

I tillegg til skjær- og strekkarmering bestemt i henhold til kraftretninger vist i Fig. A10 skal konstruksjonen ha torsjonsarmering med kapasitet til å oppta hele torsjonsmomentet, og utspringet må også dimensjoneres for spaltestrekk, kfr. pkt. A2.

Ved punktlaster bør det armeres ekstra under lastene, med horisontale bøyler og/eller skrå-armering.

A6 SØYLEFOT - SØYLESKJØT

A6.1 Generelt

En søyle kan være leddet, leddet med montasje-innspenning eller innspent. De krefter som skjøten må dimensjoneres for er avhengig av hvilken utførelse som velges.

De tre vanlige utførelser er hylsefundament, bolteskjøt og limskjøt.

A6.2 Hylsefundament

A6.2.1 Virkemåte

I prinsippet innspennes søylen til fundamentet ved at søylens moment og skjærkraft overføres til hylsen, dels ved et horisontalt kraftpar i hylsens topp og bunn, dels ved vertikale skjærkrefter langs søylens sideflater. Hylsen overfører så ved vanlig måte moment og skjærkraft til fundamentet ved hjelp av vertikalarmering. Fugen under søylen og mellom søyle og hylse utstøpes med svinnfri mørtel.

A6.2.2 Dimensjonering

Som ett eksempel på dimensjoneringsmetode henvises til NBVF,s Faghefte nr. 1.

Norsk Betongforening. Til personlig bruk.

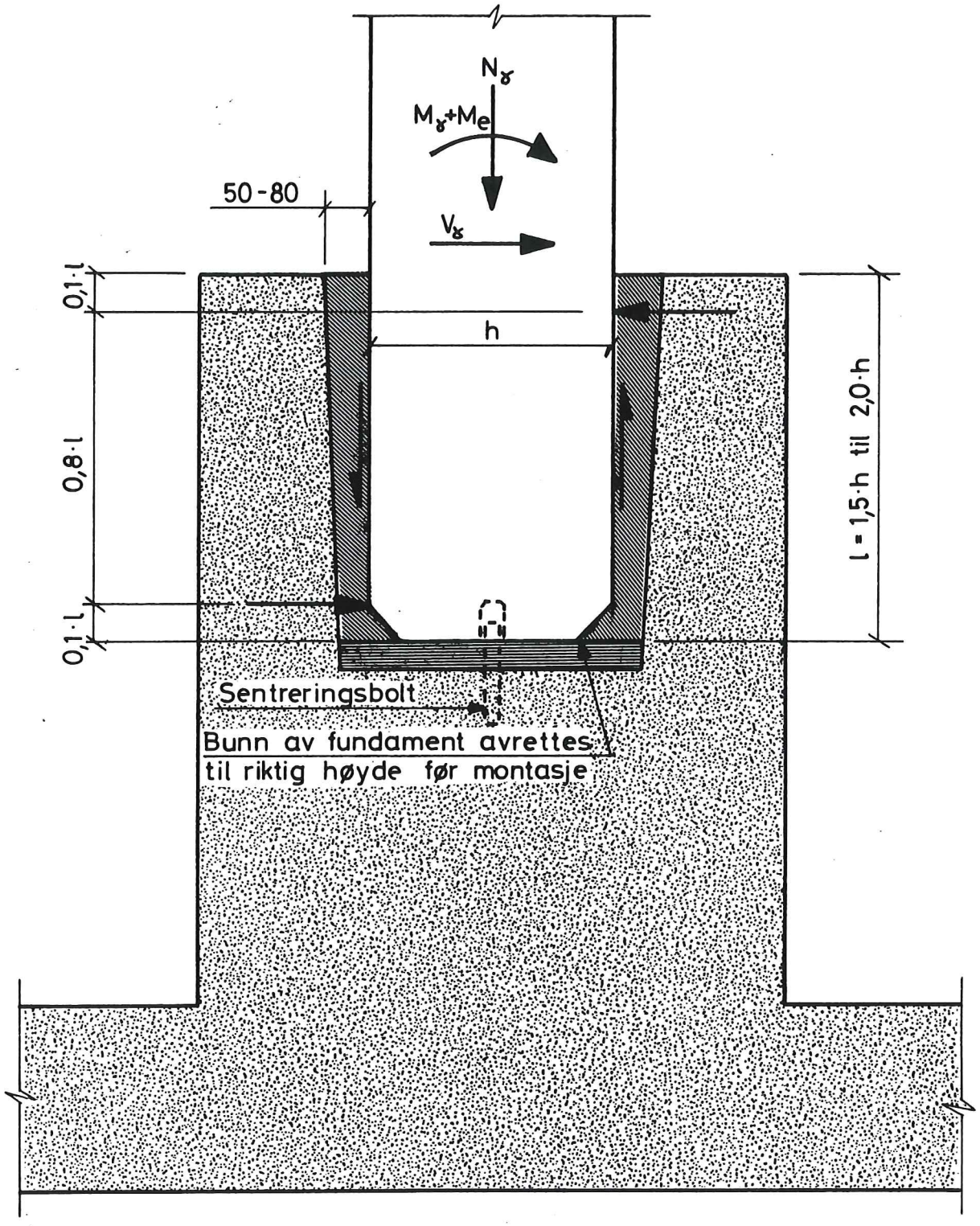


Fig. A11 Hylsefundament

Norsk Betongforening. Til personlig bruk.

A6.3 Boltinnspente søyler

A6.3.1 Virkemåte

Søylen innspennes i prinsippet til fundamentet eller skjøtes til underliggende søyle ved at søylens hovedarmering forankres til en stålfot som støpes inn i søylen. Stålfoten forankres igjen til fundamentet eller underliggende søyle ved montasjen, via bolter som er innstøpt og forankret til underlaget. Fugen under søylen utstøpes med svinnfri mørtel etter at søylen er montert og før videre pålastning.

A6.3.2 Dimensjonering

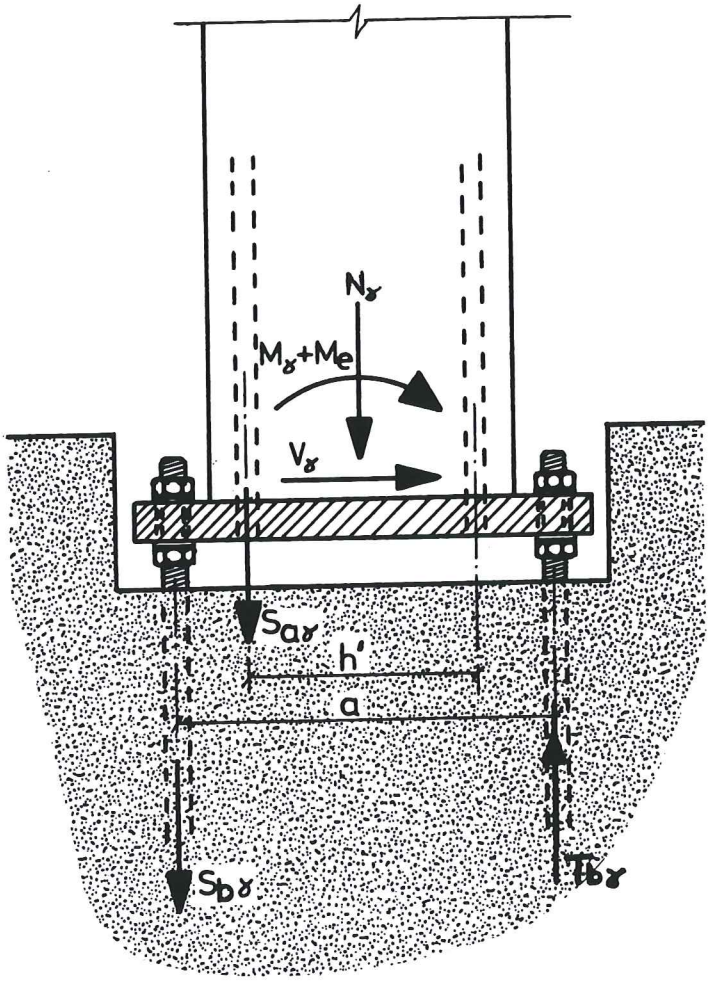


Fig. A12 Boltinnspent søyle

Norsk Betongforening. Til personlig bruk.

Armering:

$$S_{a\gamma} = -\frac{N_\gamma}{2} + \frac{M_\gamma + M_e}{h'}$$

Bolter:

$$S_{b\gamma} = -\frac{N_\gamma}{2} + \frac{M_\gamma + M_e}{a}$$

Dersom fotplaten ikke er understøpt med svinnfri mørtel, må boltene også dimensjoneres for trykk.

$$T_{b\gamma} = -\frac{N_\gamma}{2} - \frac{M_\gamma + M_e}{a}$$

For ståldelene benyttes samme materialfaktor som for betong.

Følgende kontrolleres:

a) Fundament, søyle og mørtelfuge for partielt flatetrykk.

b) Forbindelser stålfot/hovedarmering.

c) Bolter og forankring.

d) Stålfot dimensjoneres for moment og skjærkraft.

e) Opptak av horisontalkrefter.

Norsk Betongforening. Til personlig bruk.

A6.4 Limskjøt

A6.4.1 Virkemåte

Søylen innspennes til fundamentet, eller skjøtes til underliggende søyle ved at utstikkende armering heftforankres til underliggende konstruksjon ved hjelp av lim.

Dersom byggets stabilitet i endelig tilstand er avhengig av søyleinnspenning, bør limskjøt unngås.

Fugen mellom elementene fylles normalt med samme lim.

Skjøten betraktes som en omfaringsskjøt med forankringslengde etter NS 3473 pkt. 8.5. Imidlertid vil en del limtypers høye heftfasthet muliggjøre kortere forankringslengder.

A6.2.2 Dimensjonering

Følgende kontrolleres:

a) Fundament, søyle og limfuge for partielt flatetrykk.

b) Heftspenning mellom armering og lim.

c) Heftspenning mellom korrugert rør og betong eventuelt mellom limpropp og betong.

d) Forankring av armering i underliggende konstruksjon.

e) Bøyler dimensjoneres i henhold til NS 3473, pkt. 8.5.3.

f) Opptak av horisontalkrefter.

Norsk Betongforening. Til personlig bruk.

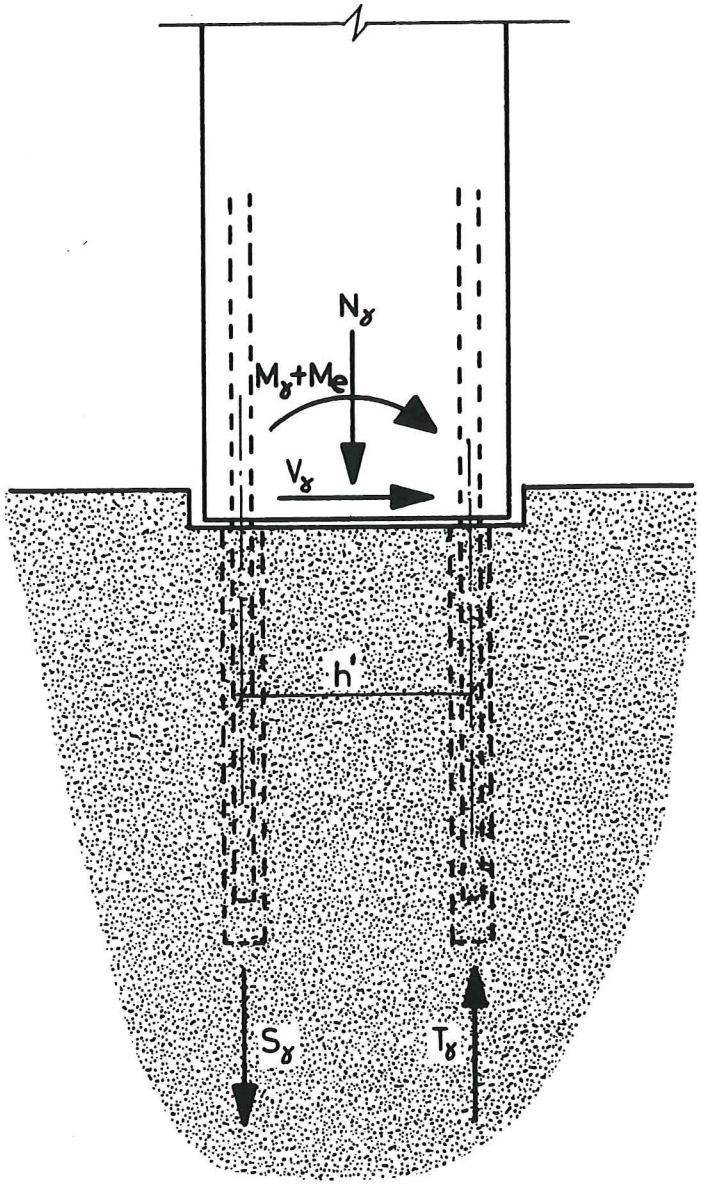


Fig. A14 Limskjøt

$$S_\gamma = -\frac{N_\gamma}{2} + \frac{M_\gamma + M_e}{h'}$$

T_γ vil overføres som trykk i lmifugen direkte uten å gå via den utstikkende armeringen.

Norsk Betongforening. Til personlig bruk.

A6.4.3 Utførelse

For momentstive forbindelser anbefales hull med korrugerte rør. Borete, glatte hull bør unngås dersom det ikke kan dokumenteres at de gir tilstrekkelig heft. Hullets diameter bør være ca. 20 mm større enn den utstikkende armerings nominelle diameter. Hullene skal være absolutt rene. Ved innspente søyler skal utførelsen dokumenteres nøye dersom fundamenttemperaturen er under 0 °C. Videre skal limprodusentens anvisninger følges nøye.

Kilder

Thorenfeldt, E: Konsoller i betongkonstruksjoner. Betongkonstruksjoner, dimensjonering for skjærkraft. Kursdagene ved NTH 1978. Kompendium utgitt av NIF og NTH.

Vinje, L: Betongkonsoller. Betongprodukter nr. 4, desember 1977.

Statens Betongkommitté:

Bestämmelser för betongkonstruksjoner. Monteringsfärdiga byggnadselement av betong. B11 1975.

Norges Betongvarefabrikers Forbund:

Faghefte nr. 1, desember 1979.

Norsk Betongforening. Til personlig bruk.

BILAG B: KRYPNING OG SVINN

B1 KRYPNING

Betongens krypningsegenskaper avhenger først og fremst av fuktigheten i den omgivende luft, bygningsdelens dimensjoner og betongens sammensetning. Forøvrig har lastens størrelse og varighet samt betongens herdningsalder når lasten påføres, stor betydning.

Ved beregning innføres kryptallet φ_t som et mål for deformasjonsøknigen p.g.a. krypning. Kryptøyningen ved konstant spenning blir

$$\varepsilon_{cc} = \frac{\sigma_c}{E_c} \varphi_t$$

Av praktiske grunner er tøyningen uttrykt ved elastisitetsmodulen E_c svarende til 28 døgns fasthet (normverdi), også ved avvikende pålastingsalder og -fasthet. Det tidsavhengige kryptall φ_t er bestemt på grunnlag av dette.

Kryptøyningen ε_{cc} kan som en tilstrekkelig nøyaktig tilnærmelse tenkes sammensatt av følgende to andeler: En forsinket (visko-) elastisk tøyning ε_{cv} og en plastisk (flyte-) tøyning ε_{cf}

Tilsvarende består kryptallet av andelene φ_v og φ_f

$$\varphi_t = \varphi_v + \varphi_f$$
$$= 0{,}4 \cdot \kappa_{v(t-a)} + \varphi_{fo} \cdot (\kappa_{ft} - \kappa_{fa})$$

Norsk Betongforening. Til personlig bruk.

hvor	κ_v	koeffisient for tidsforløp av den forsinkede elastiske tøyning (Fig. B1)
	κ_f	koeffisient for tidsforløp av flytetøyningen (Fig. B2)
	φ_{fo}	normert kryptall for flyteandelen (Tabell B1)
	t	betongens effektive alder ved det undersøkte tidspunkt
	a	betongens effektive alder når vedkommende spenning påføres
	t-a	effektiv belastningstid

Betongens effektive alder bestemmes som angitt i avsnitt B3.

Den forsinkede elastiske tøyning, med antatt sluttverdi $\varphi_v = 0{,}4$ skjer vesentlig raskere enn flyteandelen, og for spenningstilstander med varighet minst 3 mnd. kan koeffisienten κ_v settes lik 1.

Oppdelingen av kryptallet i de to andelene gjør det lettere og mer oversiktig å ta hensyn til de parametre som påvirker krypningen. Dersom betongspenningene fra langtidslast varierer sterkt, kan belastningshistorien deles inn i tidsintervall, hvor det innen hvert kan regnes konstant spenning. Den ønskede tilstand fås ved superposisjon av alle disse deltilstander.

Krypningsandelen φ_v (forsinket elastisk) er reversibel og kan tilnærmet regnes uavhengig av klima og betongalder. Flyteandelen φ_f som er irreversibel, påvirkes av begge disse faktorer.

Norsk Betongforening. Til personlig bruk.

B2 SVINN

Betongens svinn avhenger vesentlig av uttørringen, på samme måte som en andel av krypningen. Svinntøyningen fra tidspunkt a til t kan uttrykkes ved

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cso} \cdot (\kappa_{st} - \kappa_{sa})$$

hvor κ_s koeffisient for svinnets tidsforløp (Fig. B3)

ε_{cso} grunnverdi for svinn (Tabell B1)

Ved beregning av svinnkrefter kan det antas at krypningen har samme tidsforløp som svinnet.

B3 TALLVERDIER

For å kunne ta hensyn til de viktigste parametre for betongens deformasjonsegenskaper innføres det "effektiv betongtykkelse" og "effektiv betongalder". Begge avviker normalt fra de faktiske verdier og blir derfor beregningsmessige hjelpestørrelser.

Effektiv tykkelse er

$$h_e = k_h \cdot \frac{2A_c}{U}$$

hvor k_h klimaavhengig koeffisient (Tabell B1)

A_c betongtverrsnittets areal

U omkrets av overflate som utsettes for uttørring (ved kassetverrsnitt bør medregnes halvparten av indre krets).

Norsk Betongforening. Til personlig bruk.

Effektiv betongalder (døgn) er

$$t = k_c \cdot \Sigma \frac{T^o + 10^o}{30^o} \Delta t$$

hvor k_c koeffisient avhengig av sementens herdningshastighet. For PC300 kan regnes $k_c = 1$, for PC375 regnes $k_c = 2$

Δt antall døgn med midlere betongtemperatur T^oC (minusgrader medtas ikke).

Ovenstående verdier for k_c gjelder for betongens krypning. For svinn regnes alltid $k_c = 1$, uavhengig av sementtype.

Tallverdier for krypning og svinn er gitt i Tabell B1 og på Fig. B1, B2 og B3. Tøyninger regnes positive som forlengelse, og ε_{cs} blir defor negativ.

Tabell B1 Verdier for normert kryptall φ_{fo}, grunnverdi for svinn ε_{cso} og koeffisient k_h i lign. pkt. B3

Konstruksjonenes omgivelser	Rel. luft-fuktighet	φ_{fo} x)	$10^3 \cdot \varepsilon_{cso}$ x)	k_h
I vann		0,8	+ 0,10	30
I svært fuktig klima (direkte over vann)	90 %	1,3	- 0,10	5
Utendørs forøvrig	70 %	2,0	- 0,25	1,5
Tørr atmosfære (tørre rom innendørs)	40 %	3,0	- 0,40	1

x) Verdiene gjelder for relativt stiv betong (stiv plastisk til plastisk), egnet for vibrering. For stiv til meget stiv betong kan verdiene reduseres med 25 %, og for tungt flytende betong økes med 25 %.

Norsk Betongforening. Til personlig bruk.

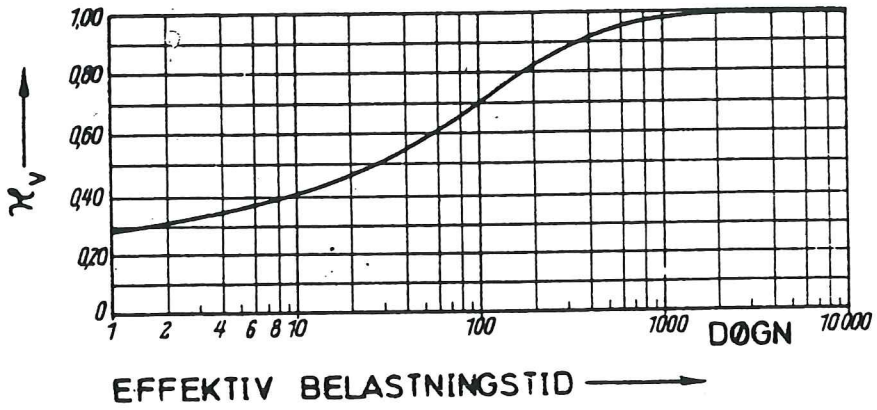


Fig. B1 Koeffisient $\varkappa_v$ for tidsforløp av forsinket elastisk deformasjon (ε_{cv})

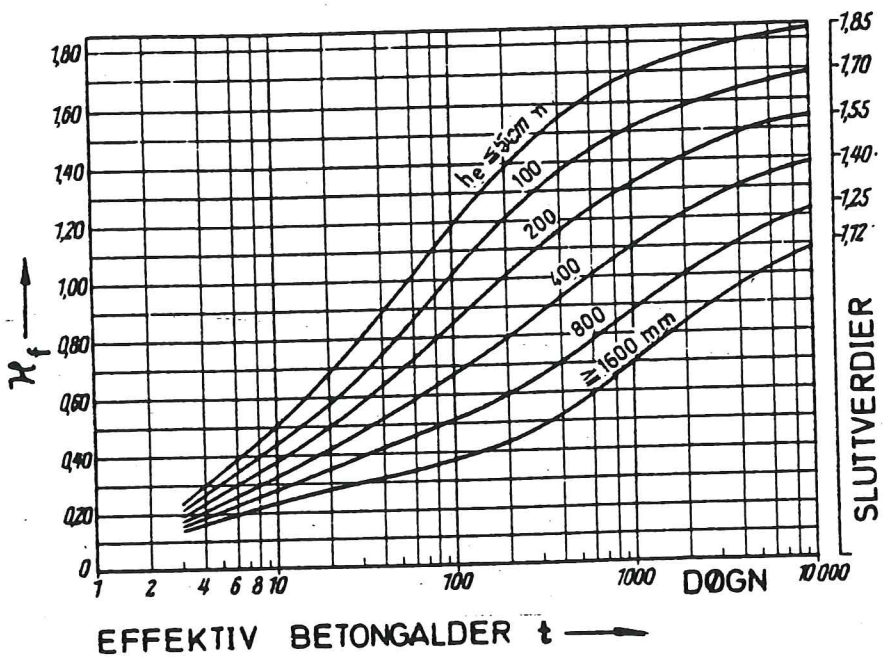


Fig. B2 Koeffisient $\varkappa_f$ for flytningsandel (ε_{cf}) h_e lik effektiv tykkelse ifølge pkt. B3.

Norsk Betongforening. Til personlig bruk.

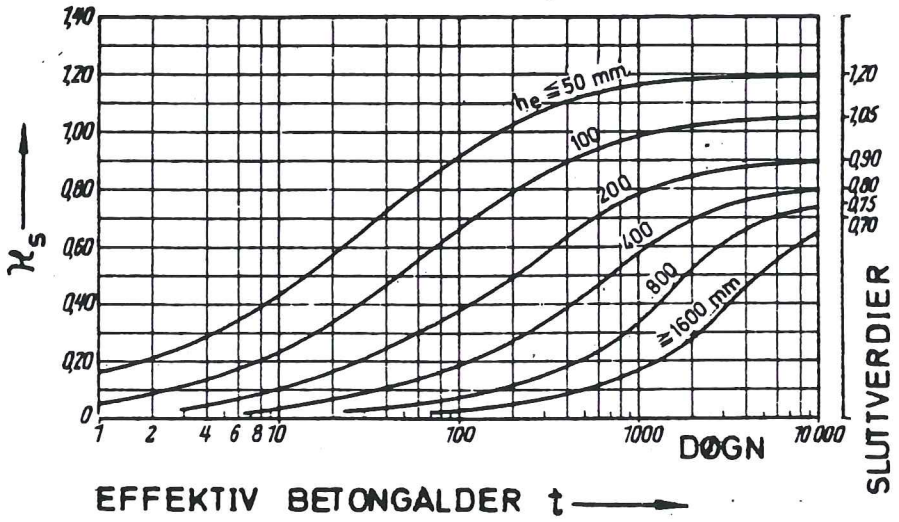


Fig. B3 Koeffisient $\varkappa_s$ for tidsforløp av betongens svinn h_e lik effektiv tykkelse ifølge pkt. B3.

Kilde

Norsk Betongforenings Brokomite:

Dimensjonering av spennbetong. Dimensjoneringsprosedyre for strengbetongbjelker. Norsk Betongforenings Publikasjon nr. 1, 1974.

Norsk Betongforening. Til personlig bruk.

BILAG C: SAMVIRKEKONSTRUKSJONER

C1 GENERELT

I det følgende er angitt en metode for dimensjonering av kontaktflaten i samvirkekonstruksjoner. Metoden forutsetter konstruksjoner hvor det støpes betong mot prefabrikerte betonglementer, men kan også benyttes for andre sammenføyninger.

Metoden er forenklet, og kan benyttes dersom ikke nøyaktigere metode forefinnes. Det er ikke tatt hensyn til at en fuges effektive kontaktflate-bredde vil være forskjellig ved varierende påkjenninger av horisontal skjærkraft i fugen.

Følgende faktorer vil ha innflytelse på kontaktflatens evne til å overføre horisontal skjærkraft:

Dynamiske laster, utmatning, herdeforhold, fuktighet, vibrasjonsteknikk og utførelser.

C2 BEREGNING AV HORISONTAL SKJÆRKRAFT

Ytre laster:

$$H_\gamma = V_\gamma$$

hvor H_γ horisontal skjærkraft

V_γ skjærkraft p.g.a. ytre laster og egenvekter

Norsk Betongforening. Til personlig bruk.

Svinn og kryp:

$$\tau_{h\varepsilon} = \frac{\Delta\varepsilon \cdot E_{cp} \cdot A_{cp}}{l \cdot b_f}$$

hvor

$\tau_{h\varepsilon}$ horisontal skjærspenning i kontaktflaten

E_{cp} påstøpens elastisitetsmodul

A_{cp} areal av påstøpen = $b_e \cdot t$

b_e effektiv bredde av påstøp. Se pkt. C5

t påstøpens tykkelse. Se pkt. C5

l lengden som er utsatt for en differanse i svinn- og kryptøyning

b_f kontaktflatens bredde i henhold til pkt. C5

$\Delta\varepsilon$ differanse i svinn- og kryptøyning mellom påstøp og element

Svinn- og kryptøyning betstemmes i henhold til Bilag B.

$$H_\varepsilon = \tau_{h\varepsilon} \cdot z \cdot b_f$$

hvor H_ε horisontal skjærkraft forårsaket av differanser i svinn- og kryptøyninger

z tverrsnittets indre momentarm. Ved beregning av z kan trykksonens bredde tilnærmet settes lik b_f. Se også pkt. C5.

Norsk Betongforening. Til personlig bruk.

Sammendrag

$$H_{\gamma t} = H_{\gamma} + H_{\varepsilon}$$

hvor $H_{\gamma t}$ total dimensjonerende horisontal skjærkraft

H_{γ} og H_{ε} settes inn i formelen med fortegn. Det kan være nødvendig å kombinere H_{γ} og H_{ε} for forskjellig lasttilfeller på forskjellige tidspunkt for å finne frem til kritisk $H_{\gamma t}$

C3 BEGRENSNING AV HORISONTAL SKJÆRKRAFT

$$H_d = \beta \cdot f_v \cdot b_f \cdot z + f_s \cdot (0{,}8 + 0{,}3 \cdot \cos\alpha) \cdot A_s \cdot z \geq H_{\gamma t}$$

hvor H_d kapasitet for horisontal skjærkraft

f_v den laveste verdi av dimensjonerende skjærfasthet for betongen i element eller påstøp

f_s stålets dimensjonerende strekkfasthet

α skjøtarmeringens vinkel med kontaktflaten i et plan vinkelrett på kontaktflaten og parallelt med kraftretningen. Skjøtarmeringens helning i forhold til kraftretningen må være slik at kraften dekomponert gir strekk i armeringen og trykk på kontaktflaten. Dersom armeringen heller motsatt vei skal det i formelen benyttes den av vinklene som er større enn 90°.

Norsk Betongforening. Til personlig bruk.

A_s areal av armering som krysser kontaktflaten i mm^2/mm, med $\alpha \geq 15^o$. Armeringen som medregnes må ha full bruddforankring både over og under kontaktflaten. Dersom dette ikke lar seg gjøre, må armeringens dimensjonerende strekkfasthet reduseres tilsvarende.

β koeffisient, se Tabell C1.

Tabell C1 Koeffisient

Kontaktflaten	β	
Beliggenhet / Beskaffenhet	i trykksonen	i strekksonen
Glatt eller ikke rengjort	1,0	0,5
Ru og rengjort	3,5	2,0
Fortannet i henhold til Fig. C7	4,5	2,5

Dersom det eksisterer et trykk vinkelrett på kontaktflaten kan kapasiteten for horisontal skjærkraft økes med 30 % av normaltrykket.

C4 UARMERT FUGE

Ved ru eller fortannet kontaktflate kan fugearmeringen sløyfes dersom:

- det ikke er strekk vinkelrett på kontaktflaten.
- nyttelasten er overveiende statisk og noenlunde jevnt fordelt.
- konstruksjonens bæreevne ikke reduseres med mer enn 20 % hvis en ser bort fra samvirke mellom element og påstøp.

Norsk Betongforening. Til personlig bruk.

C5 GEOMETRISKE STØRRELSER

Kontaktflaten kan bare medregnes i den utstrekning det ikke er strekk vinkelrett på kontaktflaten.

Eksempler på fastsetteelse av b_e og b_f:

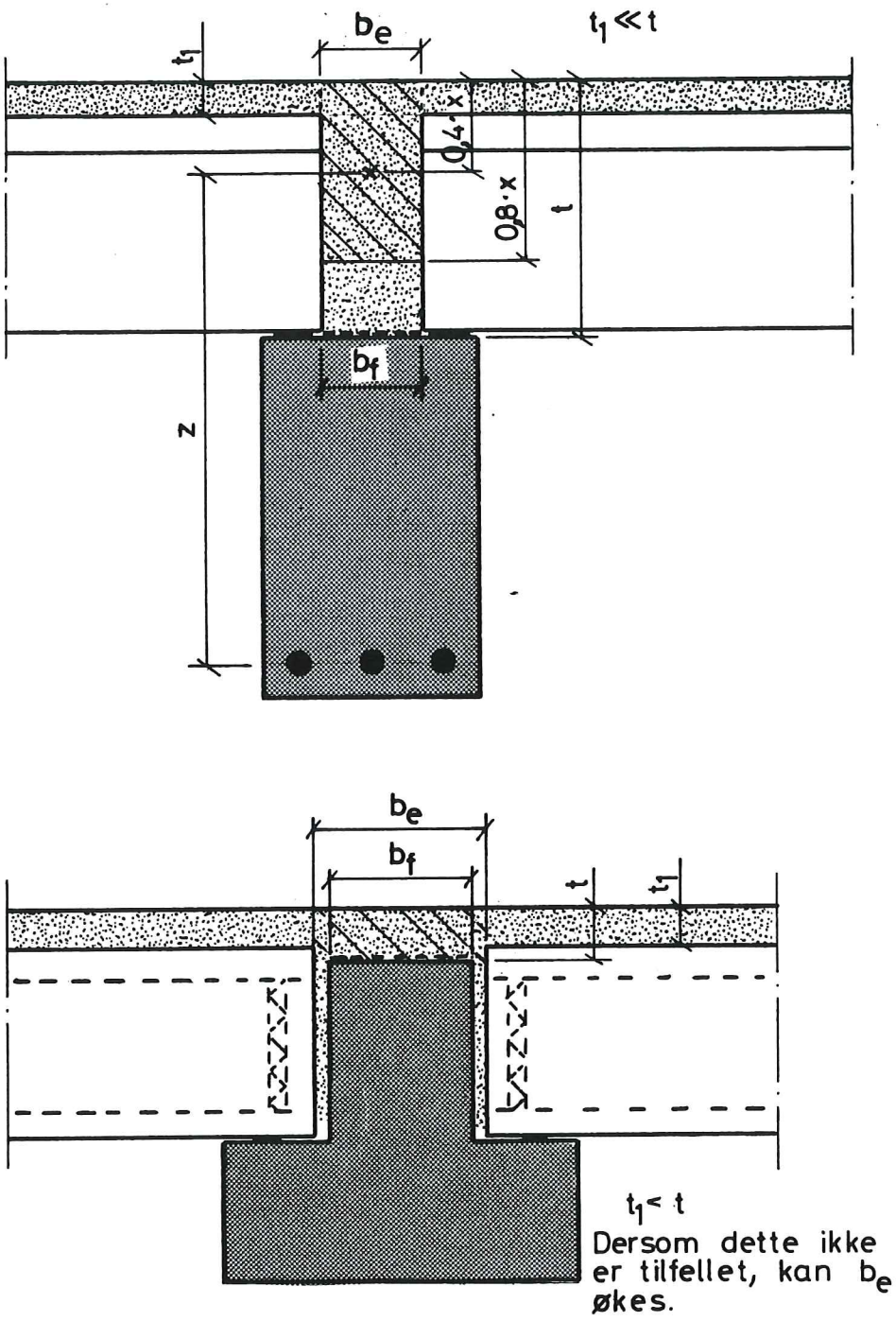


Fig. C1 Påstøp på oppleggsbjelke

Norsk Betongforening. Til personlig bruk.

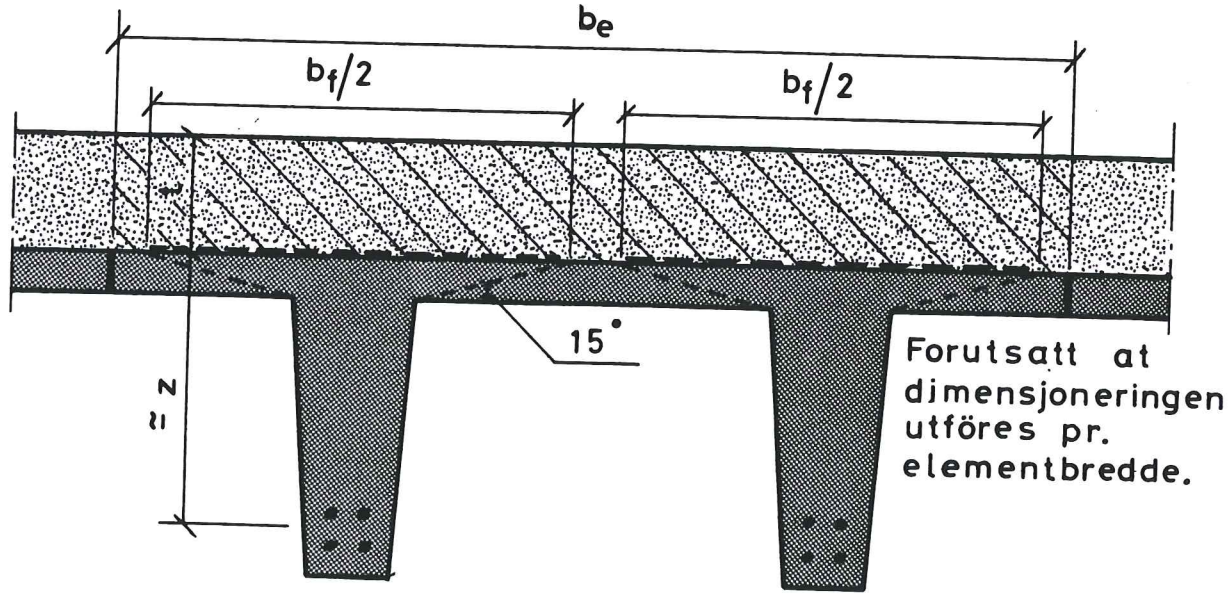


Fig. C2 Påstøp på DT-element

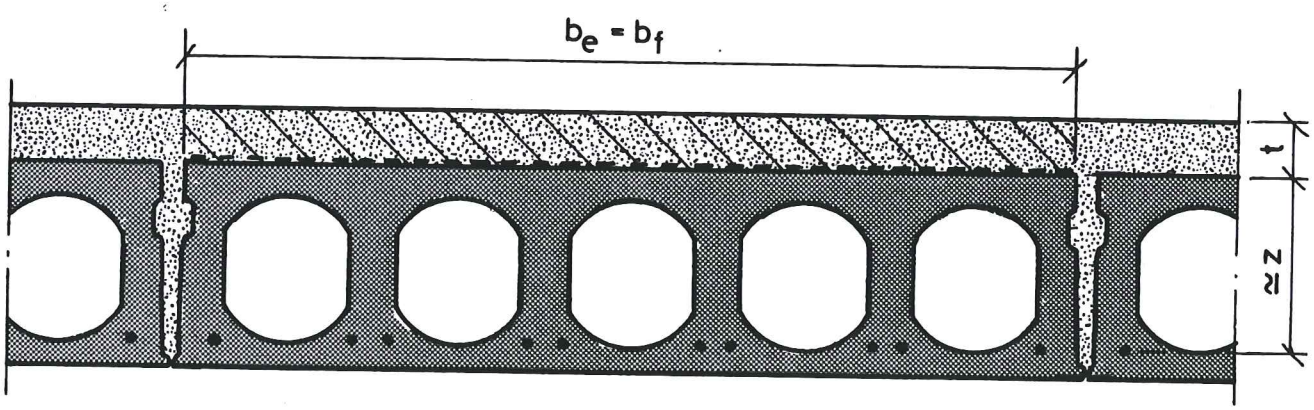


Fig. C3 Påstøp på hulldekke-element

Norsk Betongforening. Til personlig bruk.

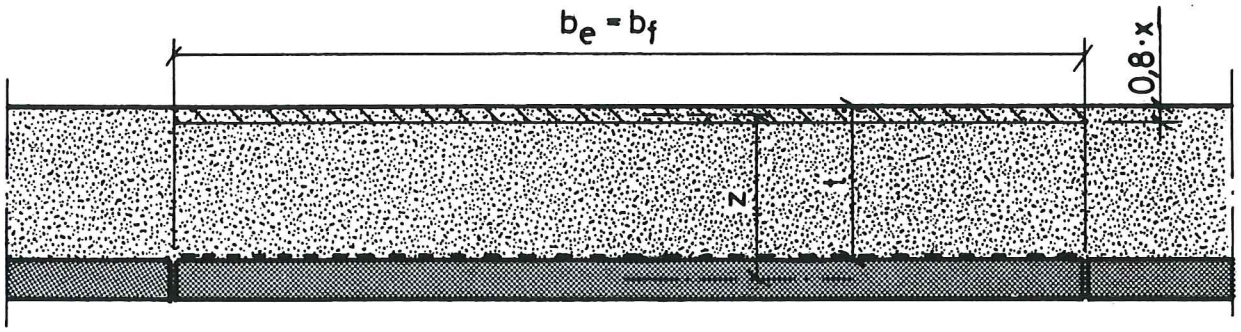


Fig. C4 Påstøp på forskalingselement

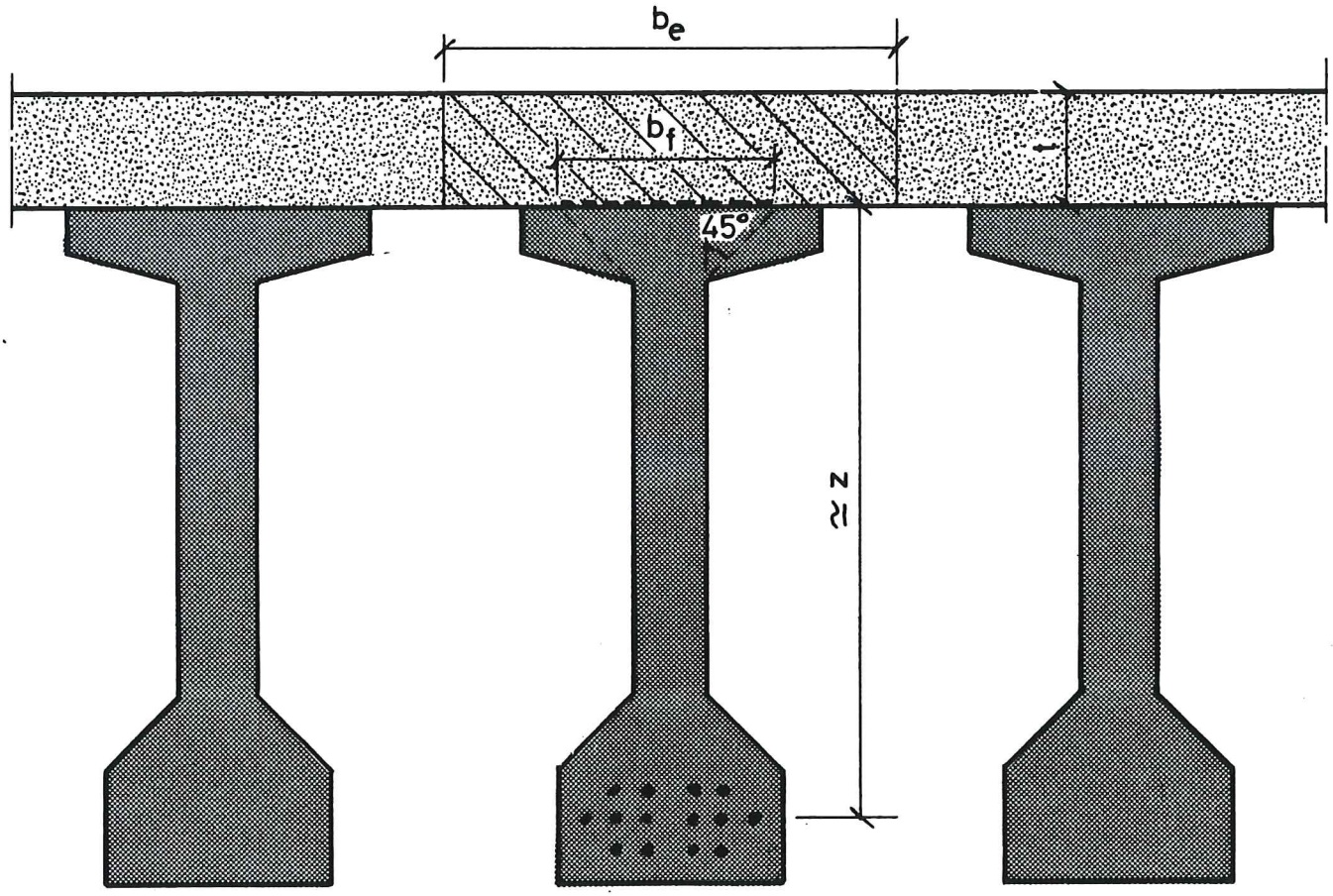


Fig. C5 Påstøp på flenstverrsnitt

Norsk Betongforening. Til personlig bruk.

C6 KONSTRUKSJONSREGLER

For at skjøtarmeringen skal kunne regnes virksom skal den ha et areal pr. lengdeenhet 1 minst tilsvarende

$$0{,}025\ b_f \cdot 1 \cdot \frac{f_c}{f_s}$$

hvor f_c er den laveste verdi for element eller påstøp.

Avstanden mellom armeringsstengene skal ikke være større enn 4 ganger minste betongtykkelse målt vinkelrett på kontaktflaten, og ikke over 500 mm.

f_s kan ikke utnyttes med større verdi enn 320 N/mm^2.

Påstøpen kan ikke regnes virksom dersom den har mindre tykkelse enn 40 mm.

C7 UTFØRELSEN

Elementets overflate kan regnes som ru dersom den har ujevnheter med dybde minst 2 mm. Når ujevnheten etableres skal det gjøres på en slik måte at betongens konsistens i overflaten forstyrres minst mulig, og beholder sin forutsatte fasthet også i og nær overflaten.

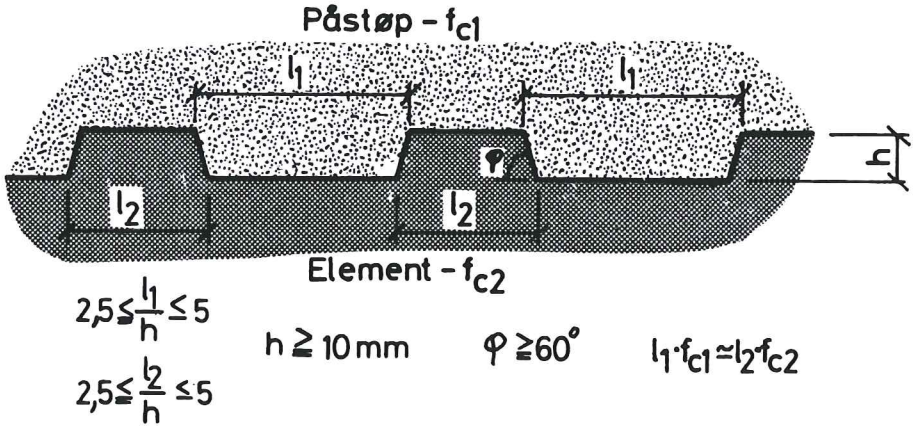


Fig. C6 Fortannet flate

Norsk Betongforening. Til personlig bruk.

Etter at eventuell armering i påstøpen er plassert, skal det påsees at elementets overflate er helt fri for olje, sagflis, rust, is, e.l.

Eventuelt sementlim som har flytt opp under støping av elementet skal vaskes bort. Elementets overflate skal være så tørr at fritt vann ikke finnes.

Etter rengjøringen skal trafikk over kontaktflaten hindres, f.eks. ved å anordne gangbaner på utsiden.

Påstøpen legges ut i lagtykkelser som sikrer god vibrering helt ned til kontaktflaten. Lagtykkelsen vil være avhengig av vibrasjonsutstyret. Vibratorens styrke og vibreringstid må tilpasses så ikke unødig mengde finkornet materiale trekkes opp til overflaten. Eventuell vakuumbehandling skal utføres i henhold til anerkjent god praksis for slike arbeider.

Det kan benyttes stoffer som bedrer heften i kontaktflaten. Dersom en slik bedret heft utnyttes beregningsmessig, skal egenskapene dokumenteres.

Eventuelle andre tilsetningsstoffer kan bare benyttes dersom det er dokumentert at det ikke reduserer kontaktflatens evne til å overføre skjærspenning.

I tillegg til vanlige forholdsregler ved støping ved lave temperaturer, skal spesielt temperaturen i elementet vurderes i forhold til de relative dimensjoner på plasstøpt og prefabrikert betong og lufttemperatur. For eksempel vil små mengder påstøp raskt avkjøles dersom den plasseres i kontakt med et massivt, nedkjølt element, selv om lufttemperaturen er høy.

Norsk Betongforening. Til personlig bruk.

Kilder

CEB-FIP Model Code for concrete structures, 3rd edition, 1978

FIP Technical Report:

Bridge decks with pretensioned precast beams. FIP/9/3, August 1978.

FIP Technical Report:

Shear at the interface of precast and in situ concrete. FIP/9/4, August 1978.

Leporowski, L:

Kraftoverførende fuger.
Betongprodukter nr. 3, 1977.

Nordiska Betongkommittén:

Riktlinjer för betongbestemmelser. 1978.

Norsk Betongforenings Brokomite:

Dimensjonering av spennbetong.
Dimensjoneringsprosedyre for strengebetong-bjelker. Norsk Betongforenings Publikasjon nr. 1, 1974.

NS 3473:

Prosjektering av betongkonstruksjoner.
Beregning og dimensjonering

Statens Betongkommitte:

Bestämmelser för betongkonstruktioner.
Bind 1, Konstruktion. 1979.

Vesa, Markku:

Horizontal shear strength at the interface in composite concrete structures.
Technical Contribution, FIP 8th Congress 1978.

Norsk Betongforening. Til personlig bruk.

BILAG D: UTSPARINGER I BJELKER

D1 GENERELT

Sirkulære eller ovale utsparinger bør benyttes fremfor rektangulære eller kvadratiske.

Utsparinger bør ikke ha større høyde enn 70 % av bjelkens høyde. Ved I-tverrsnitt bør utsparingens høyde begrenses til 70 % av stegets høyde i bjelkens ytre fjerdedel, og til stegets høyde i bjelkens midtre halvpart, forutsatt at lasten som bjelken bærer er noenlunde symmetrisk fordelt på bjelken. Sirkulære utsparinger skal ikke plasseres med mindre senteravstand enn to ganger utsparingens diameter. Utsparinger skal ikke plasseres i spennarmeringens forankringssone.

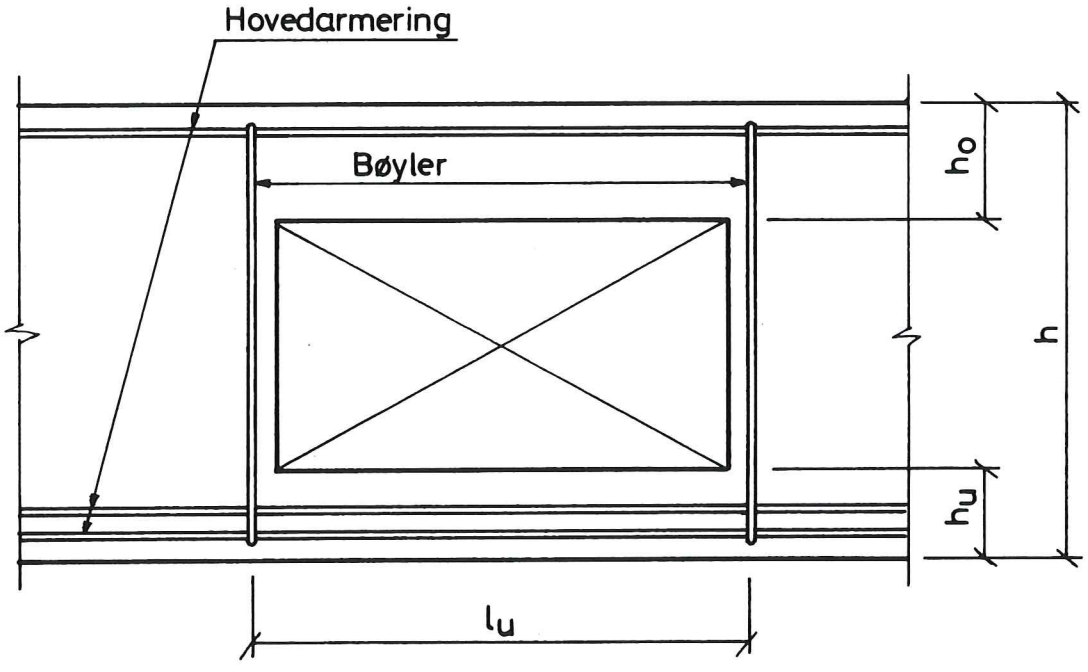


Fig. D1

Dimensjonering av bjelke med utsparing kan utføres etter fagverksmodell når

$\frac{l_u}{h_o}$ og $\frac{l_u}{h_u}$ begge er mindre enn 2,5

Norsk Betongforening. Til personlig bruk.

Er et av forholdene større enn 2,5 må det benyttes en Vierendeel - teori ved dimensjoneringen.

I det følgende er angitt forenklede metoder for dimensjonering av bjelke med utsparinger. Når de angitte begrensninger ikke kan oppfylles, må det foretas nøyaktigere beregninger.

D2 FAGVERKSMODELL

For de viste modeller skal armering med større konstruksjonsfasthet enn Ks 40 ikke utnyttes.

Utsparingen får i sin helhet plass innenfor en trykkdiagonals horisontalprojeksjon:

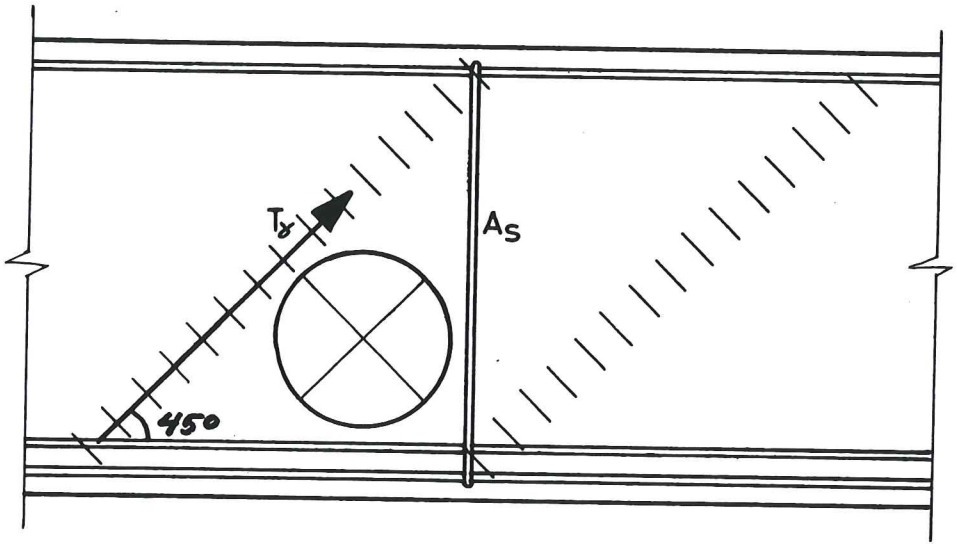


Fig. D2

$$T_\gamma = V_\gamma \cdot \sqrt{2} \leqq f_c \cdot t^2$$

$$A_s = \frac{V_\gamma}{f_s}$$

hvor t = tverrsnittets (stegets) tykkelse (bredde)

Norsk Betongforening. Til personlig bruk.

D2.2 Utsparingen bryter en trykkdiagonal, men får plass innenfor et område begrenset av en trykkdiagonal og strekkdiagonalen som oppstår:

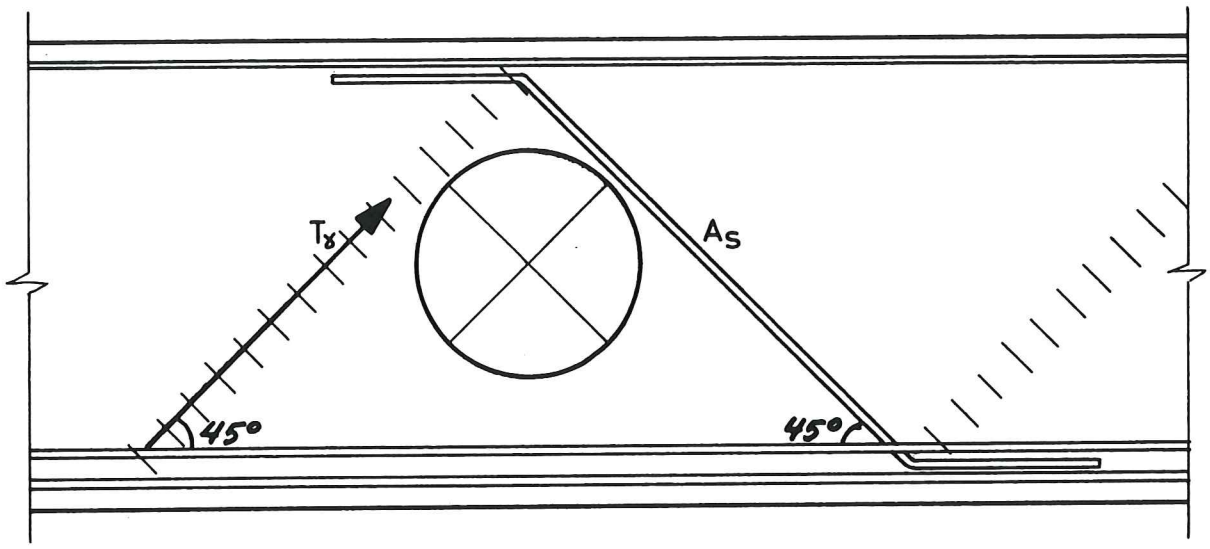


Fig. D3

$$T_\gamma = V_\gamma \cdot \sqrt{2} \leqq 2f_c \cdot t^2$$

$$A_s = \frac{V_\gamma \cdot \sqrt{2}}{f_s}$$

Norsk Betongforening. Til personlig bruk.

D.2.3 Armeringsføringen kan utføres som en kombinasjon av de to modellene som er vist foran.

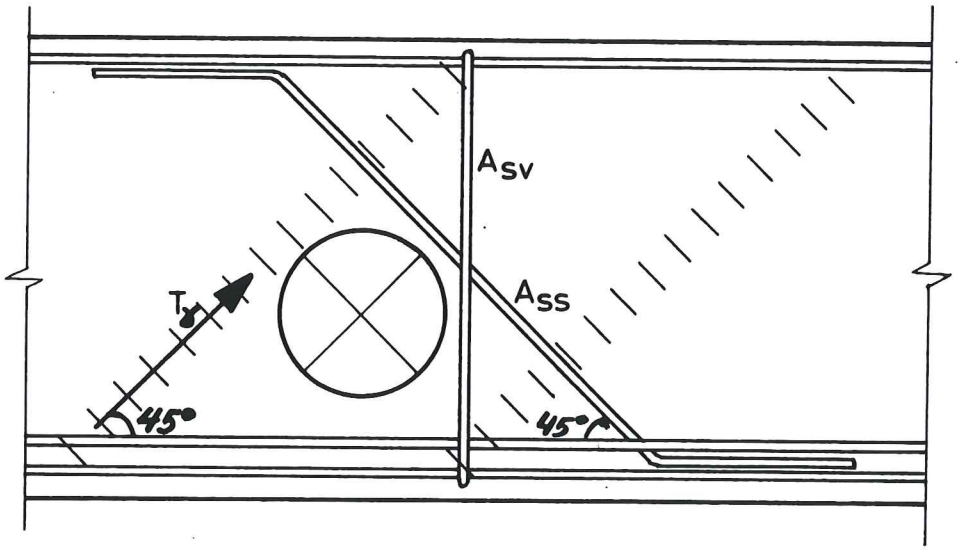


Fig. D4

$$T_\gamma = V_\gamma \cdot \sqrt{2} \leq 2f_c \cdot t^2$$

$$V_\gamma = A_{sv} \cdot f_s + \frac{A_{ss}}{\sqrt{2}} \cdot f_s$$

hvor $A_{sv} \cdot f_s \geq \frac{V_\gamma}{2}$

Norsk Betongforening. Til personlig bruk.

D3 FORENKLET VIERENDEEL-TEORI

D3.1 Forutsetninger

- Utsparingens lengde l_u er liten i forhold til bjelkespennvidden.
- Bjelkestegene på begge sider av utsparingen regnes å ha uendelig bøyestivhet i forhold til gurtene.
- Moment og skjærkraft regnes konstant over utsparingens lengde.
- Infleksjonspunktet ligger ved midten av utsparingen.

D3.2 Beregningsmodell

Moment og skjærkraft bestemmes fra ytre laster ved utsparingens senter.

Vertikale bøyler på hver side av utsparingen dimensjoneres for skjærkraften i senter utsparing.

Norsk Betongforening. Til personlig bruk.

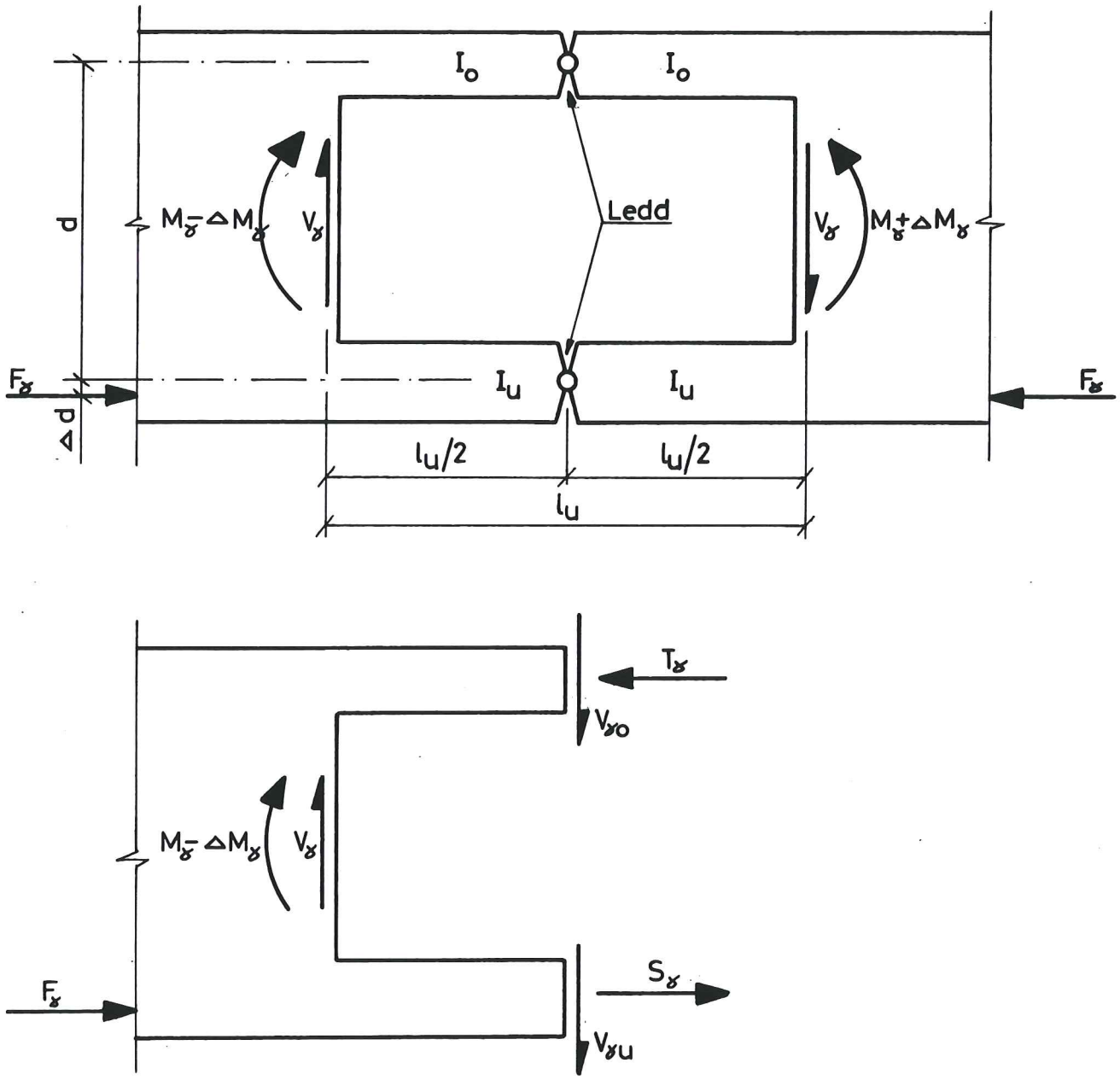


Fig. D5

I bruksgrensetilstanden:

$$T = \frac{M - F \cdot \Delta d}{d}$$

$$S = \frac{M - F \cdot (d+\Delta d)}{d}$$

I bruddgrensetilstanden:

$$T_\gamma = \frac{M_\gamma - F_\gamma \cdot \Delta d}{d}$$

$$S_\gamma = \frac{M_\gamma - F_\gamma \cdot (d+\Delta d)}{d}$$

Norsk Betongforening. Til personlig bruk.

hvor d avstanden mellom tyngdepunktene i de to gurttverrsnittene

Δd avstand fra spennkraftresultanten til tyngdepunktet i strekkgurten

F spennkraftresultant i bruksgrensetilstanden.

F_γ spennkraftresultant i bruddgrensetilstanden.

D3.3 Dimensjonering

I bruksgrensetilstanden vil forspente bjelker normalt være urisset, og skjærkraften vil bli fordelt i henhold til de to gurters treghetsmoment for urisset tverrsnitt.

Straks riss oppstår, vil skjærkraften omlagres til trykkgurten. Ved fullt opprisset strekkgurt regnes trykkgurten å bære hele skjærkraften.

Den følgende dimensjoneringen må gjennomføres både i bruksgrensetilstanden og i bruddgrensetilstanden. Dette er nødvendig fordi de to grensetilstandene kan føre til forskjellig fordeling av skjærkraften til gurtene, også i samme snitt, og gurtene må armeres for den av påkjenningene som er dimensjonerende.

Formlene vil være de samme i begge grensetilstandene, men i bruksgrensetilstanden skal benyttes $\gamma_m = 1{,}85$.

Strekkgurten regnes fullt opprisset når

$$S \text{ eller } S_\gamma > 0{,}5 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot A_u$$

hvor A_u er strekkgurtens betongareal.

Da settes $V_o = V$ eller $V_{\gamma o} = V_\gamma$

og $V_u = 0$ eller $V_{\gamma u} + 0$

Norsk Betongforening. Til personlig bruk.

Strekkgurten regnes delvis urisset når

$$0 < S < 0{,}5 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot A_u$$

eller

$$0 < S_\gamma < 0{,}5 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot A_u$$

og da settes:

$$V_o = V \cdot \frac{I_o}{I_o + I_{u\ riss}} \quad \text{eller} \quad V_{\gamma o} = V_\gamma \cdot \frac{I_o}{I_o + I_{u\ riss}}$$

og $$V_u = V \cdot \frac{I_u}{I_o + I_u} \quad \text{eller} \quad V_{\gamma u} = V_\gamma \cdot \frac{I_u}{I_o + I_u}$$

hvor I_o treghetsmoment for urisset trykkgurt, beregnet for homogent tverrsnitt og om trykkgurtens egen nøytralakse

I_u treghetsmoment for urisset strekkgurt, beregnet for homogent tverrsnitt og om strekkgurtens egen nøytralakse

I_{riss} treghetsmoment for risset strekkgurt, beregnet for transformert tverrsnitt og om strekkgurtens egen nøytralakse

Strekkgurten regnes urisset når S eller $S_\gamma < 0$, og da settes:

$$V_o = V \cdot \frac{I_o}{I_o + I_u} \quad \text{eller} \quad V_{\gamma o} = V_\gamma \cdot \frac{I_o}{I_o + I_u}$$

og $$V_u = V \cdot \frac{I_o}{I_o + I_u} \quad \text{eller} \quad V_{\gamma u} = V_\gamma \cdot \frac{I_o}{I_o + I_u}$$

Gurtene dimensjoneres for kombinasjonene aksialkraft/bøyningsmoment og aksialkraft/skjærkraft.

Norsk Betongforening. Til personlig bruk.

Bruksgrensetilstanden:

$$M_o = V_o \cdot \frac{l_u}{2}$$

$$M_u = V_u \cdot \frac{l_u}{2}$$

Bruddgrensetilstanden:

$$M_{\gamma o} = V_{\gamma o} \cdot \frac{l_u}{2}$$

$$M_{\gamma u} = V_{\gamma u} \cdot \frac{l_u}{2}$$

Flere utsparinger i en bjelke kan betraktes på samme måte uavhengig av hverandre forutsatt at bjelkeskiven mellom dem har et bredde-høyde forhold større enn 2,0.

Hvis gurtene har forskjellig flytekapasitet på høyre og venstre side, kan den angitte metode anvendes ved å flytte infleksjonspunktet i forhold til flytekapasiteten.

Norsk Betongforening. Til personlig bruk.

D4 ANBEFALTE ARMERINGSFØRINGER

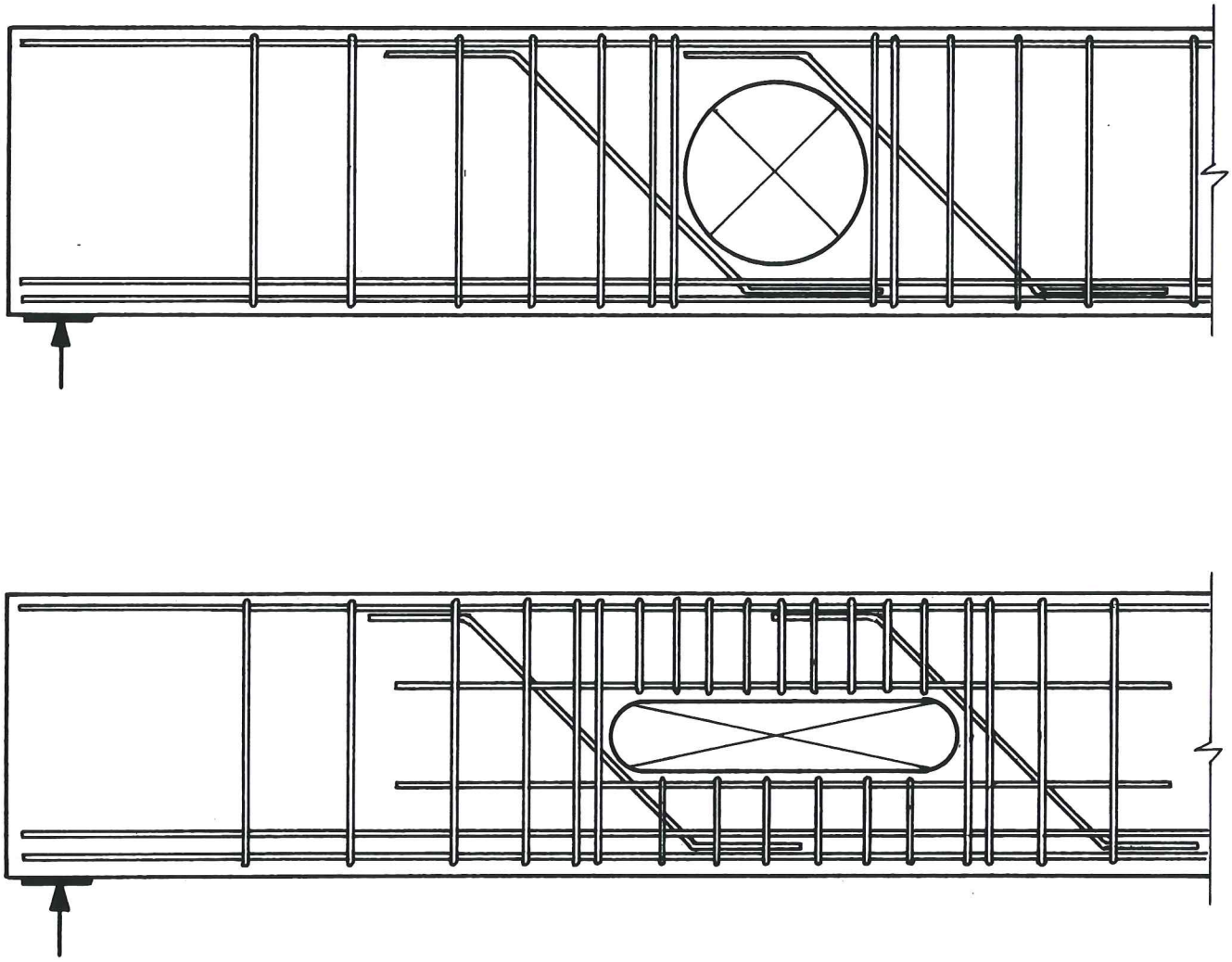


Fig. D6

Norsk Betongforening. Til personlig bruk.

Kilder

Barney, G.B., Corley, W.G., Hanson, V.M. og Parmelee, R.A.:

Behavior and Design of Prestressed Concrete Beams with Large Web Openings. PCI-Journal. Nov./Des. 1977.

Kanerva, Pekka:

Design of reinforced concrete beams with large web openings. Nordisk Betong 1-1975.

Lorentsen, Mogens:

Hålltagning i betongbalkar. Byggmästaren 1962 nr. 7.

Lyssarides, Polyvios:

Hålltagning i betongbalkar. Byggm§staren 1962 nr. 12.

Michaelsen, Trond E:

Utsparing i bjelker. NIF-kurs 1978. Betongkonstruksjoner - Dimensjonering for skjærkraft.

Leonardt, Fritz:

Grundlagen Vorlesungen èber Massivbau zum Bewehren im Stahlbetonbau. Dritter Teil. Springer-Verlag, Berlin, Heidelberg, New York 1977.

Norsk Betongforening. Til personlig bruk.

BILAG E: BØYLER

E1 INNLEDNING

Bøyler i bjelker og lignende konstruksjons-elementer legges inn for å oppta indre strekkrefter fra skjærkraft, torsjonsmoment, lokalt spaltestrekk ved forankring av lengdearmering, etc. I tillegg vil bøyler kunne hindre for tidlig avskalling av betongen under brann.

Som skjærarmering skal bøylene forbinde bjelkens trykk- og strekksoner og overføre krefter mellom disse. Bøylene må derfor ha tilstrekkelig forankring både i trykk- og strekksoner.

Reglene gitt i det følgende gjelder bare skjærbøyler og inkluderer således f.eks. ikke torsjonsarmering.

E2 KROKER

Generelt kan en bøyle forankres i strekk- eller trykksoner ved bruk av endekroker eller ved at bøylearmeringen gis nødvendig forankringslengde uten krok. Kravene til nødvendig forankringslengde er gitt i NS 3473 pkt. 8.4.

Vanligvis forankres bøyler ved bruk av endekroker. Fig. E1, E2 og E3 viser de vanligste typer endekroker med krav til minimum bøyediameter og kroklengde for å sikre nødvendig forankring. For alle disse kroktyper skal det legges langsgående stenger inne i krokene. Disse langsgående stenger skal minst ha samme dimensjon som bøylen. De angitte kroklengder er minimumsmål og bør avrundes til nærmeste 10 mm. For glatt armeringsstål skal bare 180° krok som vist i Fig. E3 benyttes.

Norsk Betongforening. Til personlig bruk.

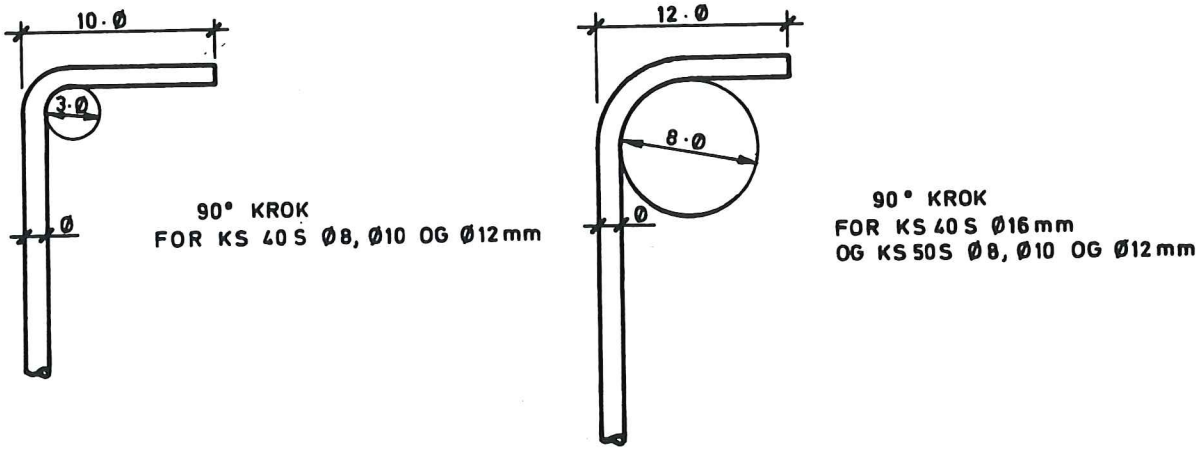


Fig. E1 90° krok

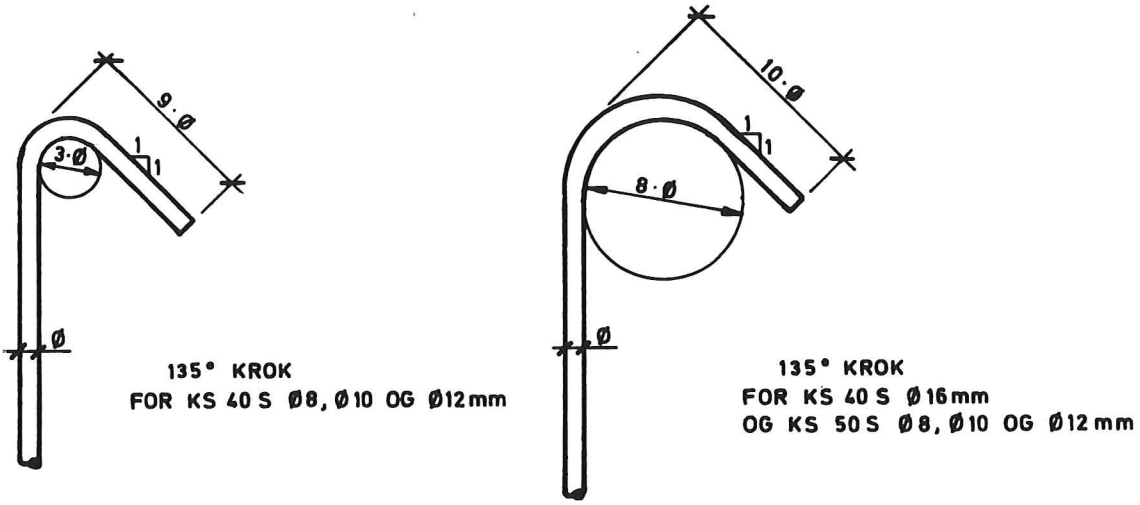
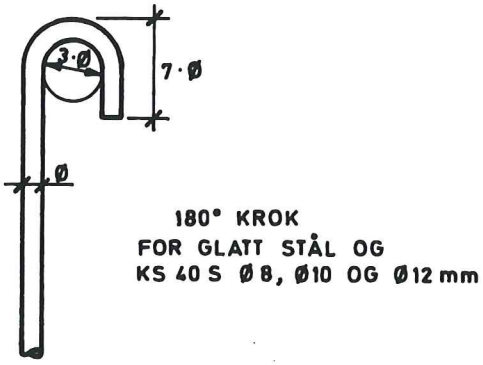


Fig. E2 135° krok

Norsk Betongforening. Til personlig bruk.



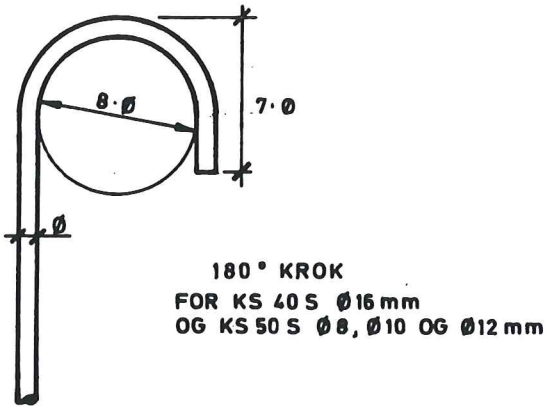


Fig. E3 180° krok

Fig. E4 viser forankring av sveiset armeringsnett av glatt stål. Alternativt kan 180° krok med bøyediameter 4 · Ø og kroklengde 7 · Ø som vist i Fig. E3 benyttes. I de tilfeller hvor nettets langsgående armering er tilstrekkelig som bøyningsarmering i bjelken, vil vanligvis belastningene være så små at krav til langsgående armering i kroker og hjørner kan frafalles. Hvor imidlertid ekstra langsgående armering benyttes, skal denne legges i bøylenes kroker og hjørner.

Norsk Betongforening. Til personlig bruk.

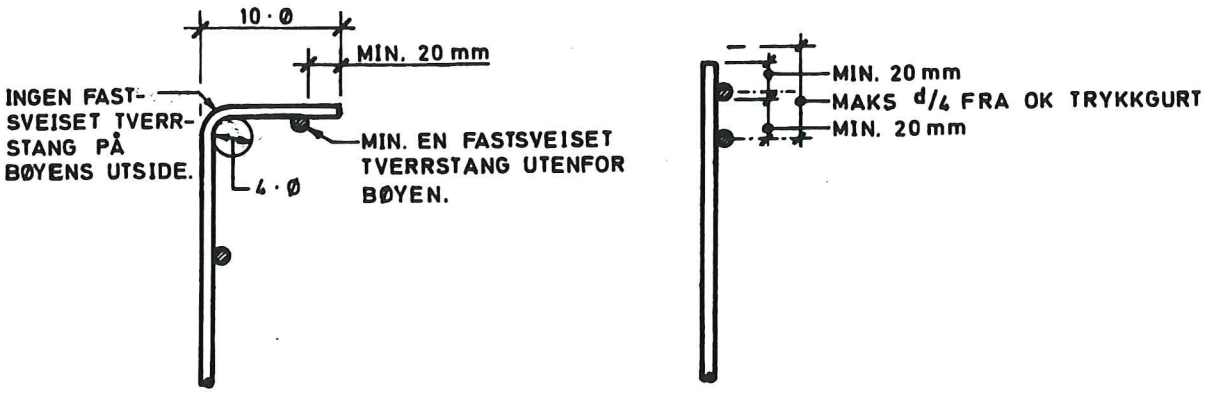


Fig. E4 Forankring av sveiset armeringsnett av glatt stål

Sveiset armeringsnett av kamstål kan forankres som vist i Fig. E4 eller med kroker som vist i Fig. E1, E2 og E3.

E3 LUKKEDE BØYLER

Lukkede bøyler kan utformes ved bruk av endekroker, vist i Fig. E5 eller med omfarskjøt som vist i Fig. E6.

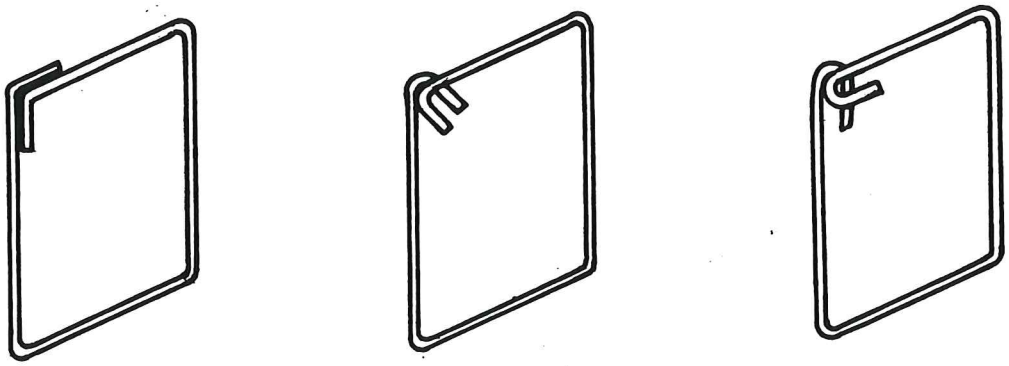


Fig. E5 Lukkede bøyler

Norsk Betongforening. Til personlig bruk.

Ved omfarskjøt i topp eller bunn benyttes en omfaringslengde lik 20 · Ø. Ved skjøt i bjelkesidene økes omfaringslengden til 40 · Ø. Skjøtene må fordeles.

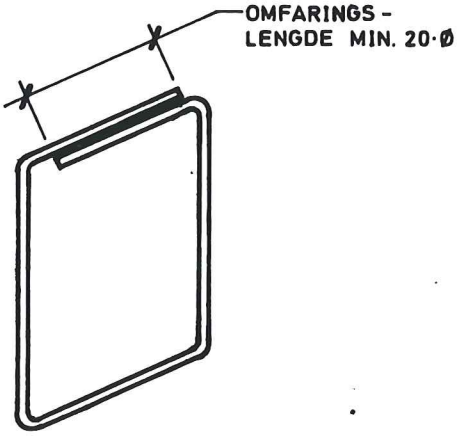


Fig. E6 Bøyle med omfaringsskjøt

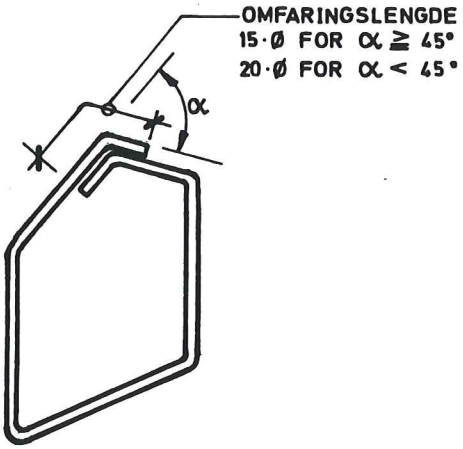


Fig E7 Skjøtbøyle

En typisk bøyle forankret med omfaringsskjøt er vist på Fig. E7. Denne bøyletypen bør ikke benyttes i strekksonen dersom $\alpha < 45^{o}$. Typen benyttes f.eks. som skjøtbøyle mellom steg og flens.

Bøyletypene i Fig. E5 og E6 bør ikke brukes for glatt stål, med unntak for skjøtbøyler som vist på Fig. E13 til E15.

Norsk Betongforening. Til personlig bruk.

E4 ÅPNE BØYLER

Åpne bøyler som vist i Fig. E8, bør bare benyttes for Ø ≦ 12 mm. Ved bruk av slike bøyler skal, hvor dette er praktisk mulig bøylene lukkes i topp eller bunn med tverrarmering med samme senteravstand som bøylene og med tverrsnittsareal som minst skal være lik halve bøylearealet.

Ved T-bjelker o.l. kan platearmeringen tjene som tverrarmering, forøvrig kan f.eks. enkeltstenger vist i Fig. E9 benyttes. Kravet til krokene er som vist i Fig. E1, E2 og E3.

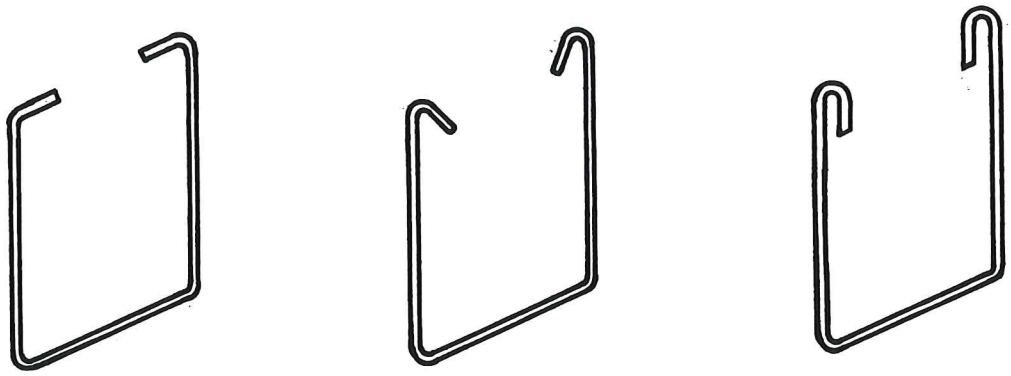


Fig. E8 Åpne bøyler

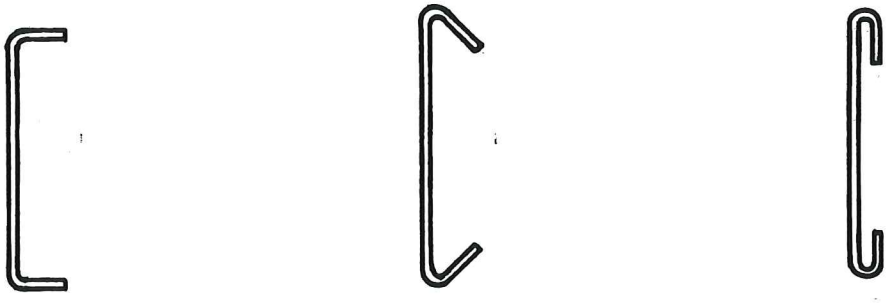


Fig. E9 Enkeltstenger med forankringskroker

Norsk Betongforening. Til personlig bruk.

E5 ANVENDELSE AV BØYLER

Generelt skal det for alle bøyletyper legges langsgående armeringsstenger i kroker og hjørner.

Fig. E10 viser eksempler på bruk av enkle, lukkede bøyler og Fig. E11 åpne bøyler lukket med enkeltstenger i topp.

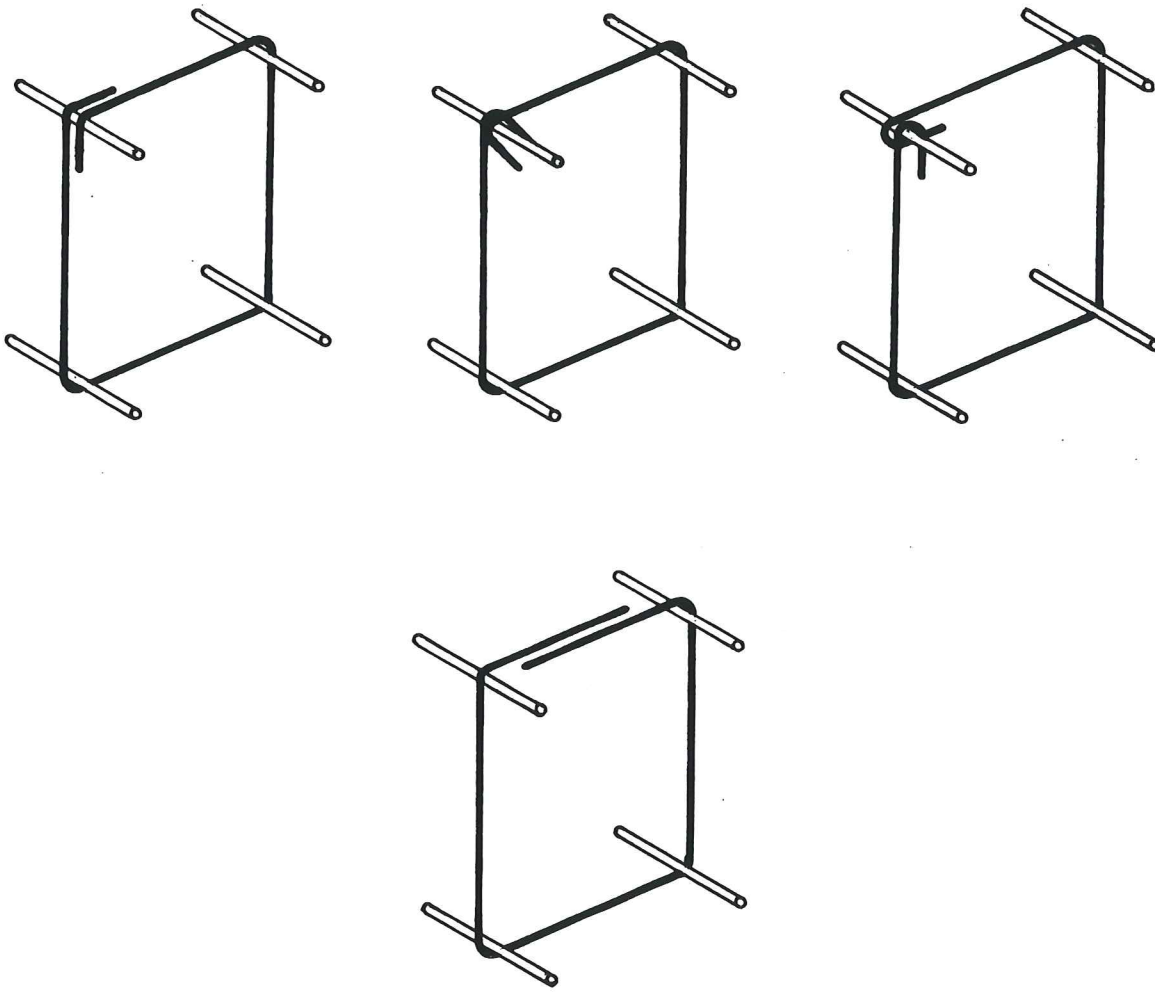


Fig. E10 Enkle, lukkede bøyler

Norsk Betongforening. Til personlig bruk.

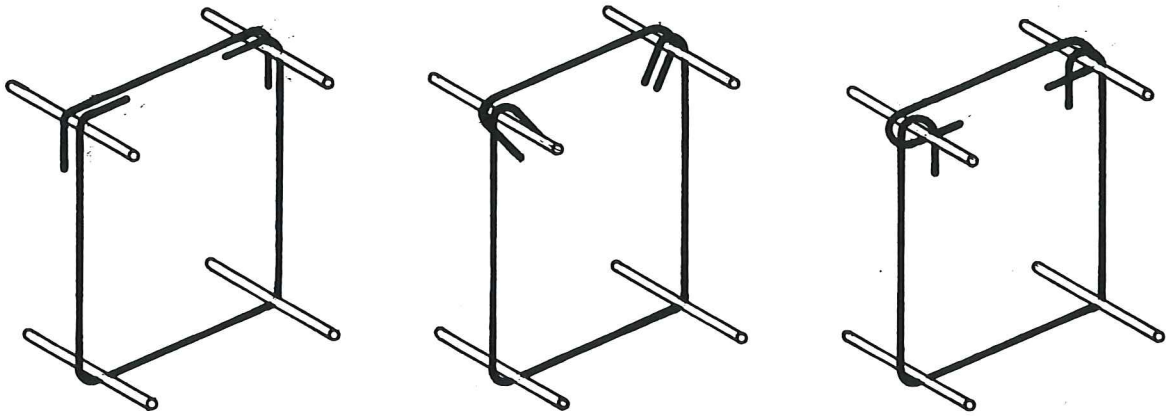


Fig. E11 Enkle, åpne bøyler lukket med enkeltstenger

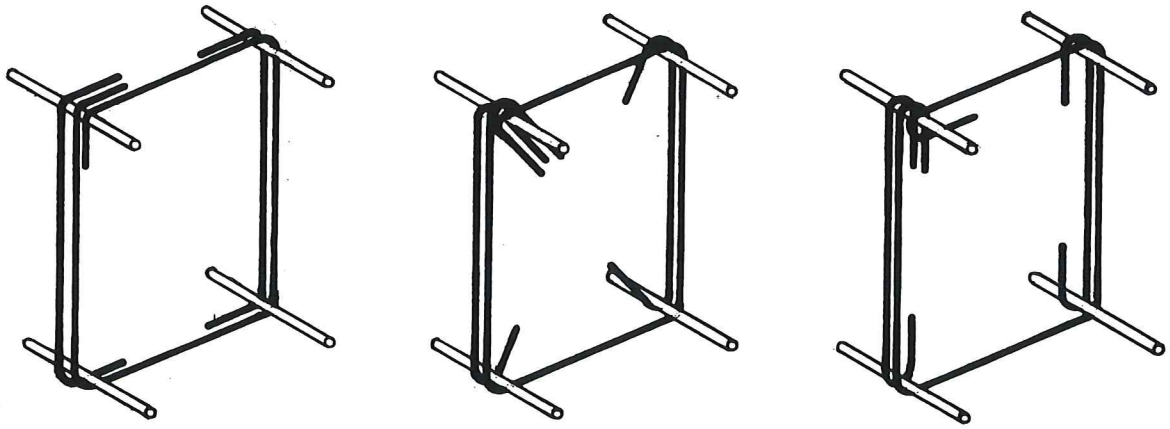


Fig. E12 Dobbelte bøyler

Fig. E12 viser eksempler på dobbelte bøyler som man får ved å kombinere de lukkede bøyler vist i Fig. E10 med enkeltstengene vist i Fig. E9. Kravet til tverrarmering i topp og bunn fører til at arealet av de lukkede bøyler må være større eller lik arealet av enkeltstengene.

Norsk Betongforening. Til personlig bruk.

I T- og L-bjelker kan det være aktuelt å erstatte de lukkede bøyler vist i Fig. E10 med åpne bøyler som vist i Fig. E11. Ved valg av bøyletyper bør man imidlertid forsøke å begrense antallet skjøter mest mulig.

Fig. E13, E14 og E15 viser eksempler på bøylearmering av I-bjelker. I Fig. E13 er det benyttet bøyler av typen vist i Fig. E9, og skjøtebøylene i undergurten er av typen vist i Fig. E7.

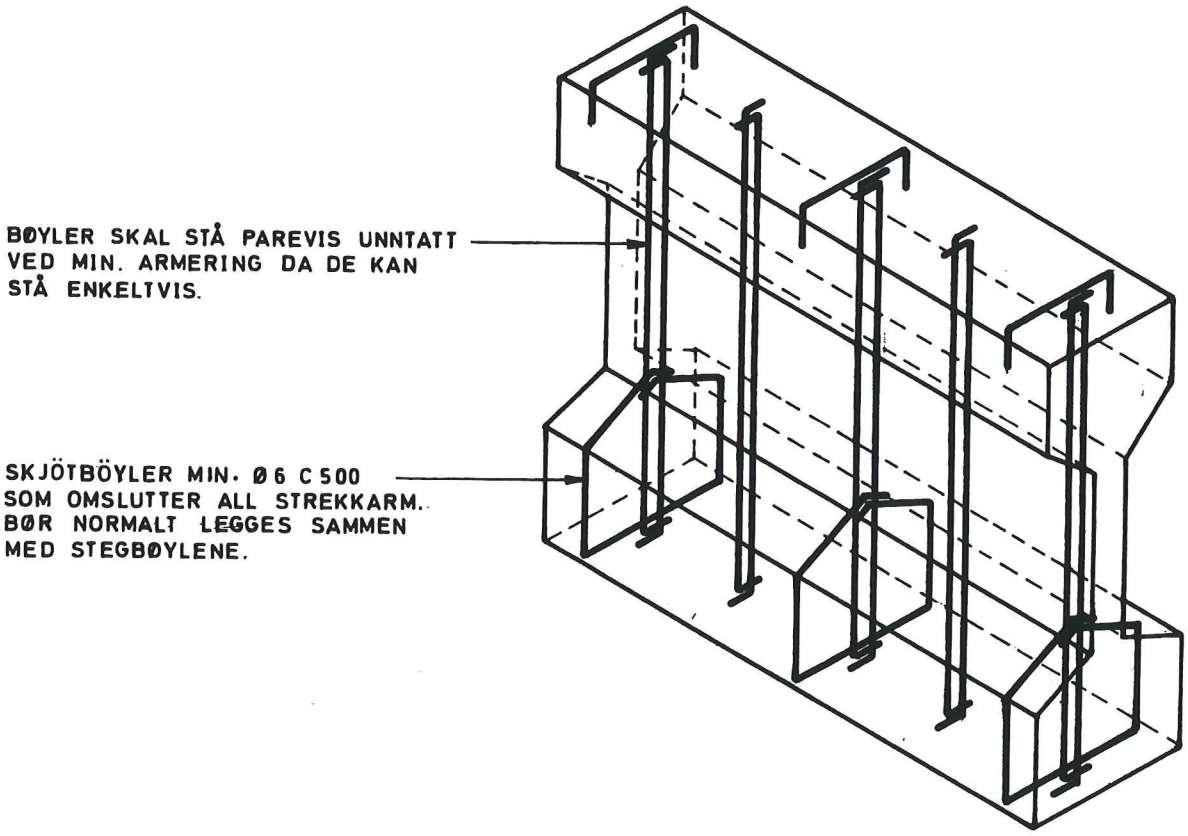


Fig. E13 Bøylearmerig I-bjelke

I trykkgurten kan tverrarmeringen utformes som vist i Fig. E13 eller de horisontale deler av de vertikale bøyler kan føres helt ut til kant trykkgurt og om nødvendig avsluttes med en krok. I strekkgurten bør skjøtbøyler som omslutter all strekkarmering benyttes.

Norsk Betongforening. Til personlig bruk.

Fig. E14 viser et eksempel på bruk av siksakbøyle som skjærarmering. I dette tilfelle er det viktig at denne armering føres opp i hele bjelkens høyde. For å sikre god forankring i trykk- og strekkgurt bør gurttykkelsen T være større enn halve dordiameteren som benyttes for bøylene. I strekk- og trykkgurt benyttes tilsvarende armering som vist i Fig. E13. Tverrarmeringen i trykkgurten kan med fordel ligge inne i bøylesløyfene.

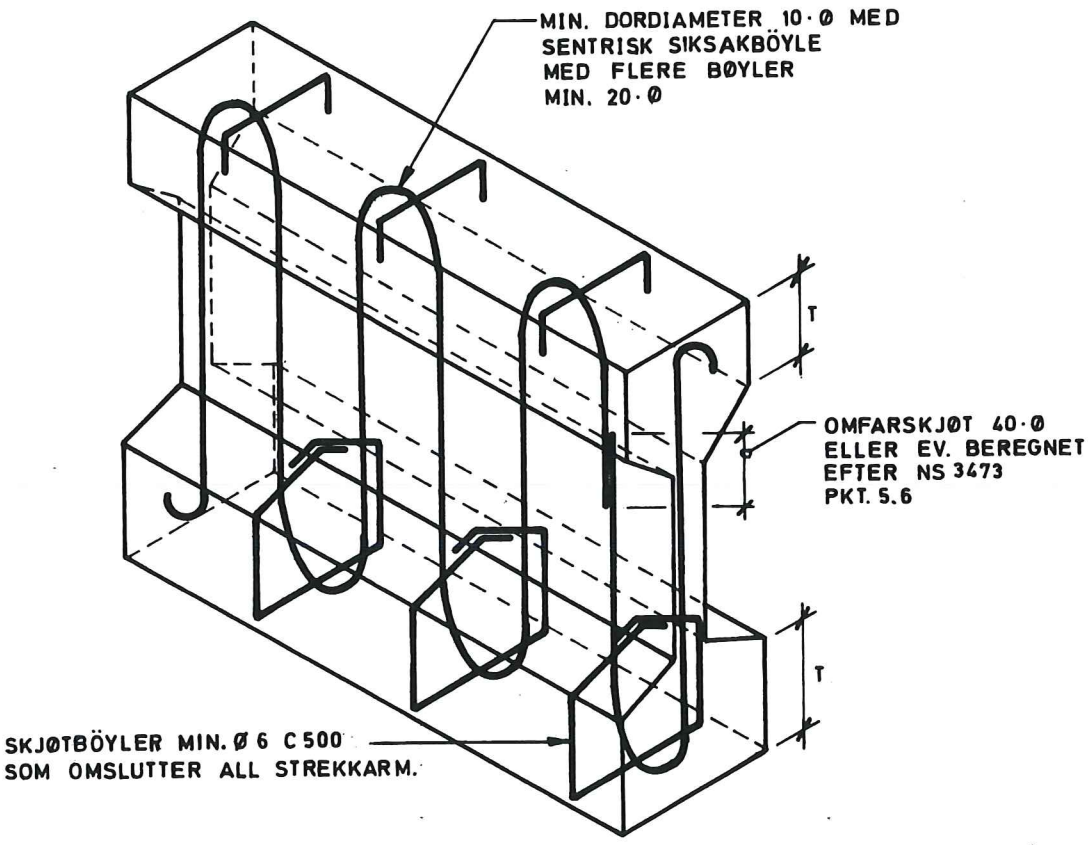


Fig. E14 Siksakbøyler i steg

Norsk Betongforening. Til personlig bruk.

Fig. E15 viser et eksempel på bruk av bøylepanel. Panelet forankres i strekk- og trykkgurt som vist i Fig. E4 for sveist armeringsnett. I gurtene benyttes tilsvarende armering som vist i Fig. E13.

Fig. E16 viser et eksempel på bruk av sveiset armeringsnett som bøylearmering i T-bjelke. Bøylene forankres i topp som vist i Fig. E4. Tverrarmeringen i topp utformes som vist i Fig. E13.

I Fig. E13 til E16 er langsgående hovedarmering ikke vist. I Fig. E13 til E15 er heller ikke eventuell nødvendig langsgående stegarmering vist.

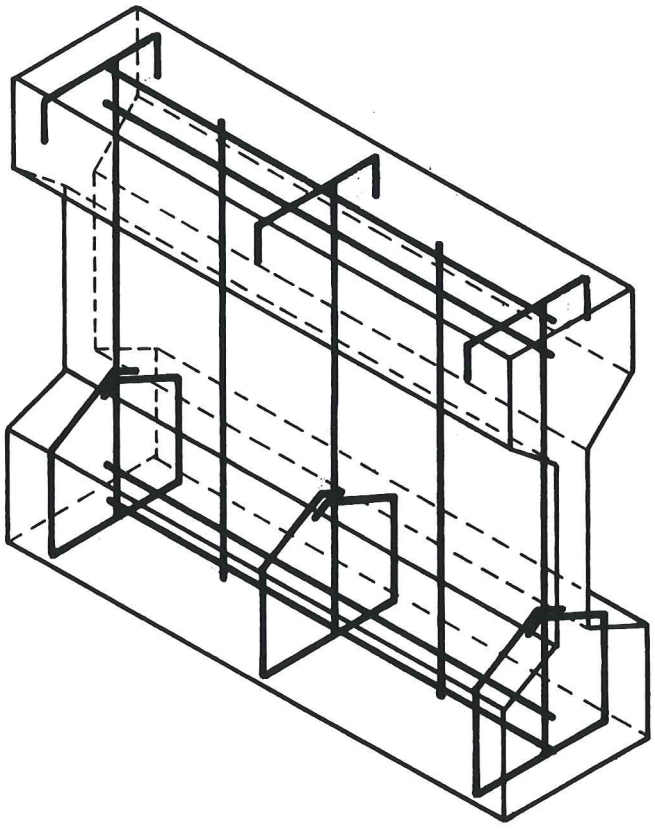


Fig. E15 Bøylepanel

Norsk Betongforening. Til personlig bruk.

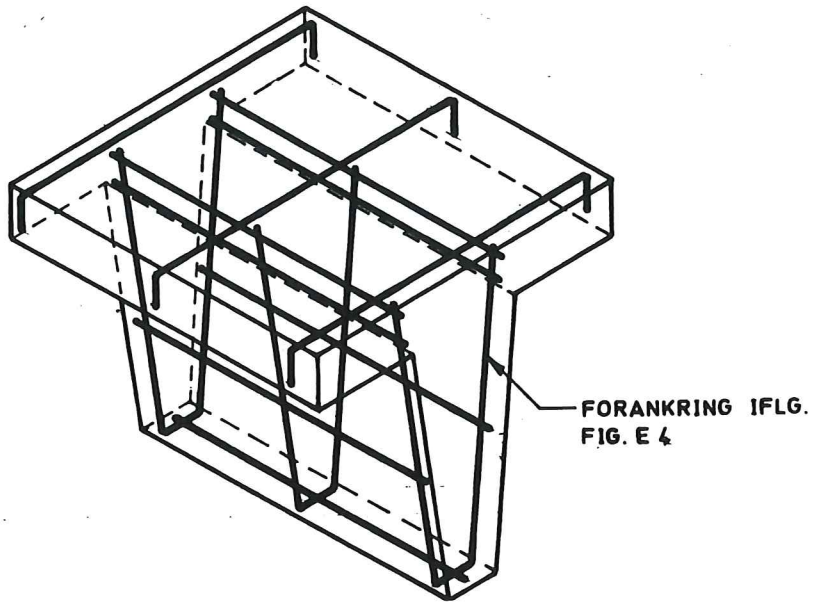


Fig. E16 Sveiset armeringsnett som bøylearmering

Kilde

Aadnesen, L:

Bøyler i betongkonstruksjoner. Anbefaling 1975 fra Kontrollrådet for betongprodukter.

Norsk Betongforening. Til personlig bruk.

BILAG F: BETONG MED LETT TILSLAG

F1 DEFINISJON OG BENEVNING

Betong med lett tilslag er betong hvor tilslaget sand, stein eller singel helt eller delvis er erstattet med andre lettere tilslag.

F2 MATERIALVERDIER

F2.1 Densitet

Verdier i det følgende gjelder for densiteter fra og med 1200 kg/m^3 til og med 2000 kg/m^3.

F2.2 Strekkfasthet som funksjon av trykkfasthet f og densitet ρ

$$f_{ct} = 0,2(0,3 + 0,7 \frac{\rho}{2400}) \cdot (f_{cc})^{2/3} \text{ MPa}$$

F2.3 Tøyningsgrenser

For betong med lett tilslag er både grensetøyning og bruddtøyning lavere enn for normalbetong.

Som et gjennomsnitt for de mest aktuelle kvaliteter og tilslagsformer kan grensetøyningen likevel settes til 2,0 o/oo og bruddtøyningen til 3,5 o/oo.

F2.4 Elastisitetsmodul

Elastisitetsmodul (sekantmodul) ved 28 døgns betongalder kan settes til:

$$E_{cm} = 9500 \cdot \frac{\rho}{2400} \cdot (f_{cm})^{1/3} \text{ MP}$$

hvor ρ densitet i kg/m^3

f_{cm} trykkfasthetens middelverdi i MPa

Norsk Betongforening. Til personlig bruk.

For beregning av elastisitetsmodulen ved betongalder j døgn kan for densiteter fra 1400 kg/m^3 til 2400 kg/m^3 alternativt benyttes formelen:

$$E_{cm} = 0{,}00165 \cdot \rho^2 \cdot (f_{ckj} + 8)^{1/3} \text{ MPa}$$

hvor f_{ckj} karakteristisk trykkfasthet ved alder j døgn i MPa

For de ekstra lette betongene med densitet mindre enn 1400 kg/m^3 kan benyttes formelen:

$$E_{cm} = 3{,}5 \cdot \rho \cdot (f_{cc})^{1/3} \text{ MPa}$$

hvor f_{cc} betongens trykkfasthet i MPa målt på sylinder

Tangentmodulen settes til 1,1 ganger sekantmodulen.

F2.5 Poissons tall

Poissons tall settes til 0,2.

F2.6 Temperaturendringer

Betongens lineære variasjon ved temperaturendringer settes til

$$8 \cdot 10^{-6} \text{ pr. } ^{o}C$$

F2.7 Krypning og svinn

Kryp- og svinnverdier er avhengig av samme parametre som i normalbetong, men i sterkere grad avhengig av type og mengde lett tilslag.

Generelt bør verdiene dokumenteres for tilslagstypen.

Unntagelsesvis kan deklarerte verdier for normalbetong med sand/stein tilslag og densitet 2400 kg/m^3 benyttes med følgende korreksjoner:

Norsk Betongforening. Til personlig bruk.

Kryptall: koeffisienten K_{cj} multipliseres med 0,65.

Gjenværende svinn multipliseres med 1,5. Se anmerkninger.

Anmerkninger

I nordiske retningslinjer 1978 for betongbestemmelser er det i punkt 16.3.2 side 89, stukning under normalkraft, angitt formel for krypning og svinn for betong.

I appendix e side 193, tidseffekter hos betong, behandles krypning og svinn generelt og inngående for normalbetong.

Ut fra dette og ved å innføre parametre som svarer til den betong med lett tilslag man behandler, kan dette tema som mest angår spennbetong utdypes nærmere.

Norsk Betongforening. Til personlig bruk.

F3 KONSTRUKSJONSFORUTSETNINGER

F3.1 Bøyningspåkjente tverrsnitt

For betong med lett tilslag er arealet under $\sigma - \varepsilon$ - diagrammet mindre enn for normalbetong. Diagrammet for hver enkelt tilslagstype bør derfor bestemmes ved prøving.

I mangel av prøvingsresultater kan det tas hensyn til dette ved å redusere trykksonens bredde til 0,95b og trykkdiagrammets høyde til $0,75 \cdot x$ med jevnt fordelt trykkspenning $0,80 \cdot f_c$ istedenfor $0,85 \cdot f_c$. Se Fig. F1.

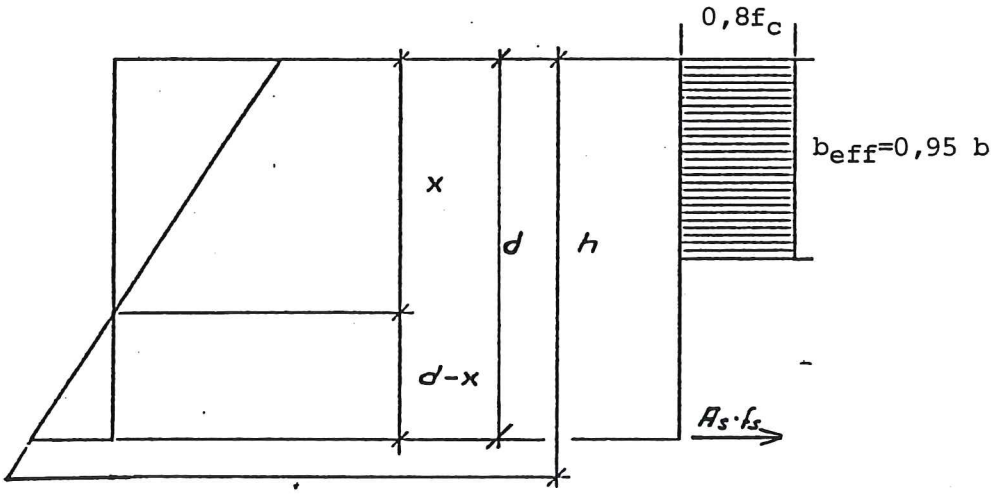


Fig. F1

For betong med lett tilslag er betongtrykkraften:

$$A_c \cdot f_c = 0,57 \cdot f_c \cdot b \cdot x$$

F3.2 Skjærpåkjenning

Skjærkapasitet ved trykkbrudd i betong med lett tilslag med vesentlig normalkraft kan, hvis ikke nøyaktigere data foreligger, settes til

$$V_d = 0,3 \cdot f_c \cdot b \cdot d$$

Norsk Betongforening. Til personlig bruk.

som for normaltbetong, men med samme begrensning som for denne (NS 3473 5.2.2).

I tverrsnitt uten vesentlig normalkraft skal alltid kapasiteten ved strekkbrudd undersøkes.

I formler hvor betongens bidrag inngår skal f_v settes til

$$f_v = \frac{0,06}{\gamma_m} \cdot (0,3 + 0,7 \frac{\rho}{2400} \cdot (f_{cn})^{2/3}$$

F3.3 Inntrengningsrisiko ved partielt flatetrykk

På grunn av det relativt svake tilslag, må inntrengningsrisikoen regnes å være langt større enn for normalbetong og avhengig av tilslagets trykkfasthet og mengde.

Hvis ikke nøyaktigere data finnes, kan inntrengningsrisikoen under konsentrerte laster regnes å oppstå ved normaltrykk av størrelsesorden f_{cn}.

F3.4 Forankring og skjøting av armering

Forankringsevnen for betong med lett tilslag vil være lavere enn for normalbetong og avhengig av tilslagstype og mengde. Reduksjonen er også forholdsvis større for glatt stål enn for kamstål.

Hvis ikke nøyaktigere data finnes skal de i NS 3473 angitte forankrings- og skjøtlengder økes med forholdstallene:

$\frac{2400}{960,04\rho}$ for glatt stål

$\frac{2400}{1200+0,5\rho}$ for kamstål

hvor ρ settes i kg/m^3

Norsk Betongforening. Til personlig bruk.

F4 REGLER FOR UTFØRELSE

F4.1 Vanntilsetning

Densiteten påvirkes merkbart av innesluttet vann, inntil over 100 kg/m^3. Den økes også merkbart hvis intens bearbeiding fører til knusing av tilslaget.

Sammenhengen er at det kan ta år innen tilslaget avgir sitt overskuddsvann. Ved forvanning forsterkes denne effekt og forvanning kan derfor påvirke i ugunstig retning brannmotstand, frostbestandighet og varmemotstand.

F4.2 Blanding og transport

Blandingen bør fortrinnsvis utføres på byggeplass eller som transportbetong med blanding underveis for å komme ferskest mulig i formen.

F4.3 Utstøpning

Bearbeiding bør foregå ved vibrering. Virkningen av stavvibrator kan være inntil halvparten av den i normalbetong.

F4.4 Pumping

De fleste betonger med lett tilslag kan transporteres med vanlig betongpumpe. På grunn av lettere vekt vil de også kunne pumpes til større høyder. Ikke forvannet tilslag har en tendens til å "stjele" vann fra blandingen, og en tidsavhengig stivere konsisens enn ønsket kan derfor inntreffe.

F4.5 Konstruksjoners deformasjon

Både plasstøpte konstruksjoner og elementer har den egenskap at mikrosprekking først skjer under relativt høy andel av bruddspenningen og altså i motsetning til forholdet for normal betong, i et stadium som sjelden inntreffer i praksis. Dette begunstiger forhold som deformasjoner, brann-, frostmotstand og korrosjonsforhold for armeringen.

Norsk Betongforening. Til personlig bruk.

F4.6 Bearbeiding av størknet betong

De fleste kvaliteter av betong med lett tilslag uten stein og med lavt sandinnhold lar seg lett bearbeide med vanlig tømmermannsverktøy, og trekonstruksjoner kan spikres til betongen.

Ved bruk av ekspansjonsbolter bør det anvendes typer som er anbefalt av produsenten.

Prikkhugging og meisling krever langt mindre energi og gir en lydteknisk gunstig overflate. Overdekning på armering bør, hvis meisling er forutsatt, økes med 5 mm mer enn det tilsiktede bortmeislede sjikt.

Kilder:

Nordiska Betongkommittén:

Riktlinjer för betongbestämmelser, 1978.

Berge, Olav, Berntsson, Leif, Hedberg, Bengt, Losberg, Anders:

Användning av extremlätt hydrofob betong. Chalmers Tekniska Högskola. Institutionen før konstruktionsteknik. Betongbyggnad. Rapport 78:1.

Norsk Betongforening. Til personlig bruk.

som for normaltbetong, men med samme begrensning som for denne (NS 3473 5.2.2).

I tverrsnitt uten vesentlig normalkraft skal alltid kapasiteten ved strekkbrudd undersøkes.

I formler hvor betongens bidrag inngår skal f_v settes til

$$f_v = \frac{0,06}{\gamma_m} \cdot (0,3 + 0,7 \frac{\rho}{2400} \cdot (f_{cn})^{2/3}$$

F3.3 Inntrengningsrisiko ved partielt flatetrykk

På grunn av det relativt svake tilslag, må inntrengningsrisikoen regnes å være langt større enn for normalbetong og avhengig av tilslagets trykkfasthet og mengde.

Hvis ikke nøyaktigere data finnes, kan inntrengningsrisikoen under konsentrerte laster regnes å oppstå ved normaltrykk av størrelsesorden f_{cn}.

F3.4 Forankring og skjøting av armering

Forankringsevnen for betong med lett tilslag vil være lavere enn for normalbetong og avhengig av tilslagstype og mengde. Reduksjonen er også forholdsvis større for glatt stål enn for kamstål.

Hvis ikke nøyaktigere data finnes skal de i NS 3473 angitte forankrings- og skjøtlengder økes med forholdstallene:

$\frac{2400}{960,04\rho}$ for glatt stål

$\frac{2400}{1200+0,5\rho}$ for kamstål

hvor ρ settes i kg/m^3

Norsk Betongforening. Til personlig bruk.

F4 REGLER FOR UTFØRELSE

F4.1 Vanntilsetning

Densiteten påvirkes merkbart av innesluttet vann, inntil over 100 kg/m^3. Den økes også merkbart hvis intens bearbeiding fører til knusing av tilslaget.

Sammenhengen er at det kan ta år innen tilslaget avgir sitt overskuddsvann. Ved forvanning forsterkes denne effekt og forvanning kan derfor påvirke i ugunstig retning brannmotstand, frostbestandighet og varmemotstand.

F4.2 Blanding og transport

Blandingen bør fortrinnsvis utføres på byggeplass eller som transportbetong med blanding underveis for å komme ferskest mulig i formen.

F4.3 Utstøpning

Bearbeiding bør foregå ved vibrering. Virkningen av stavvibrator kan være inntil halvparten av den i normalbetong.

F4.4 Pumping

De fleste betonger med lett tilslag kan transporteres med vanlig betongpumpe. På grunn av lettere vekt vil de også kunne pumpes til større høyder. Ikke forvannet tilslag har en tendens til å "stjele" vann fra blandingen, og en tidsavhengig stivere konsisens enn ønsket kan derfor inntreffe.

F4.5 Konstruksjoners deformasjon

Både plasstøpte konstruksjoner og elementer har den egenskap at mikrosprekking først skjer under relativt høy andel av bruddspenningen og altså i motsetning til forholdet for normal betong, i et stadium som sjelden inntreffer i praksis. Dette begunstiger forhold som deformasjoner, brann-, frostmotstand og korrosjonsforhold for armeringen.

Norsk Betongforening. Til personlig bruk.

F4.6 Bearbeiding av størknet betong

De fleste kvaliteter av betong med lett tilslag uten stein og med lavt sandinnhold lar seg lett bearbeide med vanlig tømmermannsverktøy, og trekonstruksjoner kan spikres til betongen.

Ved bruk av ekspansjonsbolter bør det anvendes typer som er anbefalt av produsenten.

Prikkhugging og meisling krever langt mindre energi og gir en lydteknisk gunstig overflate. Overdekning på armering bør, hvis meisling er forutsatt, økes med 5 mm mer enn det tilsiktede bortmeislede sjikt.

Kilder:

Nordiska Betongkommittén:

Riktlinjer för betongbestämmelser, 1978.

Berge, Olav, Berntsson, Leif, Hedberg, Bengt, Losberg, Anders:

Användning av extremlätt hydrofob betong. Chalmers Tekniska Högskola. Institutionen før konstruktionsteknik. Betongbyggnad. Rapport 78:1.

Norsk Betongforening. Til personlig bruk.

BILAG G: SYMBOLER

A_{cp}	areal av påstøpen
E_{cp}	påstøpens elastisitetsmodul
H	horisontalkraft
U	omkrets av overflate som utsettes for uttørring
μ	friksjonskoeffisient
b_e	effektiv bredde av påstøp
$\tau_{h\varepsilon}$	horisontal skjærspenning i kontaktflaten
ε_e	gjenværende svinn- og kryptøyning i elementet på det tidspunkt hvor påstøpen påføres
ε_p	svinn- og kryptøyning i påstøpen
ε_{cso}	grunnverdi for svinn
ε_{cf}	plastisk (flyte) tøyning
ε_{cv}	forsinket elastisk (visko) tøyning
φ_{fo}	normert kryptall for flyteandelen
φ_t	tidsavhengig kryptall
κ_s	koeffisient for svinnets tidsforløp
κ_v	koeffisient for tidsforløp av den forsinkende elastiske tøyning
κ_h	klimaavhengig koeffisient
κ_t	koeffisient for tidsforløp av flytetøyningen
κ_c	koeffisient avhengig av sementens herdningshastighet

Norsk Betongforening. Til personlig bruk.

Norsk Betongforening. Til personlig bruk.

Norsk Betongforening. Til personlig bruk.