

Publikasjon nr. 10

**Beregning og dimensjonering
av kontinuerlige
NOB- og NIB-broer**

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 tidspunktet redaksjonen ble avsluttet. Feil eller mangler kan likevel forekomme.

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

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

FORORD

I løpet av de siste ca. 20 år er det blitt stadig mer vanlig å bygge broer av prefabrikerte spennbetongbjelker med plass-støpt broplate. En medvirkende grunn til dette er det arbeid med utvikling av normerte NIB og NOB som er utført av Brokomitéen, samt Vegdirektoratets Bruavdeling's normering av slike brotyper i Bruhåndboken.

Ovennevnte arbeider behandler vesentlig konstruksjoner i ett spenn. Da brotypene er meget aktuelle også for flerfeltsbroer, har Norsk Betongforenings Brokomité arbeidet med utvikling av praktiske metoder for beregning og dimensjonering av kontinuerlige samvirkekonstruksjoner. I det følgende blir forenklete beregningsmetoder presentert for kontinuerlige NIB- og NOB-broer sammen med forslag til praktisk dimensjonering. Arbeidet er basert på rapporter utarbeidet av Brokomitéens rådgivende ingeniør, Dr. Lars Aadnesen & Co A/S. Disse har blitt videre bearbejdet av et eget utvalg oppnevnt av Brokomitéen. Dette utvalget har bestått av følgende medlemmer:

Sivilingeniør Carl Hansvold - Sivilingeniør Johs. Holt A/S
Overingeniør Erik Rimehaug - Bruavdelingen, Vegdirektoratet
Sivilingeniør Bjørn Vik - A/S Vik, Vigerust og Aarskog
Sivilingeniør, Dr. Lars Aadnesen - Dr. Lars Aadnesen & Co A/S

Norsk Betongforenings Brokomité har følgende sammensetning:

Sivilingeniør A.K. Dehli
Overingeniør E. Husevaag, formann
Sjefsingeniør E. Lie
Overingeniør I. Ness
Teknisk sjef K. Nising (varamenn overingeniør L. Leporowski
og sivilingeniør A. Skjelle)
Sivilingeniør T. Taugbøl
Sivilingeniør B. Vik

Oslo i november 1981

NORSK BETONGFORENING

INNHALDSFORTEGNELSE

1.	Innledning	Side	3
2.	Beregning av fastinnspenningsmoment		
2.1	Generelt	"	10
2.2	Generell beregning	"	11
2.3	Forenklet beregning	"	12
3.	Tabeller og diagrammer	"	15
4.	Beregning og dimensjonering		
4.1	Maksimale momenter	"	21
4.2	Lastkoeffisienter	"	21
5.	Konklusjoner	"	22
6.	Litteraturhenvisninger	"	23
Bilag A	Symboler	"	A1-A3
Bilag B	Regneeksempel	"	B1-B16
B.1	Generelt	"	B1
B.2	Egenlast	"	B2
B.3	Nyttelast	"	B3
B.4	Beregning av fastinnspenningsmomentet M_s	"	B5
B.5	Maks. feltmomenter	"	B7
B.6	Maks. støttemoment	"	B8
B.7	Dimensjonering av lengdearmring i broplaten over støtte	"	B11
B.8	Seksjonsvis utstøping av broplate og tverrbjelker	"	B12

1. INNLEDNING

Norsk Betongforenings Brokomité normerte i 1967 prefabrikerte I-bjelker [1]*). Senere har Brokomitéen utarbeidet detaljerte dimensjoneringsprosedyrer for samvirkebjelker [2], [3], samt revidert normalen for NIB [4] og utarbeidet normal for omvendte T-bjelker NOB [5]. I 1975 og 1976 utga Vegdirektoratets Bruavdeling i Bruhåndboken normer for bruk av henholdsvis NIB [6] og NOB [7].

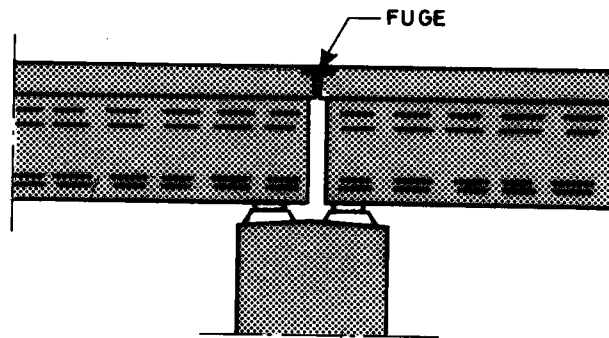
Ovennevnte arbeider behandler vesentlig fritt opplagte konstruksjoner. Prefabrikerte bjelker med plass-støpt broplate benyttes også for fler-spenns broer. Dersom man ønsker å ha fritt opplagte bjelker også i den ferdige brokonstruksjon, kan det anordnes fuge i broplaten over støtter som vist i fig. 1.1 for henholdsvis en NOB- og NIB-bro.

For å redusere antallet fuger i en brokonstruksjon til et minimum, kan tilnærmet fritt opplegg også oppnås ved å føre broplaten kontinuerlig over støttene mens bjelkene er fritt opplagte uten forbindelse i underkant. En slik løsning er vist i fig. 1.2. Ved å bryte forbindelsen mellom de prefabrikerte bjelker og den plass-støpte broplate nær bjelkeendene, får man en fleksibel konstruksjon. Løsningen kan især være aktuell for å redusere faren for riss i broplaten på grunn av setninger og rotasjoner av bjelkeendene, jfr. [9].

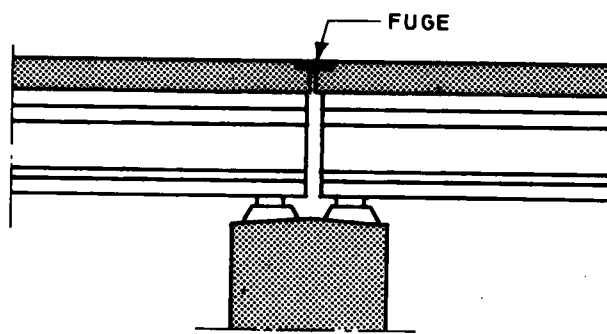
Dersom det også utstøpes mellom bjelkeendene over støttene, slik at trykk-krefter fra negative momenter kan opptas, vil konstruksjonen være kontinuerlig for visse lasttyper, se fig. 1.3 og 1.4.

På grunn av krypning, svinn og relaksasjon vil bjelkeendene rotere, og i kontinuerlige konstruksjoner kan det oppstå riss mellom bjelkeendene og den plass-støpte betong mellom endene på de prefabrikerte bjelker. Ved påføring av nyttelaster vil man få kontinuerlige system etterat slike riss lukkes.

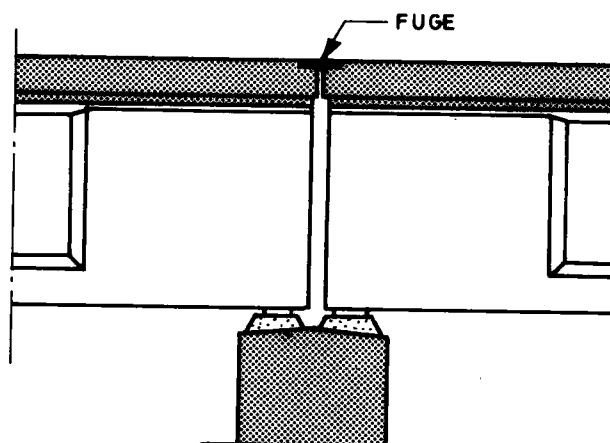
*) Litteraturhenvisningene er gitt i pkt. 6 s. 23



Massiv NOB-Bro

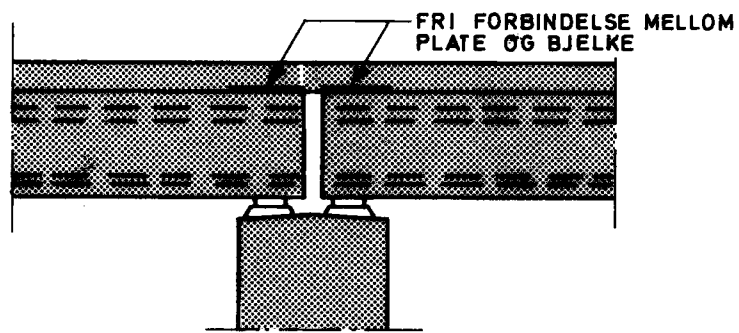


NOB-Bro med hulrom

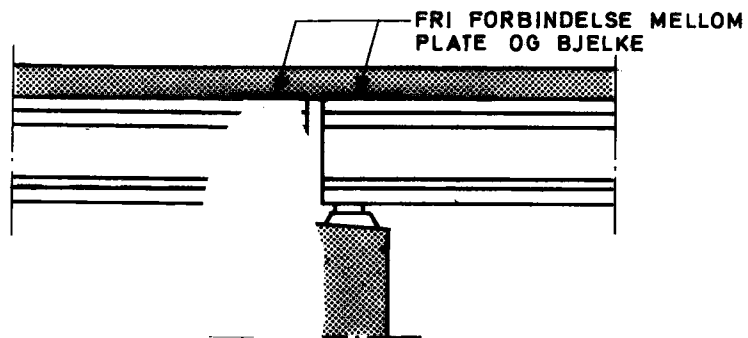


NIB-Bro

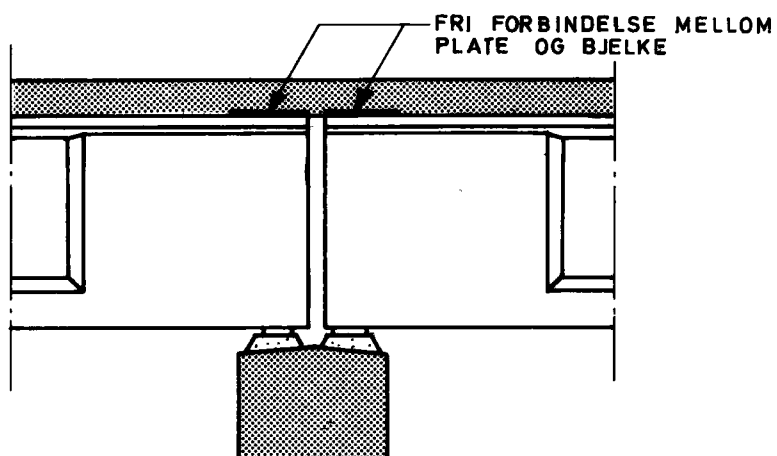
Fig. 1.1 Fritt opplagte bjelker, fuge i broplaten



Massiv NOB-Bro

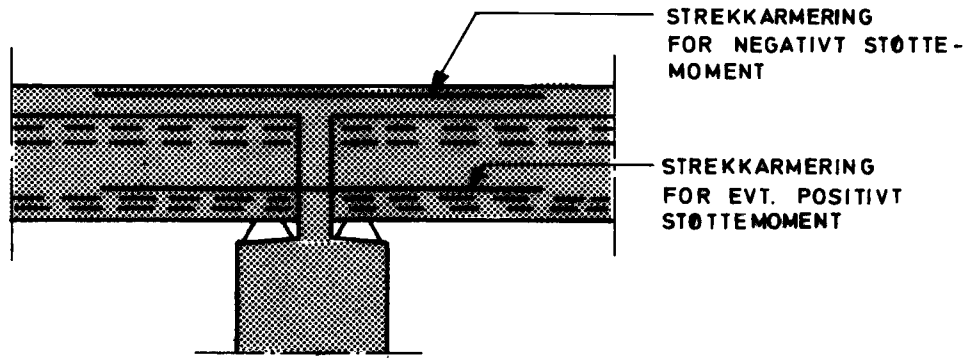


NOB-Bro med hulrom

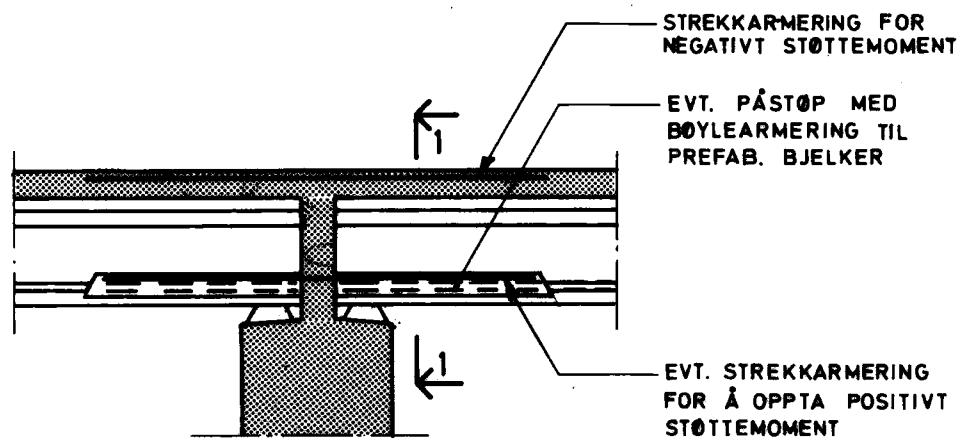


NIB-Bro

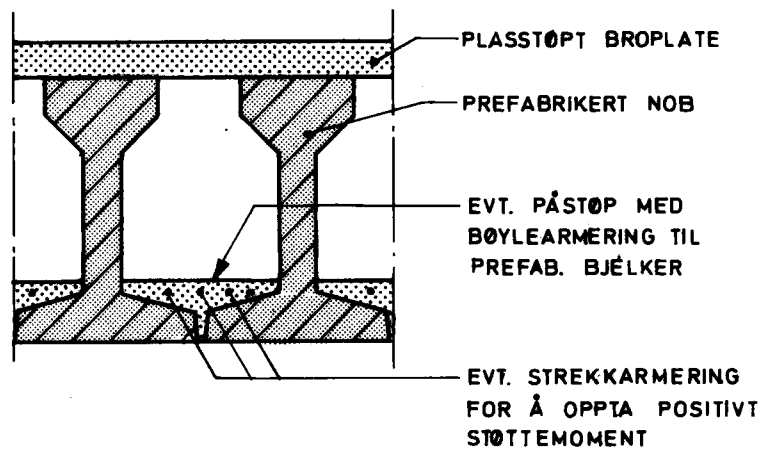
Fig. 1.2 Fritt opplagte bjelker, gjennomgående, fleksibel broplate



Massiv NOB-Bro



NOB-Bro med hulrom



Detaljsnitt 1-1

Fig. 1.3 NOB-Broer kontinuerlige for visse lasttyper

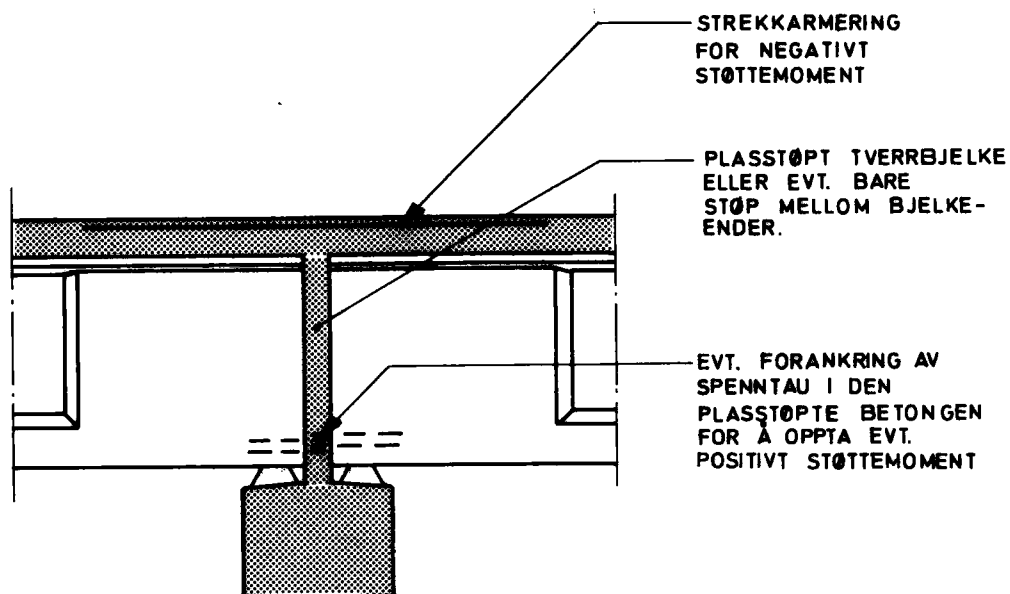


Fig. 1.4 NIB-Bro kontinuerlig for visse lasttyper

I fig. 1.3 og 1.4 er angitt hvordan bjelkene kan forbindes i underkant for å oppta eventuelle positive momenter på grunn av krypning, svinn og relaksasjon. Slike løsninger vil ofte bli for kompliserte i praksis, og blir derfor normalt ikke aktuelle.

Fig. 1.5 viser to alternative løsninger til utforming av mellomstøtter for delvis kontinuerlige broer.

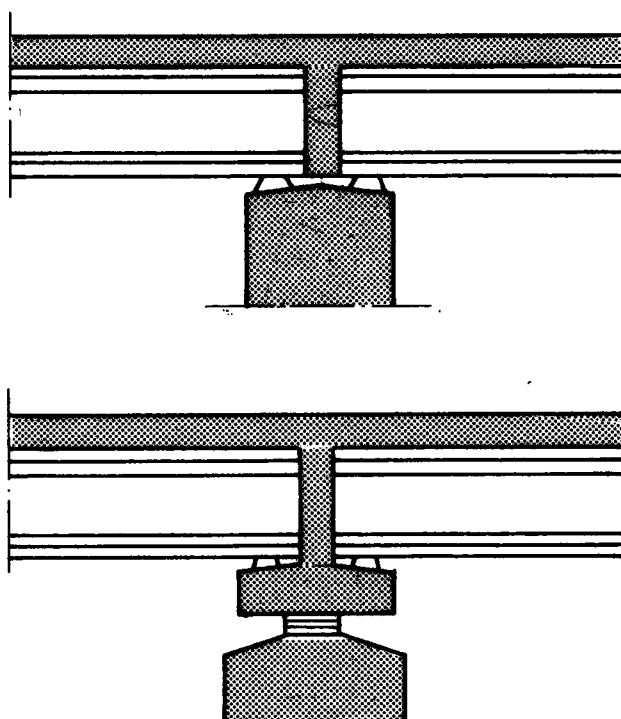


Fig. 1.5 Alternative utforminger av mellomstøtter for delvis kontinuerlige broer

Av betydning for støttemomentenes størrelse vil også være hvordan broplaten utstøpes og tidspunktet for når kontinuitet etableres.

Fig. 1.6 viser prosedyren for etappevis utstøping av en henholdsvis 2- og 3-felts bro dersom kontinuitet ønskes hovedsakelig for nyttelaster. Tallene viser støperekkefølgen. Denne velges slik at broplaten først blir støpt ut i bjelkefeltene slik at det meste av nedbøyningene og dermed rotasjonen av bjelkene over støttene opptrer før kontinuitet er etablert.

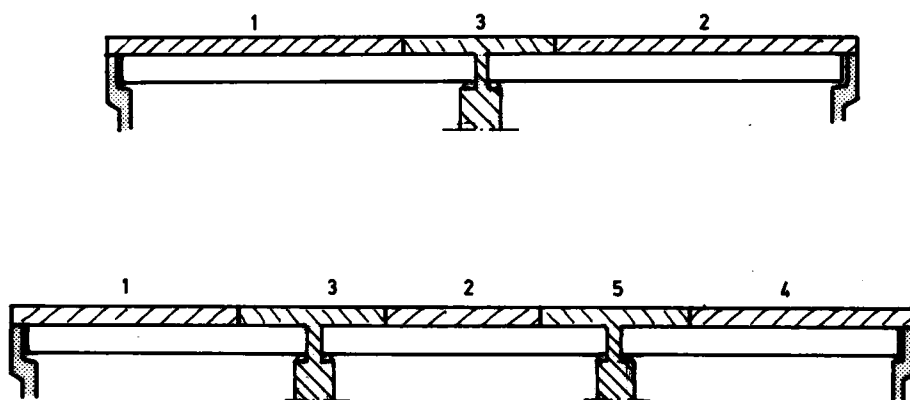


Fig. 1.6 Eksempel på etappevis utstøping av broplate for kontinuitet hovedsakelig for nyttelaster. (Seksjonsvis utstøping)

Fig. 1.7 viser prosedyren for etappevis utstøping av en henholdsvis 2- og 3-felts bro dersom man i tillegg til kontinuitet hovedsakelig for nyttelaster også ønsker relativt store støttemomenter fra egenvekt broplate. Tallene viser støperekkefølgen. I dette tilfelle støpes en platestripe over støtten først, og bjelkefeltet utstøpes først etterat stripen over støtten er herdnet og kontinuitet er etablert.

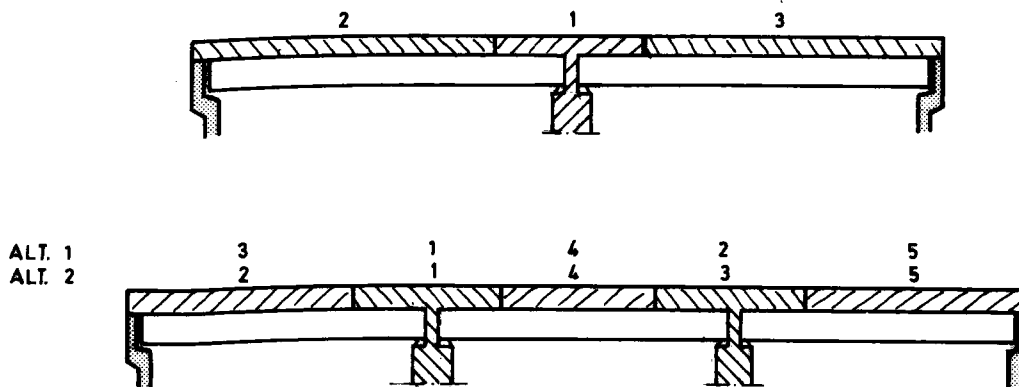


Fig. 1.7 Eksempel på etappevis utstøping av broplate for kontinuitet også for egenvekt broplate (Seksjonsvis utstøping)

Med sikte på praktiske metoder for beregning og dimensjonering av kontinuerlige samvirkekonstruksjoner, har Brokomitéen i de senere år studert nærmere slike kontinuerlige konstruksjoner. Beregningene kan ofte bli forholdsvis arbeidskrevende. For normerte NIB- og NOB-broer har det imidlertid vist seg mulig å utarbeide endel tabeller og diagrammer som kan redusere beregningsarbeidet betraktelig.

I det følgende vil disse forenklede beregningsmetoder for kontinuerlige NIB- og NOB-broer bli presentert sammen med forslag til praktisk dimensjonering. Bruk av materialet blir vist i detalj ved hjelp av eksempler.

I en egen rapport behandles utførelsesmåten vist i fig. 1.2, [9].

2. BEREGNING AV FASTINNSPENNINGSMOMENT

2.1 Generelt

I de fleste tilfelle vil de prefabrikerte bjelker i et samvirketverrsnitt for en brokonstruksjon være forspent slik at man har trykk-krefter i undergurtene i bjelkefeltet for langtidslaster som egenvekt bjelker, broplate, asfalt, rekkverk o.l. sammen med spennkreftene. Disse trykk-kreftene vil forårsake kryptøyninger i betongtrykksonen og vil resultere i en oppadrettet krumning av bjelken med påstøpt broplate. En slik krumning vil føre til rotasjon av bjelkeendene og strekk mellom bjelkeendene og den plass-støpte betong mellom bjelkeendene over støtter. Dersom det ikke er innlagt armering for å forbinde undergurtene på bjelkene over støtter, kan slike strekk-krefter føre til at det oppstår riss. Eventuelle riss vil være resultat av kryptøyninger som opptrer etterat det kontinuerlige system er etablert.

Når trafikklasten påføres, må rissene lukkes før broen kan virke som et kontinuerlig system.

I følgende pkt. 2.2 og 2.3 presenteres metoder for beregning av rotasjon av bjelkeendene forårsaket av kryptning, svinn og relaksasjon. I stedet for direkte å beregne rotasjon og der ved riss ved bjelkeender, beregnes det støttemoment som må påføres bjelkeendene for at resulterende rotasjon blir lik null. Dette tilsvarer beregning av støttemomenter som bygges opp på grunn av kryptning, svinn og relaksasjon i en fritt opplagt spennbetongbjelke som ved påstøp blir en fast innspent samvirkebjelke. Momenter i det faktiske system kan så bestemmes ved bruk av momentfordeling eller lignende metoder.

2.2 Generell beregning

Støping av de prefabrikerte bjelker samt den plass-støpte betong forutsettes foretatt etter et tidsskjema som er vist i fig. 2.1.

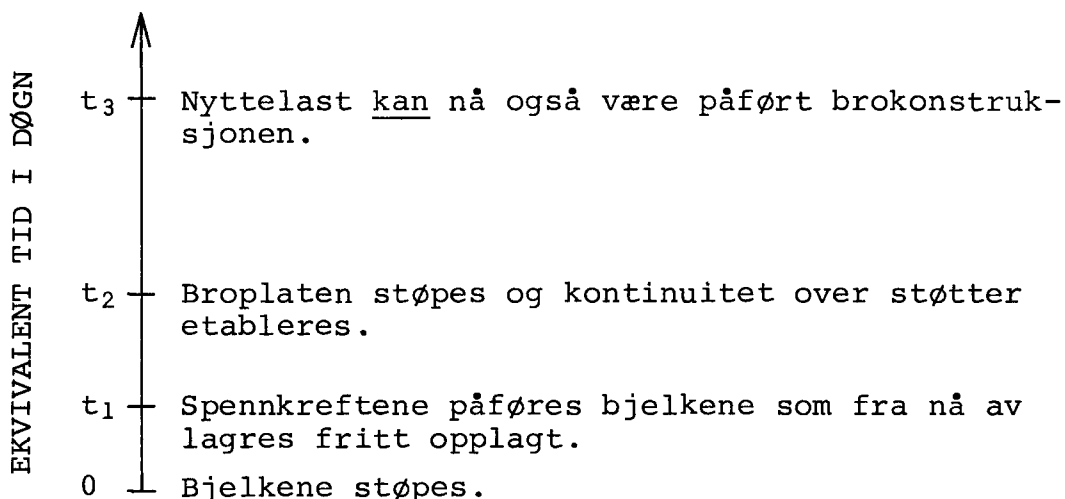


Fig. 2.1 Tidsskjema

I tidsskjemaet anvendes ekvivalent tid i døgn t som beregnes av

$$t = \sum \frac{T^{\circ} + 10^{\circ}}{30^{\circ}} \cdot \Delta t$$

hvor Δt antall døgn med midlere betongtemperatur $T^{\circ}\text{C}$ (minusgrader medtas ikke).

Effektiv betongalder t' er gitt ved

$$t' = k_c \cdot t$$

Kfr. forøvrig [2] pkt. F2.

Avforming av bjelke og påføring av spennkraft antas foretatt så snart bjelkens betongfasthet er tilstrekkelig. Ved bruk av f.eks. PC 375 og eventuelt oppvarmet tilslag kan fasthetsutviklingen forseres slik at støping og avforming/påføring av spennkraft tilpasses rasjonelle produksjonsrutiner.

For ikke å få for store spennkraftttap er det nødvendig å sette krav til betongens trykkfasthet når forspenningskreftene påføres bjelken. Det er i det etterfølgende valgt å sette $f_{cj} \approx 0,7 \cdot f_{ck}$ ved tidspunkt t_1 . For PC 375 beregnes "effektiv betongalder" $= 2 \cdot t_1 = 2 \cdot 1 = 2$ "døgn" ($k_c = 2$).

En fritt opplagt spennbetongbjelke som ved påstøp blir en fast innspent samvirkebjelke, vil få støttemoment M_s som bygges opp på grunn av krypning, svinn og relaksasjon. M_s kan tilnærmet beregnes ved bruk av følgende formel:

$$M_s = M_{s_{g_1}} \cdot \frac{\varphi'_2}{1 + \kappa \varphi_2} + M_{s_{(g_2+g_4)}} \cdot \frac{\varphi_2}{1 + \kappa \varphi_2} + (P_I \cdot e'_{u_2} - P_{O_2} \cdot e'_{O_2}) \cdot \frac{\varphi'_2}{1 + \kappa \varphi_2} + \Delta P_2 \cdot e'_{u_2} + F_{O_3} \cdot (y'_{O_2} - \frac{h_p}{2}) \cdot \frac{1}{1 + \kappa \varphi_{p1}}.$$

I formelen er:

$M_{s_{g_1}} = -\frac{g_1 \cdot L^2}{12}$	fastinnspenningsmomentet p.g.a. bjelkens egenvekt, g_1
$M_{s_{(g_2+g_4)}} = -\frac{(g_2+g_4) \cdot L^2}{12}$	fastinnspenningsmomentet p.g.a. påstøpens egenvekt, g_2 , samt permanent tilleggslast som påføres samtidig med broplaten som f.eks. slitelag bestående av ekstra betong-overdekning, g_4
$\kappa = 0,8$	relaksasjonskoeffisient
$F_{O_3} = \Delta \epsilon_{CS} \cdot E_{C_3} \cdot A^O_{C_3}$	kraft for en elastisk tøyning lik svinndifferansen mellom bjelke og påstøp
$\Delta \epsilon_{CS}$	differanse mellom bjelken og påstøpens svinn i tidsintervallet t_2' til t_3'
φ_2	kryptallet for bjelken for tidsintervallet t_2' til t_3' for belastning påført ved t_2'
φ'_2	kryptallet for bjelken for tidsintervallet t_2' til t_3' for belastning påført ved t_1'
φ_{p1}	kryptallet for platen for tidsintervallet t_2' til t_3' for belastning påført ved t_2'

For nærmere forklaring på de øvrige symboler som er benyttet ovenfor vises til Bilag A samt NS 3473.

2.3 Forenklet beregning

For normerte bjelker NIB og NOB og bruk av tallverdier foreslått i [2] kan fastinnspenningsmomentet M_s bestemmes efter en forenklet metode av formelen:

$$M_s = - \frac{L^2}{12} [f_1 \cdot g_1 + f_2 \cdot (g_2 + g_4)] + p'_{u_1} \cdot n \cdot e'_{u_2} \cdot [(1 - \alpha - \beta) \cdot f_1 - (k_p - \alpha - \beta)] - 0,9 \cdot P'_{o_1} \cdot e'_{o_2} \cdot f_1 - 0,25 \cdot A^o_{c_3} \cdot E_{c_3} \cdot \Delta \epsilon_{cs} \cdot (y'_{o_2} - \frac{h_p}{2})$$

hvor M_s støttemoment som bygges opp på grunn av krypning, svinn og relaksasjon i en fritt opplagt spennbetongbjelke som ved påstøp blir fast innspent

g_1 selve bjelkens egenlast, se tabell 3.1

$g_2 + g_4$ påstøpens egenlast (g_2) samt vekt av permanent tilleggslast som påføres samtidig med påstøpen, f.eks. slitelag i form av ekstra betongoverdekning (g_4)

e'_{u_2} kan tas fra diagram 3.1 for NIB og tabell 3.1 for NOB

$$e'_{o_2} = d_2 - (h_p + 0,05 + e'_{u_2})$$

hvor d_2 og h_p er gitt i tabell 3.1

$$(y'_{o_2} - \frac{h_p}{2}) = d_2 - \frac{h_p}{2} - e'_{u_2}$$

For de følgende symboler er det regnet ut diagrammer og tabeller for de normerte bjelketverrsnitt basert på materialverdier gitt i [2]:

$f_1 = \frac{\varphi'_2}{1 + \kappa \varphi_2}$ som kan tas fra kurve i diagram 3.2 når tidspunkt for støp av broplate t_2 er fastlagt

$f_2 = \frac{\varphi_2}{1 + \kappa \varphi_2}$ som kan tas fra kurve i diagram 3.2 når tidspunkt for støp av broplate t_2 er fastlagt

α umiddelbart relativt elastisk spennkraftttap idet spennkraften påføres bjelketverrsnittet. Verdien tas fra diagram 3.3

β relativt spennkraftttap p.g.a. krypning, svinn og relaksasjon i tidsintervallet $t_1 - t_2$. Verdien tas fra diagram 3.4

k_p samlet relativt spennkraftttap, kan tilnærmet beregnes av følgende formel:

$$k_p = (0,22 - 0,017 \cdot b) \cdot \sqrt{n} / \sqrt[3]{L}$$

hvor L og b regnes i m

b effektiv bredde pr. bjelke av påstøpt broplate

$\Delta\epsilon_{cs}$ svinntøyningdifferanse, kan tas fra diagram 3.5.

Faktorene 0,9 og 0,25 i formelen for M_g er basert på følgende:

Faktoren 0,9 betyr at 90% av oppspenningskraften i de to spenntauene i ok bjelke antas å gi bidrag til momentomlagringen.

Faktoren 0,25 fremkommer som $0,75 \cdot 0,33$, hvor 0,75 er reduksjonsfaktor for svinn p.g.a. "stiv betong" og videre

$$\frac{1}{1 + \kappa \varphi_{pl.}} \approx 0,33$$

Tidsskjemaet er som angitt i pkt. 2.2 fig. 2.1, men for enkelthets skyld er satt $t_2 \approx t_3$.

3. TABELLER OG DIAGRAMMER

For beregning av fastinnspegningsmomentet M_g efter formelen gitt i pkt. 2.3, gis i det følgende endel tabeller og diagrammer.

TVERRSNITTS- TYPE	d_2 m	h_p m	e'_{u_2} m	g_1 kN/m
NIB 400/600	0,73	0,20	-	3,00
NIB 400/800	0,92	"	-	3,48
NIB 400/1000	1,11	"	-	4,20
NIB 500/1200	1,30	"	-	5,11
NIB 500/1400	1,49	"	-	5,59
NOB 400 (HULROM)	0,50	0,15	0,235	2,66
NOB 500 (HULROM)	0,60	"	0,293	2,90
NOB 600 (HULROM)	0,70	"	0,352	3,14
NOB 700 (HULROM)	0,80	"	0,407	3,38
NOB 400 (MASSIV)	0,49	0,14	0,235	2,66
NOB 500 (MASSIV)	0,59	"	0,297	2,90
NOB 600 (MASSIV)	0,69	"	0,360	3,14
NOB 700 (MASSIV)	0,79	"	0,422	3,38

TABELL 3.1 Tverrsnittskonstanter

28-døgn fasthet	C25	C35	C45	C65
$E_c/10^6$	25,00	29,58	33,54	40,31

TABELL 3.2 E-moduler i kN/m²

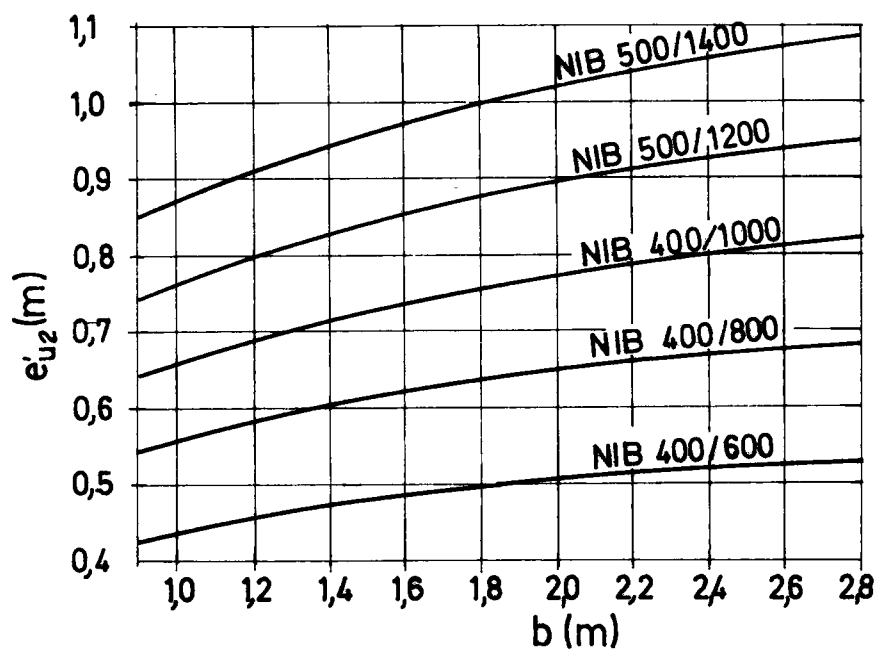
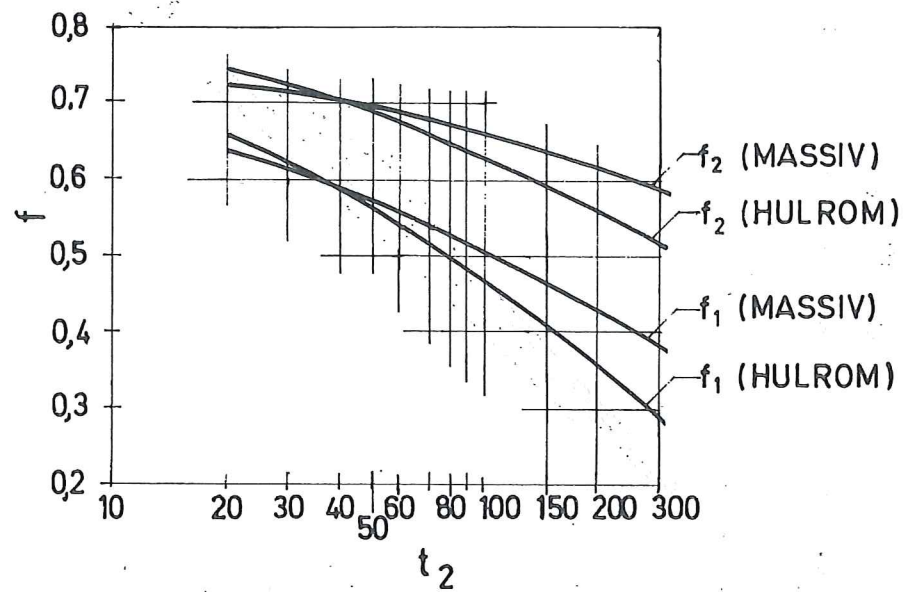
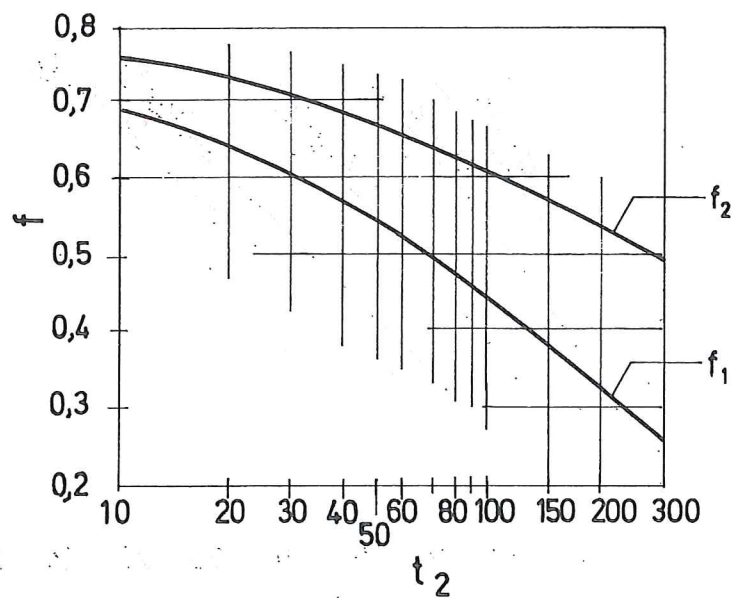


DIAGRAM 3.1 e'_{u_2} for NIB-broer



NOB-BROER



NIB-BROER

DIAGRAM 3.2 f_1 og f_2 for NOB- og NIB-broer

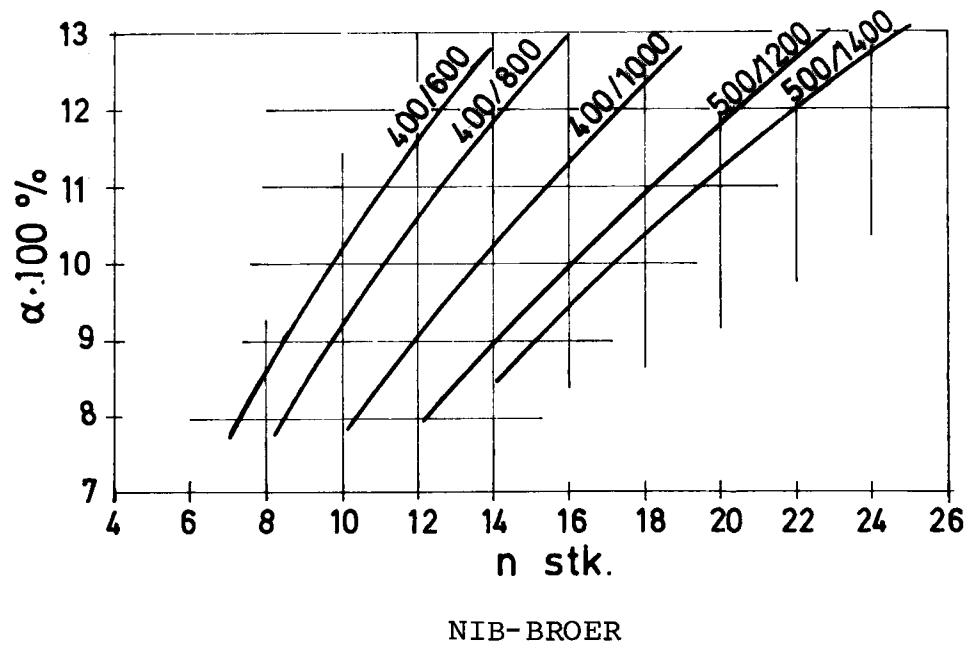
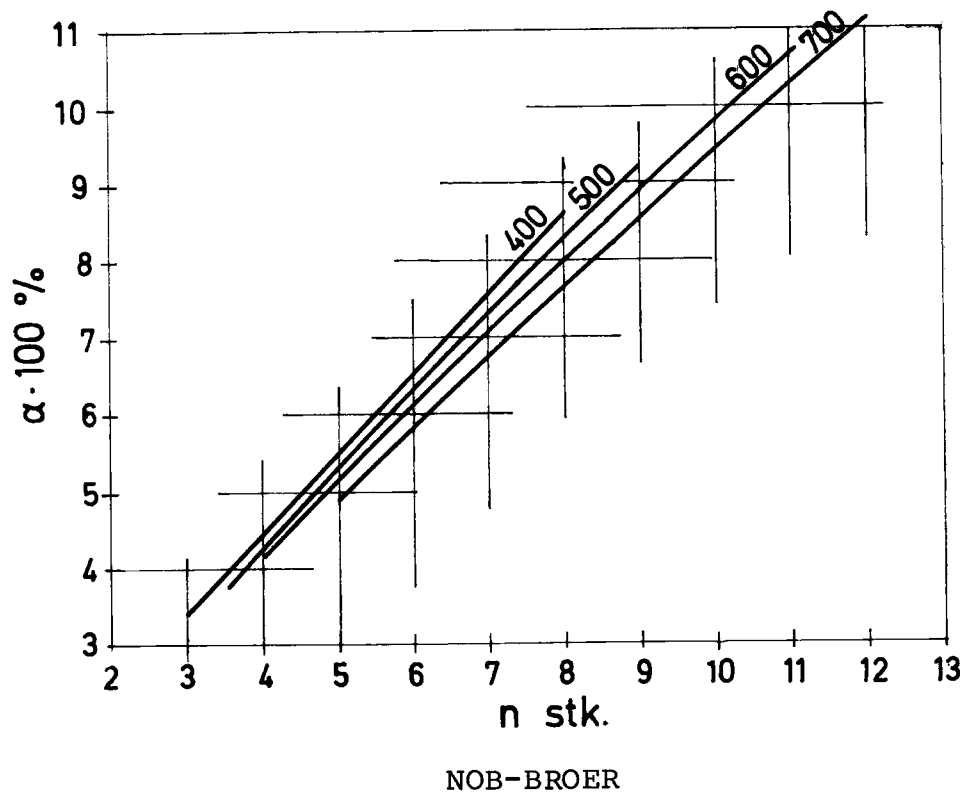


DIAGRAM 3.3 α for NOB- og NIB-broer

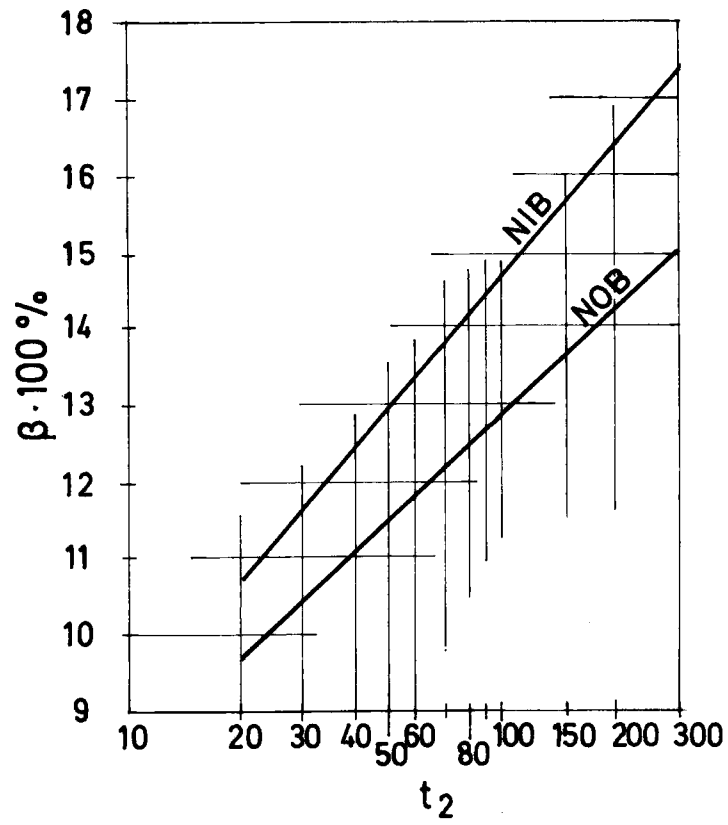
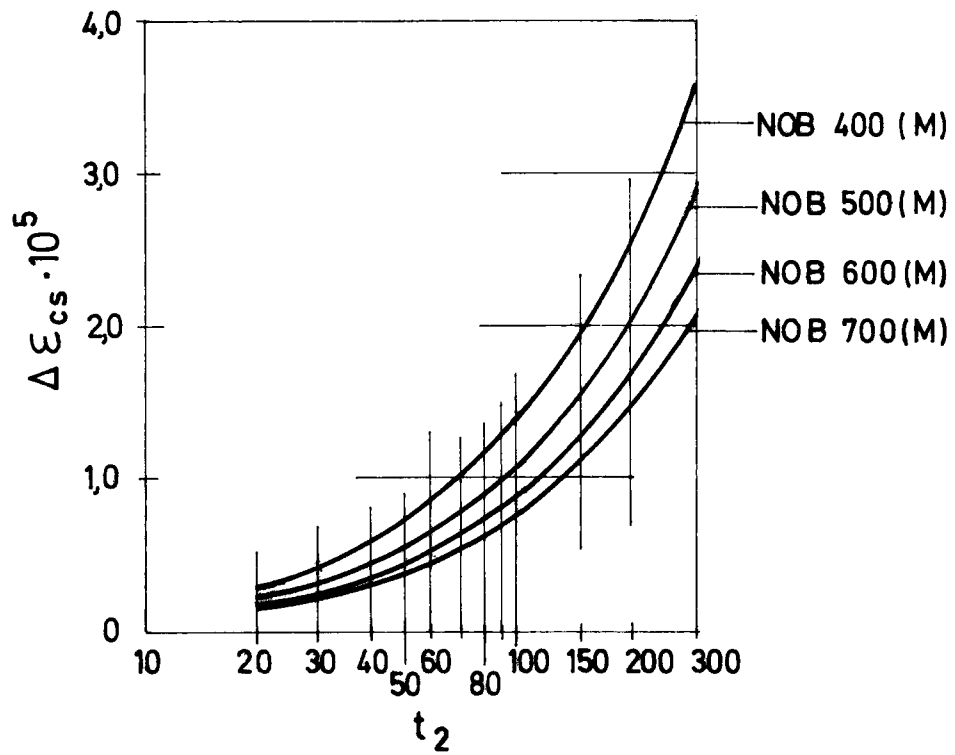
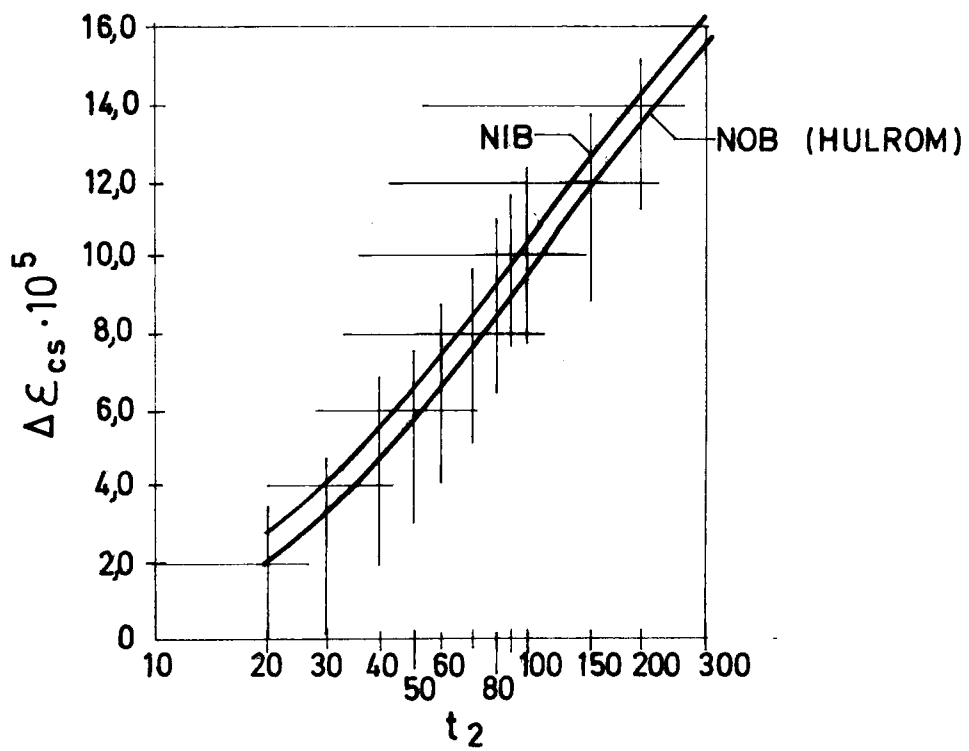


DIAGRAM 3.4 β for NOB- og NIB-broer



MASSIVE NOB-BROER



NIB-BJELKEBROER OG NOB-BROER MED HULROMSTVERRSNITT

DIAGRAM 3.5 $\Delta \epsilon_{cs}$ for NOB- og NIB-broer

4. BEREGNING OG DIMENSJONERING

4.1 Maksimalle momenter

Generelt må følgende to dimensjoneringsstilstander vurderes:

a) Maks. feltmoment

Det maksimale feltmoment opptrer for minimum støttemoment. Da M_S vanligvis er positivt, vil det komme til fradrag i støttemomentet og følgelig føre til en økning i feltmomentet. Generelt vil derfor maksimum feltmoment opptre samtidig med den maksimale (endelige) verdi av M_S (dvs. for $t_3 \rightarrow \infty$).

Med etappevis utstøping av broplaten som vist i fig. 1.6, vil feltmomentet måtte beregnes for egenlast bjelker og påstøp (fritt opplagt system) samt laster (asfalt, rekkverk, nyttelaster) påført etterat kontinuitet er etablert (kontinuerlig system). Dessuten kommer reduksjon i støttemomentet (og økning i feltmomentet) for M_S .

Med seksjonsvis utstøping som angitt i fig. 1.7 vil endel av den plass-støpte broplate bli påført i det kontinuerlige system og følgelig føre til en reduksjon av feltmomentet.

b) Maks. negativt støttemoment

Da M_S vanligvis er positivt, vil det maksimale negative støttemoment opptre når M_S er minimum. Dersom nyttelasten kan påføres kort tid etterat kontinuitet er etablert ($t_3 \approx t_2$) er $M_S \approx 0$, og maksimum negativt støttemoment beregnes for de laster som påføres etterat kontinuitet er etablert. Med utstøping som vist i fig. 1.6 vil støttemomentet bestå av andeler fra egenlaster påført etter kontinuitet er etablert (asfalt, rekkverk o.l.) samt nyttelaster. Med seksjonsvis utstøping som vist i fig. 1.7 vil det i tillegg bli negativt støttemoment fra den del av den plass-støpte broplate som påføres etterat kontinuitet er etablert.

4.2 Lastkoeffisienter

Lastkoeffisienter velges i henhold til [8]. Generelt anbefales for M_S å benytte en lastkoeffisient lik 1,0 både i bruks- og bruddgrensetilstanden. Alternativt kan lastkoeffisienten velges fritt i området 0,9 til 1,1, men med samme verdi for hele konstruksjonsdelen. Se også NS 3473 pkt. 10.4.1.

5. KONKLUSJONER

Som ventet viser beregningseksemplet i bilaget at en etappevis utstøping med sikte på kontinuitet for nyttelast og egenlast broplate, gir mindre feltmoment og større støttemoment enn en utstøping som kun gir kontinuitet for nyttelast. Forskjellen er imidlertid liten. For mindre spennvidder og for NOB-broer er den i alminnelighet mindre enn i beregnings-eksemplet. Ut fra økonomisk vurdering er det derfor ikke vesentlig hvilken utstøpningsmetode som velges. I spesielle tilfelle, f.eks. når bjelkehøyden er sterkt presset, kan det imidlertid være ønskelig å velge en seksjonsvis utstøping som gir kontinuitet både for nyttelast og egenlast broplate.

Tilsvarende sammenligninger av kontinuerlige kontra fritt opplagte, flerspenns NIB- og NOB-broer viser ingen klare økonomiske fordeler ved kontinuitet for nyttelast. Besparelser ved reduksjon av strekkarmering i felt oppveies i stor utstrekning av øket armering over støtte. Ved kontinuitet kan også utførelsen ved støtte bli noe mer komplisert. Dette gjelder spesielt for NIB hvor det er vanskelig å oppnå en effektiv strekkforbindelse i uk bjelke for å ta opp et positivt støttemoment M_S . Kontinuitet vil imidlertid kunne tilføre konstruksjonen endel kvaliteter som kan være av betydning. Av disse kan nevnes:

En kontinuerlig, statisk ubestemt konstruksjon har i alminnelighet en større lastkapasitet og en større reserve mot overlast enn en statisk bestemt konstruksjon.

Kontinuitet gir konstruksjonen øket stivhet og dermed mindre nedbøyninger.

Ved kontinuitet, der et eventuelt positivt støttemoment M_S kan tas opp med armering i uk bjelke ved støtten, påføres broplaten over støtten vesentlig mindre krumninger og tøyninger enn ved fritt opplagte bjelker med kontinuerlig broplate over støtten. Dette gjør at man ved kontinuitet får en mer robust konstruksjon med mindre risiko for skader i broplaten over støtte.

Kontinuitet kan gi mulighet til å benytte lavere bjelkehøyde.

6. LITTERATURHENVISNINGER

1. Norsk Betongforenings Brokomité: "Normerte I-tverrsnitt NIB", Teknisk Ukeblads Forlag, 1967.
2. Norsk Betongforenings Brokomité: "Dimensjonering av spennbetong. Dimensjoneringsprosedyre for strengebetongbjelker", Norsk Betongforenings Publikasjon nr. 1, 1974.
3. Norsk Betongforenings Brokomité: "Dimensjonering av spennbetong. Eksempel på dimensjonering av samvirkebjelke", Norsk Betongforenings Publikasjon nr. 2, 1974.
4. Norsk Betongforenings Brokomité: "Normerte I-tverrsnitt NIB", Norsk Betongforenings Publikasjon nr. 3, 1974.
5. Norsk Betongforenings Brokomité: "Normerte omvendte T-tverrsnitt NOB", Norsk Betongforenings Publikasjon nr. 4, 1974.
6. Statens Vegvesen Bruhåndbok. Prosjektering Del 2 kapittel 10 "NIB-Bjelkebruer", Des. 1975.
7. Statens Vegvesen Bruhåndbok. Prosjektering Del 2 kapittel 11 "NOB-Bjelkebruer", Juni 1976.
8. Statens Vegvesen Bruhåndbok. Prosjektering Del 1 kapittel 2 Lastforskrifter, Mars 1976.
9. Norsk Betongforenings Brokomité: "Flerfelts NIB- og NOB-bruer. Beregning og dimensjonering av kontinuerlig broplate over støttene", Norsk Betongforenings Publikasjon nr. 11, 1981.

BILAG A

SYMBOLER

Symboler som ikke er medtatt nedenfor og som ikke er definert i NS 3473, er forklart der de forekommer i teksten.

(a) Tverrsnittsmål og -konstanter for bjelke uten påstøp

h_1	bjelkehøyde
y_{us}	avstand fra uk bjelke til tyngdepunkt uk-armering
y_{os}	avstand fra ok bjelke til tyngdepunkt ok-armering
y_{u1}	avstand fra uk bjelke til tverrsnittets tyngdepunkt
y_{o1}	avstand fra ok bjelke til tverrsnittets tyngdepunkt
d_1	$= h_1 - y_{us}$
d_1'	$= h_1 - y_{os}$
e_{u1}	$= y_{u1} - y_{us}$
e_{o1}	$= y_{o1} - y_{os}$
A_{c1}	betongtverrsnittets areal
A_{s1}	areal spennarmering i uk bjelke
A_{s2}	areal slakk armering i uk bjelke
A_{so}	areal spennarmering i ok bjelke
A_{su}	$= A_{s1} + A_{s2}$
η	antatt forhold mellom elastisitetsmoduler for armering og bjelkebetongen for korttidslast
I_1	treghetsmoment
W_{u1}	$= I_1 / y_{u1}$
W_{o1}	$= I_1 / y_{o1}$
'	betegner at konstanten gjelder for betongtverrsnittet med armering
h_1'	$= h_1 - y_{os} - y_{us}$
b_1	bjelkestegets bredde
L	spennvidde

(b) Tverrsnittsmål og -konstanter for bjelke med påstøp

η_c	$= E_c \text{ påstøp} / E_c \text{ bjelke}$
A_{c3}^o	areal av påstøp
b	effektiv bredde av påstøpt broplate

A_{C3}	$= \eta \cdot A_{C3}^O$
A_{C2}	$= A_{C1} + A_{C3}$
y_{u2}	avstand fra uk bjelke til tyngdepunktet for bjelke med påstøp
y_{O2}	avstand fra ok plate til tyngdepunktet for bjelke med påstøp
e_{O2}	$= y_{O2} - y_{Os}$
e_{u2}	$= y_{u2} - y_{us}$
I_2	treghetsmoment bjelke med påstøp
W_{u2}	$= I_2 / y_{u2}$
W_{O2}	$= I_2 / y_{O2}$
h_2	bjelkehøyde
d_2	$= h_2 - y_{us}$
'	betegner at størrelsen gjelder for betongtverrsnittet med armering
h_p	tykkelse påstøpt plate

(c) Betongspenninger

σ_o, σ_u	henholdsvis randspenning i ok og uk bjelke med indekser
1	uten reduksjon og
2	med reduksjon på grunn av svinn, krypning og relaksasjon

Spenninger og tøyninger regnes positive ved strekk. Unntatt er dimensjoneringsberegninger, hvor det kan brukes absoluttverdier.

(d) Belastninger

g	egenlast, med indekser
1	bjelken alene
2	påstøp alene
3	laster som forutsettes fjernet etter samvirke
4	permanente laster som påføres etter samvirke
p	nyttelast som påføres etter samvirke

(e) Spennkrefter

- P_u, P_o samlet spennkraft i henholdsvis uk- og ok-armering med indekser:
- 1 uten reduksjon og
 - 2 med reduksjon på grunn av svinn, krypning og relaksasjon
- P'_{u1} samlet spennkraft i uk-armering før spenntauene kuttet. I ok regnes tilnærmet $P'_{o1} \sim P_{o1}$
- P_I samlet spennkraft i uk bjelke umiddelbart før samvirke etableres
- ΔP_2 endringen i spennkraften i uk bjelke etter etablert samvirke
- n antall spenntau i uk brobjelke (i ok er antatt 2 stk. spenntau $\emptyset \frac{1}{2}$ "), $P_u = n \cdot p_u$

(f) Momenter og skjærkrefter

- M, V henholdsvis momenter og skjærkrefter med indekser
- 1 for bjelken alene
 - 2 tillegg for bjelke med påstøp

BILAG B

REGNEEKSEMPEL

B.1 Generelt

Det forutsettes en bro med to spenn à 25,0 m og med kontinuitet over støtte B. Statisk system og tverrsnitt er vist på fig. B.1.

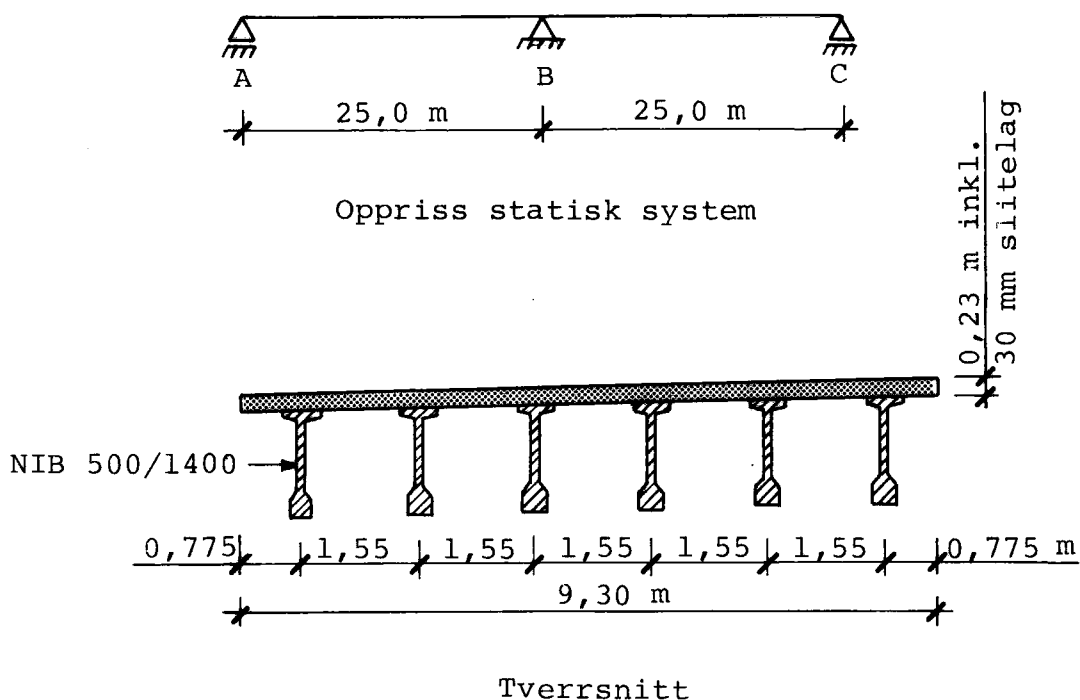


Fig. B.1 Oppriss og tverrsnitt av bro

Bjelkene er regnet som fritt opplagte for egenlast bjelker g_1 , broplate g_2 og forskaling g_3 , og som kontinuerlig over støtte B for egenlast asfalt, rekkverk o.l. g_4 samt for nyttelaster. Kfr. etappevis utstøping av broplaten som angitt i fig. 1.6. I tillegg er seksjonsvis utstøping av broplaten som angitt i fig. 1.7 vurdert.

Lastkoeffisienter velges slik (kfr. pkt. 4.2):

Bruksgrensetilstanden:

$$\gamma = 1,0$$

Bruddgrensetilstanden:

Egenlaster $\gamma_G = 1,2$

Nyttelaster $\gamma_N = 1,6$ (i dette tilfelle er ett lastfelt dimensjonerende)

M_s $\gamma = 1,0$

Den følgende beregning er ikke komplett, da bare momenter er beregnet og bare et typisk felt- og støttetverrsnitt vurdert.

B.2 Egenlast

Egenlaster pr. bjelke:

Bjelker NIB 500/1400: $g_1 = 5,59 \text{ kN/m}$ fra tabell 3.1

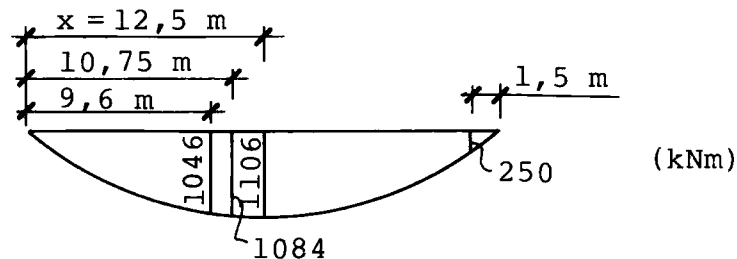
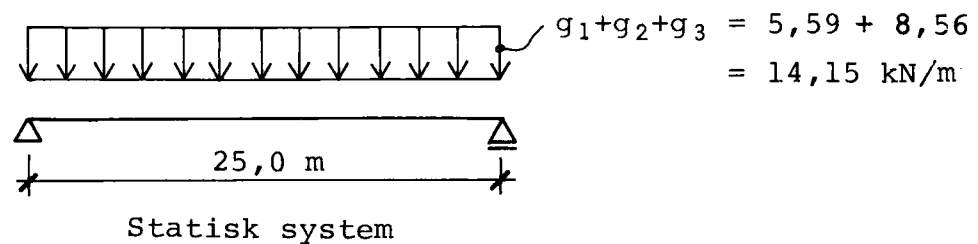
Broplate: $g_2 = 0,23 \cdot 1,55 \cdot 24 = 8,56 \text{ kN/m}$

For forskaling av broplate benyttes prefabrikerte plater. Vekten av disse platene er inkludert i g_2 .

Forskaling: $g_3 = 0$

Asfalt: $g_4 = 0,05 \cdot 1,55 \cdot 20 = 1,55 \text{ kN/m}$

Effektiv platebredde pr. bjelke: 1,55 m



Momentdiagram

Fig. B.2 Statisk system og momentdiagram for egenlast $g_1 + g_2 + g_3$ på fritt opplagt system (bruksgrensetilstanden)

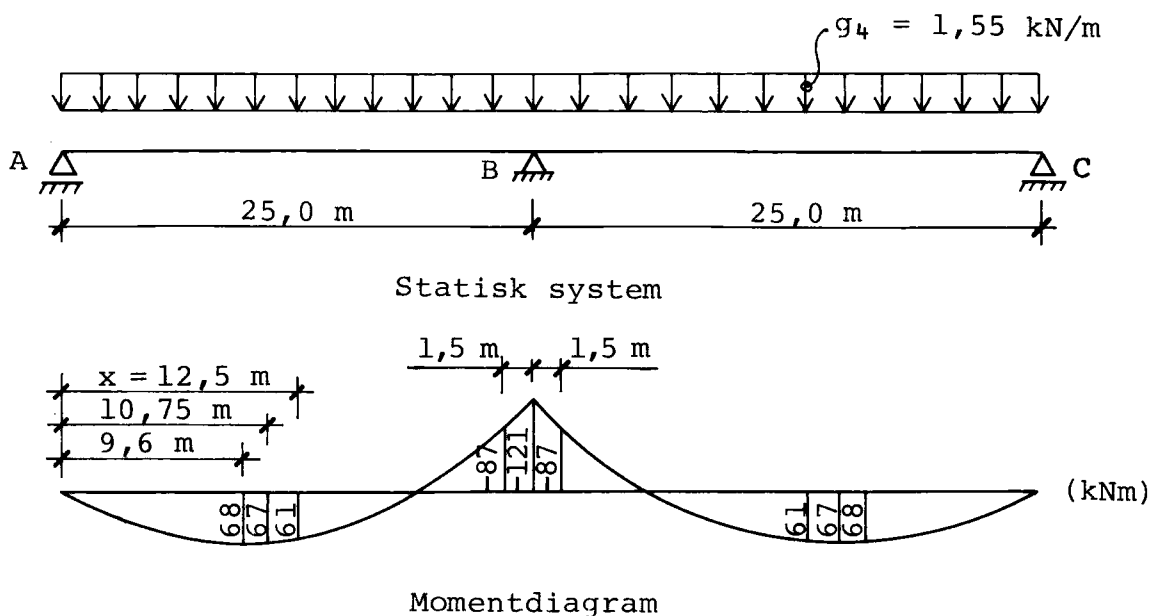


Fig. B.3 Statisk system og momentdiagram for tilleggslast g_4 på kontinuerlig system (bruksgrensetilstanden)

B.3 Nyttelast

Broen dimensjoneres for "Preliminære nordiske lastforskrifter for vegbruer" av desember 1971 [8].

Fra bjelkeristberegninger fås

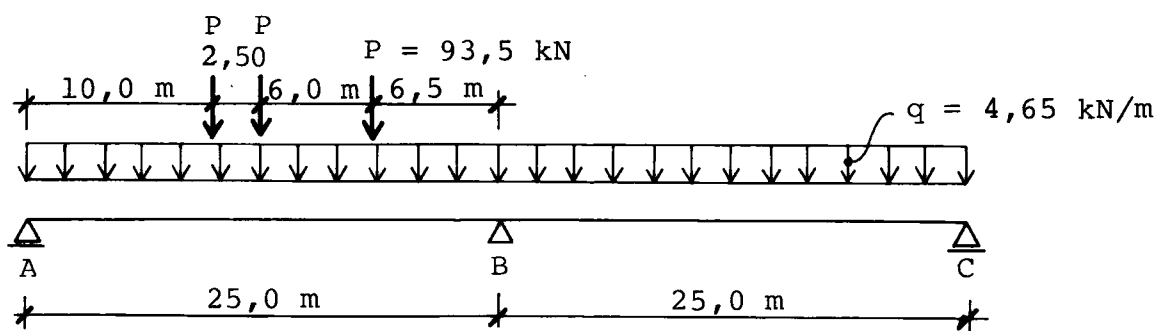
Moment i en bjelke = $0,445 \cdot$ totalt moment pr. kjørefelt, dvs. "sporprosenten" er 44,5%.

Akseltrykk pr. bjelke: $P = 210 \text{ kN} \cdot 0,445 = 93,5 \text{ kN}$

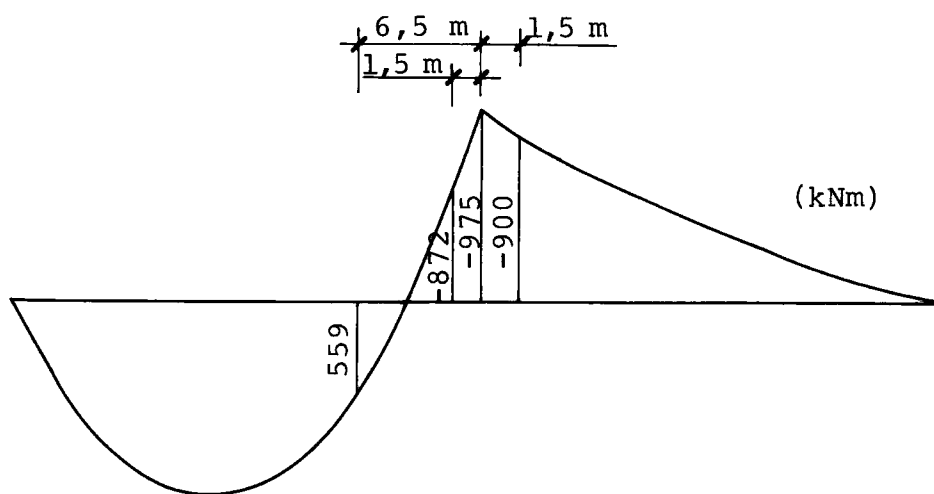
Jevnt fordelt trafikklast pr. bjelke

$$q = 3,0 \text{ kN/m}^2 \cdot 1,55 \text{ m} = 4,65 \text{ kN/m}$$

Siden trafikklasten ikke virker over hele brobredden, vil q i virkeligheten bli noe mindre.



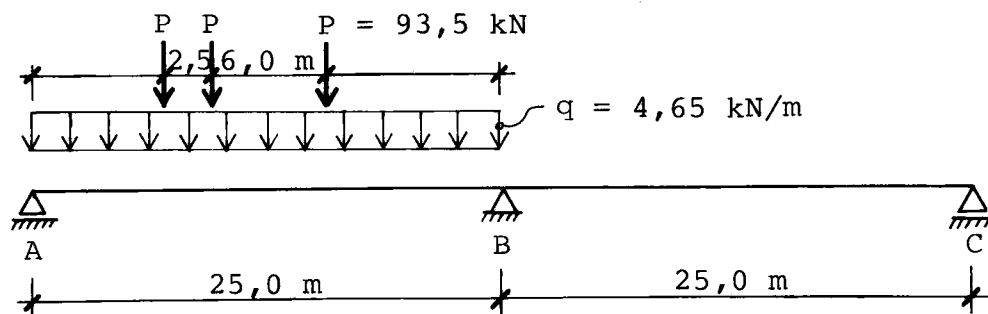
Statisk system



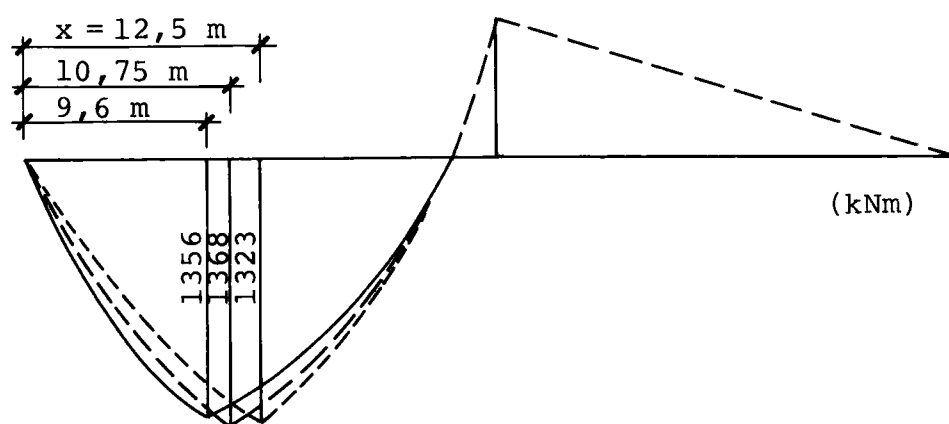
Momentdiagram

Fig. B.4 Statisk system og momentdiagram for maks. støttemoment ved B p.g.a. nyttelast (bruksgrensetilstand)

Siden avstandene mellom akseltrykkene kan være lik eller større enn henholdsvis 2,5 m og 6,0 m, må også andre last-plaseringer enn den gitt i fig. B.4, undersøkes.



Statisk system



Momentdiagram

Fig. B.5 Statisk system og momentdiagram for maks. feltmoment i felt AB p.g.a. nyttelast (bruksgrensetilstanden)

B.4 Beregning av fastinnspenningsmomentet M_S

Fastinnspenningsmomentet M_S på grunn av kryp, svinn og relaksasjon beregnes som beskrevet i pkt. 2.3. Tidspunkt t_2 for etablering av kontinuitet antas til 20 ekvivalente døgn, kfr. fig. 2.1.

Antar antall spennetau $n = 21$ i uk samt 2 stk. i ok.

Moment M_S er gitt av formelen:

$$\begin{aligned}
 M_S = & -\frac{L^2}{12} [f_1 \cdot g_1 + f_2 \cdot g_2] \\
 & + p'_{u1} \cdot n \cdot e'_{u2} \cdot [(1 - \alpha - \beta) \cdot f_1 - (k_p - \alpha - \beta)] \\
 & - 0,9 \cdot P'_{o1} \cdot e'_{o2} \cdot f_1 - 0,25 \cdot A^o_{c3} \cdot E_{c3} \cdot \Delta \epsilon_{cs} \cdot (y'_{o2} - \frac{h_p}{2})
 \end{aligned}$$

Spennvidde $L = 25,0$ m

$f_1 = 0,64$ for $t_2 = 20$ fra diagram 3.2

$f_2 = 0,73$ for $t_2 = 20$ fra diagram 3.2

Egenvekt bjelke $g_1 = 5,59$ kN/m fra tabell 3.1

Egenvekt påstøp inkl. slitelag $g_2 = 8,56$ kN/m fra pkt. 5.2

p'_{u1} antas 134 kN pr. spenntau

p'_{o1} antas 126,5 kN pr. spenntau

$e'_{u2} = 0,96$ m for $b = 1,55$ m og NIB 500/1400 fra diagram 3.1

$\alpha = 0,116$ for $n = 21$ og NIB 500/1400 fra diagram 3.3

$\beta = 0,107$ for $t_2 = 20$ fra diagram 3.4

Samlet relativt spennkraftttap

$$\begin{aligned} k_p &= (0,22 - 0,017 \cdot b) \cdot \sqrt{n}^3 \sqrt{L} \\ &= (0,22 - 0,017 \cdot 1,55) \cdot \sqrt{22}^3 \sqrt{L} = 0,31 \end{aligned}$$

$$e'_{o2} = d_2 - (h_p + 0,05 + e'_{u2})$$

$d_2 = 1,49$ m fra tabell 3.1

$h_p = 0,20$ m fra tabell 3.1

$$e'_{o2} = 1,49 - (0,20 + 0,05 + 0,96) = 0,28 \text{ m}$$

Areal av statisk virksom påstøp:

$$A^o_{c3} = h_p \cdot b = 0,20 \cdot 1,55 = 0,31 \text{ m}^2$$

Påstøpens 28-døgns E-modul: (betong C35)

$$E_{c3} = 29,58 \cdot 10^6 \text{ kN/m}^2 \text{ fra tabell 3.2}$$

Svinntøyningsdifferanse:

$$\Delta \epsilon_{CS} = 2,8 \cdot 10^{-5} \text{ for } t_2 = 20 \text{ fra diagram 3.5}$$

$$\begin{aligned} (y'_{o2} - \frac{h_p}{2}) &= d_2 - \frac{h_p}{2} - e'_{u2} \\ &= 1,49 - \frac{0,20}{2} - 0,96 = 0,43 \text{ m} \end{aligned}$$

Innsatt i ligningen gir dette:

$$\begin{aligned} M_s &= - \frac{25,0^2}{12} [0,64 \cdot 5,59 + 0,73 \cdot 8,56] \\ &\quad + 134 \cdot 21 \cdot 0,96 \cdot [(1 - 0,116 - 0,107) \cdot 0,64 \\ &\quad - (0,31 - 0,116 - 0,107)] - 0,9 \cdot 253 \cdot 0,28 \cdot 0,64 \\ &\quad - 0,25 \cdot 0,31 \cdot 29,58 \cdot 10^6 \cdot 2,8 \cdot 10^{-5} \cdot 0,43 \\ M_s &= 528 \text{ kNm} \end{aligned}$$

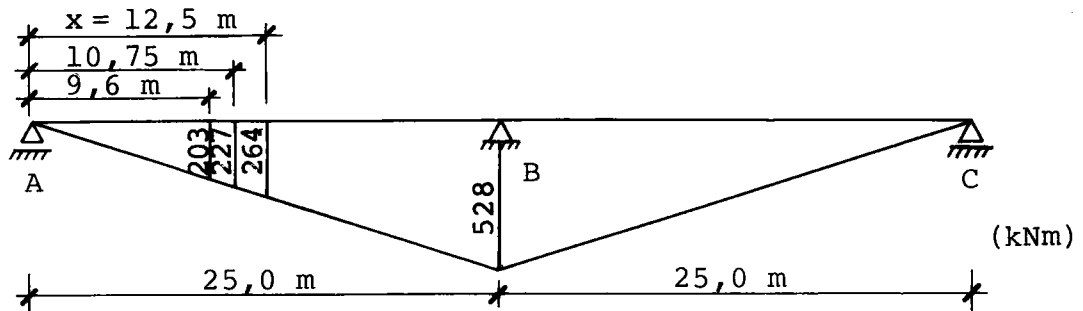


Fig. B.6 Momenter fra M_S p.g.a. kryp, svinn og relaksasjon (bruksgrensetilstanden)

B.5 Maks. feltmomenter

Maks. feltmoment vil opptre for maks. M_S , dvs. $t_3 \rightarrow \infty$.

Maks. feltmoment beregnes følgelig for egenlast av bjelker (g_1) og påstøp (g_2) på fritt opplagt system + tilleggslast (g_4) og nyttelast på kontinuerlig system + M_S p.g.a. kryp, svinn og relaksasjon.

Bruksgrensetilstand:

$$\begin{aligned} x = 9,60 \text{ m: } M_f &= 1046 + 68 + 1356 + 203 = 2673 \text{ kNm} \\ x = 10,75 \text{ m: } M_f &= 1084 + 67 + 1368 + 227 = 2746 \text{ kNm} \\ x = 12,50 \text{ m: } M_f &= 1106 + 61 + 1323 + 264 = 2754 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Bruddgrensetilstand:

$$\begin{aligned} x = 9,60 \text{ m: } M_{f,\gamma} &= (1046 + 68) \cdot 1,2 + 1356 \cdot 1,6 \\ &\quad + 203 \cdot 1,0 = 3709 \text{ kNm} \\ x = 10,75 \text{ m: } M_{f,\gamma} &= (1084 + 67) \cdot 1,2 + 1368 \cdot 1,6 \\ &\quad + 227 \cdot 1,0 = 3797 \text{ kNm} \\ x = 12,50 \text{ m: } M_{f,\gamma} &= (1106 + 61) \cdot 1,2 + 1323 \cdot 1,6 \\ &\quad + 264 \cdot 1,0 = 3781 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Velger å benytte momentene i snitt $x = 10,75$ m fra opplegg for dimensjonering av spennbetongbjelkene i felt.

Spennbetongbjelkene dimensjoneres etter [2].

Materialer: Betong C35 i påstøp
Armering Ks 40 i påstøp ($\phi 12$ c150 i ok og uk)
Betong C55 i bjelker
Spennarmering $\phi \frac{1}{2}$ " St.1700/1900 i bjelker

Med en rissbestemmende armeringsspenning $\sigma_{sr} = 120 \text{ N/mm}^2$ og spenntauplassering som gitt i [6] gir dette nødvendig antall spenntau i uk-bjelke:

$$\underline{n = 21}$$

B.6 Maks. støttemoment

Maks. neg. støttemoment vil opptre for min. M_s , dvs. $t_3 = t_2$.

Maks. negativt støttemoment beregnes følgelig for tilleggslast (g_4) og nyttelast på kontinuerlig system og $M_s = 0$.

Brukgrensetilstand:

$$M_B = -121 - 975 = -1096 \text{ kNm} \quad (\text{snitt over støtte})$$

$$M_{B_1} = -87 - 900 = -987 \text{ kNm} \quad (\text{snitt 1,5 m fra støtte})$$

Bruddgrensetilstand:

$$M_{B,\gamma} = -121 \cdot 1,2 - 975 \cdot 1,6 = -1705 \text{ kNm} \quad (\text{snitt over støtte})$$

$$M_{B_1,\gamma} = -87 \cdot 1,2 - 900 \cdot 1,6 = -1544 \text{ kNm} \quad (\text{snitt 1,5 m fra støtte})$$

For negativt støttemoment må betongtrykksonen, dvs. uk bjelke, kontrolleres for påkjenning fra negativt støttemoment (som gir trykk i uk bjelke) + trykk fra spenntau i uk.

P.g.a. mindre momentkapasitet for betongtrykksonen vil kontroll av feltverrsnittet i NIB-bjelkene være dimensjonerende. Voutelengden for bjelkene settes til 1,5 m, dvs. feltverrsnittet kontrolleres for maks. moment 1,5 m fra støtte.

Maks. negativt moment i bruddgrensetilstand:

$$M_{B_1,\gamma} = -1544 \text{ kNm}$$

Betongtrykksonens momentkapasitet:

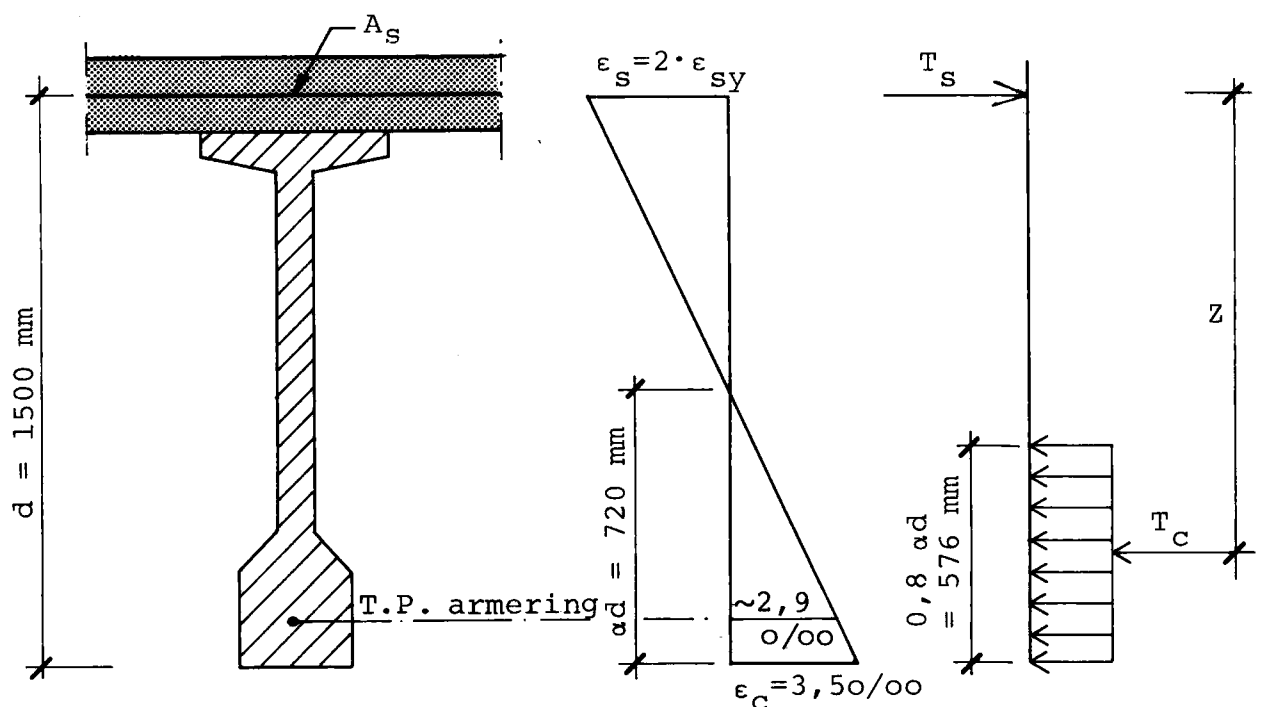


Fig. B.7 Tverrsnitt med tøyninger

$$\epsilon_{sy} = \frac{f_y}{E_s} = \frac{400 \text{ N/mm}^2}{210.000 \text{ N/mm}^2} = 1,9 \text{ o/oo (for armering Ks 40)}$$

$$\alpha = \frac{\epsilon_c}{\epsilon_s + \epsilon_c} = \frac{3,50/oo}{2 \cdot 1,90/oo + 3,50/oo} = 0,48$$

Trykksonehøyde: $\alpha d = 0,48 \cdot 1500 = 720 \text{ mm}$

"Effektiv" trykksonehøyde: $0,8 \alpha d = 0,8 \cdot 720 = 576 \text{ mm}$

Betongareal innenfor "effektiv" trykksonehøyde:

$$A_c = 250 \cdot 300 + 326 \cdot 100 + 2 \cdot \frac{1}{2} \cdot 100 \cdot 100 = 117.600 \text{ mm}^2$$

Som en tilnærming på den sikre side kan det regnes med en rektangulær trykksone med samme areal.

Gjennomsnittlig trykksonebredde:

$$b = \frac{117.600}{576} = 204 \text{ mm}$$

Betongtrykksoneens momentkapasitet:

$$M_{d_{40}} = 0,31 \cdot f_c \cdot b d^2 = 0,31 \cdot 22,4 \cdot 204 \cdot 1500^2 \cdot 10^{-6} = 3187 \text{ kNm}$$

(En nøyaktig beregning gir her ca. 6% høyere verdi).

Trykktøyning ved spennarmeringens tyngdepunkt blir ca. 2,9% iflg. fig. B.7, og kraftreduksjon pr. tau blir $\Delta P = 0,0029 \cdot 200000 \cdot 100/10^3 = 58 \text{ kN}$ i bruddgrensetilstand. Utgangsverdi er 134 kN.

Kraft pr. spenntau i uk bjelke: $P = 134 - 58 = 76 \text{ kN}$

Moment i bjelken fra 14 virksomme spenntau (de øvrige antas blendet, dvs. satt ut av funksjon):

$$\begin{aligned} M_{sp,\gamma} &= n \cdot P \cdot z_{sp} \cdot \gamma_{sp} = 14 \cdot 76 \cdot (0,72 - 0,05 - 0,04) \cdot 1,1 \\ &= 737 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Kapasitet for nyttelastmoment:

$$M_d = M_{d_{40}} - M_{sp,\gamma} = 3187 - 737 = 2450 \text{ kNm} > M_\gamma = 1544 \text{ kNm}$$

Kapasiteten er følgelig større enn nyttelastmomentet.

Kontroll av spenninger i bruksgrensetilstand:

NS 3473 pkt. 10.8.4 gir:

$$\sigma_{till.} = 0,6 f_{cj} = 0,6 f_{ck} = 0,6 \cdot 55 = 33 \text{ N/mm}^2$$

eller

$$\sigma_{till.} = 0,5 f_{ck} = 0,5 \cdot 55 = 27,5 \text{ N/mm}^2$$

Kontrollerer snitt 1,5 m fra støtte.

Støttemoment fra tilleggslast og nyttelast:

$$M_{B1} = - 987 \text{ kNm}$$

Antar 30% tap av spennkraft i uk bjelke og 5% i ok bjelke i bruksgrensetilstand:

Kraft pr. spenntau i uk bjelke: $P_{u2} = 0,7 \cdot 134 = 93,8 \text{ kN}$

Kraft pr. spenntau i ok bjelke: $P_{o2} = 0,95 \cdot 126,5 = 120,2 \text{ kN}$

Tverrsnittskonstanter: (samvirketverrsnitt inkl. armering)

$$I_2' = 0,151 \text{ m}^4 \text{ (treghetsmoment)}$$

$$y_{u2}' = 1,084 \text{ m} \text{ (avstand fra uk bjelke til tyngdepunkt)}$$

$$y_{o2}' = 0,516 \text{ m} \text{ (avstand fra ok påstøp til tyngdepunkt)}$$

$$e_{u2}' = 0,998 \text{ m} \text{ (avstand fra tyngdepunkt av spenntau i uk til tyngdepunkt av tverrsnitt)}$$

$$e_{o2}' = 0,276 \text{ m} \text{ (avstand fra tyngdepunkt av spenntau i ok til tyngdepunkt av tverrsnitt)}$$

$$A_{c2} = 0,543 \text{ m}^2 \text{ (tverrsnittsareal)}$$

$$W_{u2}' = \frac{I_2'}{y_{u2}'} = 0,139 \text{ m}^3 \text{ (motstandsmoment om uk bjelke)}$$

$$W_{o2}' = \frac{I_2'}{y_{o2}'} = 0,292 \text{ m}^3 \text{ (motstandsmoment om ok påstøp)}$$

Randspenningene beregnes under forutsetning av rettlinjett spenningsfordeling:

$$\begin{aligned} \sigma_u &= - \left(\frac{n_u \cdot p_{u2} + n_o \cdot p_{o2}}{A_{c2}} \right) \\ &\quad - \left(\frac{n_u \cdot p_{u2} \cdot e'_{u2} - n_o \cdot p_{o2} \cdot e'_{o2}}{W'_{u2}} \right) - \frac{M_B}{W'_{u2}} \\ &= - \left(\frac{14 \cdot 93,8 + 2 \cdot 120,2}{0,543} \right) \\ &\quad - \left(\frac{14 \cdot 93,8 \cdot 0,998 - 2 \cdot 120,2 \cdot 0,276}{0,139} \right) - \frac{987}{0,139} \\ &= - 2861 - 8951 - 7101 = - 18913 \text{ kN/m}^2 \\ \sigma_u &= - 18,9 \text{ N/mm}^2 \text{ mot } \sigma_{till.} = - 27,5 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma_o &= - \left(\frac{n_u \cdot p_{u2} + n_o \cdot p_{o2}}{A_{c2}} \right) \\ &\quad + \left(\frac{n_u \cdot p_{u2} \cdot e'_{u2} - n_o \cdot p_{o2} \cdot e'_{o2}}{W'_{o2}} \right) + \frac{M_B}{W'_{o2}} \\ &= - 2861 + \frac{14 \cdot 93,8 \cdot 0,998 - 2 \cdot 120,2 \cdot 0,276}{0,292} + \frac{987}{0,292} \\ \sigma_o &= - 2861 + 4261 + 3380 = 4780 \text{ kN/m}^2 = 4,8 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

B.7 Dimensjonering av lengdearmring i broplaten over støtte

Snitt ved støtte

Maks. negativt støttemoment i bruddgrensetilstand:

$$M_{B,\gamma} = - 1705 \text{ kNm}$$

Betongtrykksjonens momentkapasitet:

$$M_{d40} = 0,31 \cdot f_c \cdot b d^2 = 0,31 \cdot 22,4 \cdot 300 \cdot 1500^2 \cdot 10^{-6} = 4687 \text{ kNm}$$

Neglisjerer virkningen av 2 $\emptyset \frac{1}{2}$ " spenntau i ok bjelke.

Moment p.g.a. 14 spenntau i uk bjelke:

$$M_{sp,\gamma} = 737 \text{ kNm fra pkt. B.6}$$

Nødvendig lengdearmring i broplaten over støtte er gitt ved:
(Effektiv platebredde $b = 1,55 \text{ m}$)

$$\begin{aligned}A_s &= \frac{M_\gamma}{(1 - 0,19 \cdot \frac{M_\gamma}{M_d}) \cdot d \cdot f_s \cdot b} \\ &= \frac{(737 + 1705) \cdot 10^6}{(1 - 0,19 \cdot \frac{737 + 1705}{4687}) \cdot 1500 \cdot 320 \cdot 1,55} \\ A_s &= 3643 \text{ mm}^2/\text{m}\end{aligned}$$

Snitt 1,5 m fra støtte

Maks. negativt støttemoment i bruddgrensetilstand:

$$M_{B1,\gamma} = - 1544 \text{ kNm}$$

Betongtrykksjonens momentkapasitet:

$$M_{d40} = 3187 \text{ kNm fra pkt. B.6}$$

$$A_s = \frac{M_y}{(1 - 0,19 \cdot \frac{M_y}{M_d}) \cdot d \cdot f_s \cdot b}$$

$$= \frac{(737 + 1544) \cdot 10^6}{(1 - 0,19 \cdot \frac{737 + 1544}{3187}) \cdot 1500 \cdot 320 \cdot 1,55}$$

$$A_s = 3548 \text{ mm}^2/\text{m}$$

B.8 Seksjonsvis utstøping av broplate og tverrbjelker

Ved seksjonsvis utstøping av broplaten som angitt i fig. 1.7 regnes hele egenlasten av påstøpen å belaste et kontinuerlig system.

Maks. feltmoment

Det positive støttemomentet M_s p.g.a. kryp, svinn og relaksasjon vil få full virkning efter lang tid, slik at M_s må inkluderes ved beregning av maks. feltmoment.

Maks. feltmoment dimensjoneres følgelig for egenlast av bjelker (g_1) på et fritt opplagt system, egenlast av påstøp (g_2), tilleggslast (g_4) og nyttelast på et kontinuerlig system samt M_s .

$$M_s = - \frac{L^2}{12} [f_1 \cdot g_1 + f_2 \cdot (g_2 + g_4)]$$

$$+ p'_{u_1} \cdot n \cdot e'_{u_2} [(1 - \alpha - \beta) \cdot f_1 - (k_p - \alpha - \beta)]$$

$$- 0,9 \cdot p'_{o_1} \cdot e'_{o_2} \cdot f_1 - 0,25 \cdot A_{c_3}^O \cdot E_{c_3} \cdot \Delta_{cs} \cdot (y'_{o_2} - \frac{h_p}{2})$$

Antar $n = 19$

$f_2 = 1,0$ for kontinuitet

$\alpha = 0,108$ fra diagram 3.3

$$k_p = (0,22 - 0,017 \cdot b) \cdot \sqrt{n}^3 \sqrt{L}$$

$$= (0,22 - 0,017 \cdot 1,55) \cdot \sqrt{19}^3 \sqrt{25} = 0,29$$

De øvrige konstanter er som i pkt. B.4.

$$M_s = - \frac{25,0^2}{12} [0,64 \cdot 5,59 + 1,0 \cdot 8,56]$$

$$+ 134 \cdot 19 \cdot 0,96 \cdot [(1 - 0,108 - 0,107) \cdot 0,64$$

$$- (0,29 - 0,108 - 0,107)] - 0,9 \cdot 253 \cdot 0,28 \cdot 0,64$$

$$- 0,25 \cdot 0,31 \cdot 29,58 \cdot 10^6 \cdot 2,8 \cdot 10^{-5} \cdot 0,43$$

$$M_s = 344 \text{ kNm}$$

Under henvisning til fig. B.6 blir momentene

$$x = 9,60 \text{ m}, M = 344 \cdot 9,6/25,0 = 132 \text{ kNm}$$

$$x = 10,75 \text{ m}, M = 344 \cdot 10,75/25,0 = 148 \text{ kNm}$$

$$x = 12,50 \text{ m}, M = 344 \cdot 12,5/25,0 = 172 \text{ kNm}$$

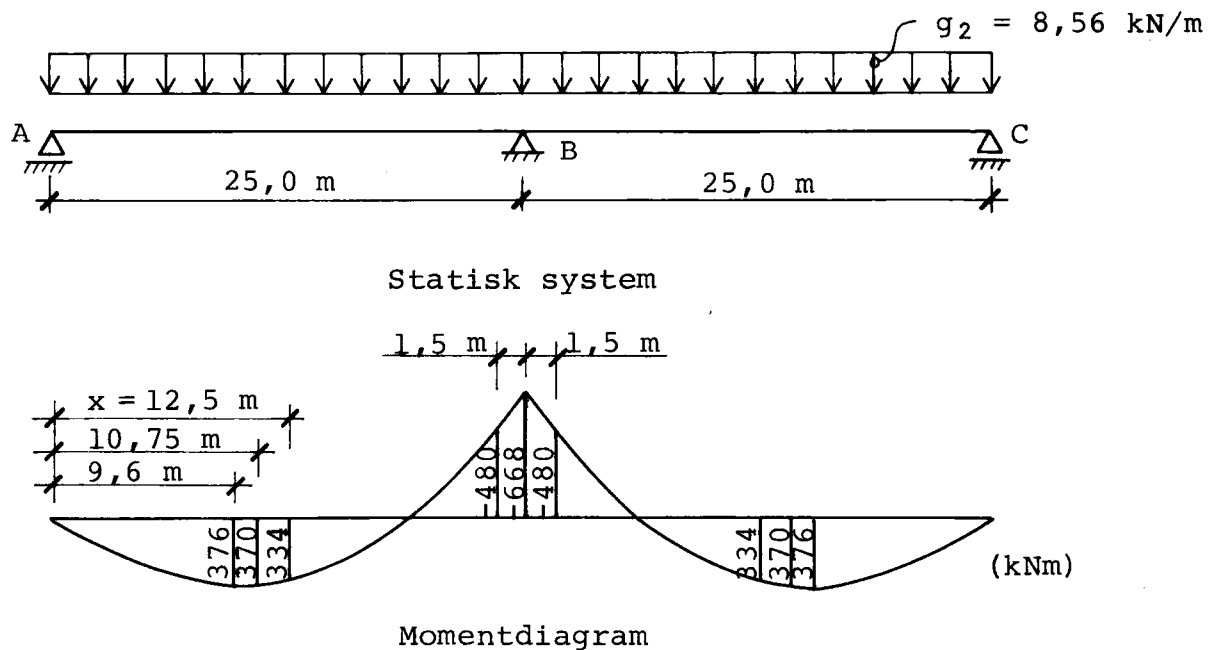


Fig. B.8 Statisk system og momentdiagram for egenlast av påstøp på kontinuerlig system (bruksgrensetilstanden)

Bruksgrensetilstand:

$$x = 9,60 \text{ m: } M_f = 1046 \cdot \frac{5,59}{14,15} + 376 + 68 + 1356 + 132 = 2345 \text{ kNm}$$

$$x = 10,75 \text{ m: } M_f = 1084 \cdot \frac{5,59}{14,15} + 370 + 67 + 1368 + 148 = 2381 \text{ kNm}$$

$$x = 12,50 \text{ m: } M_f = 1106 \cdot \frac{5,59}{14,15} + 334 + 61 + 1323 + 172 = 2327 \text{ kNm}$$

Bruddgrensetilstand:

$$x = 9,60 \text{ m: } M_f = (1046 \cdot \frac{5,59}{14,15} + 376 + 68) \cdot 1,2 + 132 \cdot 1,0 + 1356 \cdot 1,6 = 3330 \text{ kNm}$$

$$x = 10,75 \text{ m: } M_f = (1084 \cdot \frac{5,59}{14,15} + 370 + 67) \cdot 1,2 + 148 \cdot 1,0 + 1368 \cdot 1,6 = 3375 \text{ kNm}$$

$$x = 12,50 \text{ m: } M_f = (1106 \cdot \frac{5,59}{14,15} + 334 + 61) \cdot 1,2 + 172 \cdot 1,0 + 1323 \cdot 1,6 = 3287 \text{ kNm}$$

Dvs.: Momentene i snitt $x=10,75$ m fra opplegg er dimensjonerende for bjelkene.

Dimensjonering av bjelkene på samme måte som beskrevet i pkt. B.5 gir nødvendig antall spenntau i uk bjelke

$$\underline{n = 19}$$

Dvs. at en seksjonsvis utstøping over støtte vil i dette tilfellet spare to spenntau pr. bjelke.

Maks. støttemoment

Maks. negativt støttemoment vil opptre for min. M_S , dvs. for $t_3 = t_2$.

Maks. negativt støttemoment beregnes følgelig for egenlast påstøp (g_2), tilleggslast (g_4) og nyttelast på kontinuerlig system og $M_S = 0$.

Bruksgrensetilstand:

$$M_B = - 668 - 121 - 975 = - 1764 \text{ kNm} \quad (\text{snitt over støtte})$$

$$M_{B_1} = - 480 - 87 - 900 = - 1467 \text{ kNm} \quad (\text{snitt 1,5 m fra støtte})$$

Bruddgrensetilstand:

$$M_{B,\gamma} = (- 668 - 121) \cdot 1,2 - 975 \cdot 1,6 = - 2507 \quad (\text{snitt over støtte})$$

$$M_{B_1,\gamma} = (- 480 - 87) \cdot 1,2 - 900 \cdot 1,6 = - 2120 \quad (\text{snitt 1,5 m fra støtte})$$

Kontrollerer tverrsnittets kapasitet for negativt moment for felttverrsnitt 1,5 m fra støtte (se pkt. B.6).

Betongtrykksonens momentkapasitet: $M_{d_{40}} = 3187 \text{ kNm}$ fra pkt. B.6.

Kraft pr. spenntau i uk bjelke: $P = 76 \text{ kN}$ fra pkt. B.6.

Trykksonehøyde: 720 mm fra pkt. B.6

Moment i bjelken p.g.a. 12 virksomme spenntau (de øvrige antas blendet):

$$\begin{aligned} M_{sp,\gamma} &= n \cdot P \cdot Z_{sp} \cdot \gamma_{sp} = 12 \cdot 76 \cdot (0,72 - 0,05 - 0,04) \cdot 1,1 \\ &= 632 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Kapasitet for nyttelastmoment:

$$M_{kap.} = M_{d_{40}} - M_{sp,\gamma} = 3187 - 632 = 2555 \text{ kNm} > M_{\gamma} = 2507 \text{ kNm}$$

Kapasiteten er følgelig større enn nyttelastmomentet.

Kontroll av spenninger i bruksgrensetilstand:

NS 3473 pkt. 10.8.4 gir $\sigma_{till.} = 0,5 f_{ck} = 27,5 \text{ N/mm}^2$ fra pkt. B.7.

Støttemoment fra egenvekt og nyttelast:

$$M_B = - 1467 \text{ kNm}$$

Antar 30% tap av spennkraft i bruksgrensetilstand i uk bjelke og 5% i ok bjelke:

$$P_{u2} = 93,8 \text{ kN og } P_{o2} = 120,2 \text{ kN fra pkt. B.7.}$$

Tverrsnittskonstantene er gitt i pkt. B.7.

Randspenningene beregnes under forutsetning av rettlinjet spenningsfordeling:

$$\begin{aligned} \sigma_u &= - \left(\frac{n_u \cdot P_{u2} + n_o \cdot P_{o2}}{A_{c2}} \right) \\ &\quad - \left(\frac{n_u \cdot P_{u2} \cdot e'_{u2} - n_o \cdot P_{o2} \cdot e'_{o2}}{W'_{u2}} \right) - \frac{M_B}{W'_{u2}} \\ &= - \left(\frac{12 \cdot 93,8 + 2 \cdot 120,2}{0,543} \right) \\ &\quad - \left(\frac{12 \cdot 93,8 \cdot 0,998 - 2 \cdot 120,2 \cdot 0,276}{0,139} \right) - \frac{1467}{0,139} \\ &= - 2516 - 7604 - 10554 = - 20674 \text{ kN/m}^2 \\ \sigma_u &= - 20,7 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{till.} = - 27,5 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma_o &= - \left(\frac{n_u \cdot P_{u2} + n_o \cdot P_{o2}}{A_{c2}} \right) \\ &\quad + \left(\frac{n_u \cdot P_{u2} \cdot e'_{u2} - n_o \cdot P_{o2} \cdot e'_{o2}}{W'_{o2}} \right) + \frac{M_B}{W'_{o2}} \\ &= - 2516 + \frac{12 \cdot 93,8 \cdot 0,998 - 2 \cdot 120,2 \cdot 0,276}{0,292} + \frac{1467}{0,292} \\ \sigma_o &= - 2516 + 3620 + 5024 = 6128 \text{ kN/m}^2 = 6,1 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

Broplaten (Snitt ved støtte)

Maks. negativt støttemoment i bruddgrensetilstand:

$$M_{B,\gamma} = - 2507 \text{ kNm}$$

Betongtrykksonens momentkapasitet:

$$M_{d_0} = 4687 \text{ kNm fra pkt. B.7.}$$

Neglisjerer virkningen av 2 $\emptyset \frac{1}{2}$ " spenntau i ok bjelke.

Moment p.g.a. 12 spenntau i uk bjelke:

$$M_{sp,\gamma} = 632 \text{ kNm fra pkt. B.8}$$

Nødvendig lengdearmering i broplaten over støtte er gitt ved:
(Effektiv platebredde $b = 1,55 \text{ m}$)

$$\begin{aligned} A_s &= \frac{M_\gamma}{(1 - 0,19 \cdot \frac{M_\gamma}{M_d}) \cdot d \cdot f_s \cdot b} \\ &= \frac{(632 + 2507) \cdot 10^6}{(1 - 0,19 \cdot \frac{632 + 2507}{4687}) \cdot 1500 \cdot 320 \cdot 1,55} \\ A_s &= 4835 \text{ mm}^2/\text{m} \end{aligned}$$

Ved seksjonsvis utstøping vil altså nødvendig armeringsmengde i broplaten over støtte øke fra

$$A_s = 3643 \text{ mm}^2/\text{m til } A_s = 4835 \text{ mm}^2/\text{m}$$

NB norsk
betongforening er en forening tilknyttet  **Tekna**
Postboks 2312 Solli, 0201 Oslo • Telefon: 22 94 75 00