

# Beregningsveiledning for etteroppspente betongbruer

STATENS VEGVESENS RAPPORTER

Nr. 668



**Tittel**

Beregningsveiledning for etteroppspente betongbru

**Undertittel**

–

**Forfatter**

Håvard Johansen

**Avdeling**

Trafikksikkerhet, miljø- og teknologiavdelingen

**Seksjon**

Bru, kontor for bru-utvikling

**Prosjektnummer**

–

**Rapportnummer**

Nr. 668

**Prosjektleder**

Håvard Johansen

**Godkjent av**

Bjørn Isaksen

**Emneord**

Betongbru, spennarmering, beregningsveiledning

**Sammendrag**

Rapporten er en beregningsveiledning for analyse og dimensjonering av etteroppspente betongbru.

**Title**

Calculation guidelines for PT concrete bridges

**Subtitle**

–

**Author**

Håvard Johansen

**Department**

Traffic Safety, Environment and Technology Department

**Section**

Bridge Section

**Project number**

–

**Report number**

No. 668

**Project manager**

Håvard Johansen

**Approved by**

Bjørn Isaksen

**Key words**

Concrete bridges, post-tensioning, guidelines

**Summary**

The report contains guidelines for analysis and design of post-tensioned concrete bridges.



## **Forord**

Denne rapporten er en kortfattet innføring i analyse og dimensjonering av enkle etteroppspente betongbruer.

Rapporten forutsetter kjennskap til det teoretiske grunnlaget for spennarmert betong og erfaring med prosjektering av slakkarmerte bruer. Framstillingen må betraktes som en uformell beregningsveiledning ment for de som prosjekterer sine første etteroppspente bruer. For at prosedyren skal bli helhetlig er en del generelle (ikke spesielt for spennarmerte bruer) punkter inkludert.

Stoffet er ordnet som en typisk beregningsrapport med følgende hoveddeler:

1. Prosjekteringsgrunnlag
2. Analyser (statiske beregninger)
3. Tverrsnittskontroller (dimensjonering)
4. Samlet armeringsbehov og lokale kontroller



# Innhold

<b>1</b>	<b>Prosjekteringsgrunnlag.....</b>	<b>1</b>
1.1	Regelverk.....	1
1.1.1	Innledning.....	1
1.1.2	Eurokode 2.....	1
1.1.3	Eurokode 2-2.....	2
1.1.4	EN 10138 Spennstål.....	2
1.1.5	ETA – European Technical Approval.....	2
1.1.6	Håndbok N400 – 2015.....	2
1.1.7	Utførelse av spennarmering.....	3
1.2	Generelle forutsetninger.....	3
1.3	Tverrsnitt for overbygningen.....	3
1.4	Eksponeringsklasser.....	3
1.5	Spennarmeringens materialegenskaper.....	4
1.6	Overdekning.....	5
1.7	Trafikklaster.....	5
1.7.1	Generelt.....	5
1.7.2	Vertikal trafikklast på kjørebane.....	5
1.7.3	Bremselast på kjørebane.....	6
1.7.4	Sidelast på kjørebane.....	7
1.7.5	Trafikklast på GS-bane.....	7
1.7.6	Grupper av trafikklast.....	7
1.8	Termiske påvirkninger (temperaturlaster).....	8
1.8.1	Generelt.....	8
1.8.2	Jevnt fordelt temperaturandel.....	8
1.8.3	Vertikalt lineært varierende temperaturandel.....	9
1.8.4	Samtidighet av temperaturlaster.....	9
1.8.5	Temperaturlaster i analyser.....	10
1.9	Vindlaster.....	10
1.9.1	Generelt.....	10
1.9.2	Vindlastklasse.....	10
1.9.3	Vindhastighet og vindhastighetstrykk.....	11
1.9.4	Vindlaster på overbygningen.....	11
1.9.5	Vindlaster på søyler.....	12
1.10	Andre laster.....	12
1.11	Dimensjonerende lastkombinasjoner.....	13
1.11.1	Generelt.....	13
1.11.2	Delkombinasjoner.....	13
1.11.3	Dimensjonerende lastkombinasjoner.....	13

<b>2</b>	<b>Analyser (statistiske beregninger)</b>	<b>19</b>
2.1	<i>Viktige forutsetninger for analysene</i>	19
2.1.1	Rammeanalyser og FEM-analyser	19
2.1.2	Valg av analyseprogram	20
2.1.3	Effektiv flensbredde	21
2.1.4	Modellering av tverrbærere	22
2.2	<i>Analyse uten spennarmering</i>	23
2.2.1	Innledning	23
2.2.2	Rammeanalyse	23
2.2.3	Resultater fra rammeanalyser	24
2.2.4	FEM-analyse	25
2.2.5	Resultater fra FEM-analyser	25
2.2.6	Feilsøking	26
2.2.7	Verifikasjon av analyseresultater	26
2.3	<i>Spennarmering i analysen</i>	27
2.3.1	Innledning	27
2.3.2	Forutsatt spennarmering i analysemodellen	28
2.3.3	Direkte lastvirkninger og tvangskrefter	28
2.3.4	Konstruksjonsanalysen	29
2.3.5	Kabeltype	29
2.3.6	Kabelrør (kabelkanaler)	30
2.3.7	Plassering av kabelrør - horisontalt	30
2.3.8	Plassering av kabelrør - vertikalt	31
2.3.9	Plassering av forankringer	31
2.3.10	Modellering av kabelgrupper	32
2.3.11	Kablens oppspenningskraft	32
2.3.12	Skjøtekoblinger	33
2.3.13	Kabelbehov	33
2.3.14	Oppspenningsrekkefølge	34
2.4	<i>Spennkrafttap</i>	35
2.4.1	Generelt	35
2.4.2	Elastisk deformasjon av betongen	35
2.4.3	Friksjon	37
2.4.4	Låsetap	40
2.4.5	Friksjon og låsetap	40
2.4.6	Kryp og svinn	42
2.4.7	Relaksasjon	42
2.4.8	Kryp, svinn og relaksasjon	42
2.5	<i>Analyse med spennarmering</i>	43
2.5.1	Analyse; verifikasjon og resultater	43
2.5.2	Kontroll av spennarmeringskrefter	44
2.5.3	Dimensjonerende støttemoment	44
2.5.4	Fordeling av lastvirkninger i FEM-analyser	45
2.5.5	Kontroll av trykkavlastning	45
2.5.6	Reviderte forutsetninger – resultater til dimensjoneringen	46
2.6	<i>Omfordeling av momenter (ULS)</i>	46
2.7	<i>Endelig analyse</i>	47

<b>3</b>	<b>Tverrsnittskontroller (dimensjonering)</b> .....	<b>49</b>
3.1	<i>Slakkarmering</i> .....	49
3.1.1	Minimum lengdearmering.....	49
3.1.2	Minimum skjærarmering/bøylearmering.....	49
3.1.3	Antatt slakkarmering .....	50
3.2	<i>Bjelke eller plate</i> .....	50
3.3	<i>Kapasitetskontroll – ULS</i> .....	51
3.3.1	Kapasitetskontroll av bjelketverrsnitt for bøyning .....	51
3.3.2	Kapasitetskontroll av bjelketverrsnitt for skjær .....	51
3.3.3	Kapasitetskontroll av bjelketverrsnitt for torsjon.....	52
3.3.4	Kapasitetskontroll av platetverrsnitt .....	53
3.3.5	Duktilitetskontroll ved kabelbrudd.....	53
3.3.6	Kapasitetskontroll i byggefase .....	53
3.3.7	Skjærkrefter i støpeskjøter .....	54
3.4	<i>Bruksgrensekontroller – SLS</i> .....	55
3.4.1	Kontroll av spenninger.....	55
3.4.2	Kontroll av rissvidder i bjelker .....	55
3.4.3	Kontroll av rissvidder i plater.....	56
3.4.4	Betongspenninger ved oppspenning .....	57
3.4.5	Oppsummering av SLS-krav .....	57
<b>4</b>	<b>Lokale kontroller og samlet armeringsbehov</b> .....	<b>59</b>
4.1	<i>Lokale effekter ved kabelforankringer</i> .....	59
4.1.1	Generelt.....	59
4.1.2	a) Trykkspenninger bak kabelforankringer .....	59
4.1.3	b) Spaltestrekkarmering .....	60
4.1.4	c) Randstrekkarmering .....	61
4.1.5	Dimensjonering med stavmodeller .....	61
4.1.6	D-regioner i FEM-analyser .....	61
4.1.7	ETA – helix og additional reinforcement .....	61
4.1.8	Tegninger .....	62
4.1.9	Tiltak for god utstøping .....	63
4.2	<i>Avbøyningskrefter</i> .....	63
4.3	<i>Samlet armeringsbehov</i> .....	63
4.3.1	Analyse og dimensjonering i bruas tverretning .....	63
4.3.2	Samlet armeringsbehov.....	64
<b>5</b>	<b>Referanser</b> .....	<b>65</b>
5.1	<i>Generelle referanser</i> .....	65
5.2	<i>Litteratur om D-regioner og stavmodeller</i> .....	65





# 1 Prosjekteringsgrunnlag

## 1.1 Regelverk

### 1.1.1 Innledning

Nedenfor følger en oversikt over viktig regelverk for prosjektering av spennarmert betong.

### 1.1.2 Eurokode 2

NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008, *Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner, Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger*, omtales i dette kompendiet som **EK2**.

Noen avsnitt i *EK2* gjelder spennarmering eller spennarmerte konstruksjoner spesielt:

- Kapittel 1.5.2.3 og 1.5.2.4: Begrepsavklaringer
- Kapittel 2.3.1.4: Definisjon av forspenning
- Kapittel 2.4.2.2: Lastfaktorer for forspenning
- Kapittel 2.4.2.4: Materialfaktorer for spennstål
- Kapittel 3.3: Spennstålets materialeegenskaper
- Kapittel 3.4: Spennsystemers egenskaper
- Kapittel 4.4.1.2 (4) og (5): Spennarmeringens overdekning
- Kapittel 5.10: Konstruksjonsanalyse av spennarmerte betongkonstruksjoner
  - 5.10.2: Spennkraft under oppspenning (betongspenninger ved oppspenning)
  - 5.10.3: Forspenningskraft
  - 5.10.5: Umiddelbare spennkrafttap ved etteroppspenning
  - 5.10.6: Tidsavhengige spennkrafttap
  - 5.10.7: Forspenning i analyser
  - 5.10.8: Forspenning i bruddgrensetilstander
  - 5.10.9: Forspenning i bruksgrensetilstander
- Kapittel 6: Bruddgrensetilstanden, blant annet:
  - 6.1 (7) og (8): Bøyning med/uten aksialkraft
  - 6.2.2 (2): Skjærkraft / forspente konstruksjonsdeler uten skjærarmering
  - 6.2.3 (6): Skjærkraft / steg med injiserte kabelkanaler
  - 6.8.4: Dimensjoneringsprosedyre for utmatting
- Kapittel 7: Bruksgrensetilstanden, blant annet:
  - 7.2 (5): Spenningsbegrensning for spennarmering
  - 7.3.1 (5) og (6): Tillatte rissvidder i spennarmerte konstruksjoner
  - 7.3.2 (3) og (4): Minimumsarmering
- Kapittel 8.10: Armeringsregler for spennarmering
  - 8.10.1: Fri avstand mellom kabelkanaler
  - 8.10.3: Forankringssoner for etteroppspente kabler
  - 8.10.4: Forankringer og skjøtekoblinger for spennkabler
  - 8.10.5: Avbøyningsstoler
- Tillegg D: Detaljert beregningsmetode for relaksasjonstap i spennstål

### 1.1.3 Eurokode 2-2

For bruer gjelder, i tillegg til *EK2* også NS-EN 1992-2:2005+NA:2010, *Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner, Del 2: Bruer*, i dette kompendiet omtalt som **EK2-2**. Denne standarden har en del presiseringer av hvilke avsnitt i *Del 1-1* som gjelder og hvilke som ikke gjelder, samt tilleggsbestemmelser for bruer spesielt.

Noen avsnitt gjelder spennarmering eller spennarmerte bruer spesielt:

- Kapittel 5.7: Spennarmeringens materialegenskaper ved ikke-lineære analyser
- Kapittel 5.10: Konstruksjonsanalyse av spennarmerte betongkonstruksjoner
- Kapittel 6: Bruddgrensetilstanden, blant annet:
  - 6.1: Bøyning med/uten aksialkraft
  - 6.2.2: Skjærkraft / forspente konstruksjonsdeler uten skjærarmering
  - 6.2.3: Skjærkraft / forspente konstruksjonsdeler med skjærarmering
  - 6.3: Torsjon / bidrag fra spennkabler
  - 6.8.4: Dimensjoneringsprosedyre for utmatting
- Kapittel 8.10: Armeringsregler for spennarmering
- Annex (tillegg) J.104.2: Forankringssoner for spennarmerte konstruksjonsdeler

### 1.1.4 EN 10138 Spennstål

*EK2* har i kapittel 1.2.2 henvisning til EN 10138 *Spennstål*. Denne standarden inneholder krav til spennarmeringens (stålets) materialegenskaper. Den foreligger så langt bare som prEN 10138. Inntil videre vil ISO 6934 *Steel for prestressing of concrete* være en alternativ standard. Ingen av disse standardene er nødvendig i det daglige prosjekteringsarbeidet.

### 1.1.5 ETA – European Technical Approval

Alle viktige forutsetninger for spennarmeringen finnes i ETA for aktuelle spennsystemer.

Følgende ETA'er gjelder for tre leverandører i det norske markedet:

- BBR: ETA-09/0286 (2013-2018)
- DSI: ETA-13/0815 (2013-2018)
- CCL: ETA-07/0035 (2012-2017)

For andre systemer benyttes tilsvarende ETA'er.

### 1.1.6 Håndbok N400 – 2015

Prosjekteringsregler for bruer finnes i Statens vegvesen Håndbok N400 *Bruprosjektering*. Spesielle regler knyttet til betong og spennarmering finnes der i kapittel 7. Håndboka omtales i dette kompendiet som **N400**.

### 1.1.7 Utførelse av spennarmering

Utførelsesregler for bruer finnes i Statens vegvesen Håndbok R762 *Prosesskode 2. Standard beskrivelse for bruer og kaier*, i hovedsak under prosess 84.36. Her henvises også til Norsk Betongforenings publikasjon 14 *Spennarmeringsarbeider*. Det er viktig å kjenne utførelsesreglene for å prosjektere spennarmering på en klok måte.

### 1.2 Generelle forutsetninger

Idet beregningsarbeidet starter antas en del sentrale forutsetninger å være bestemt i tidligere planfaser:

- Overbygningens kurvatur i horisontalplan og vertikalplan (veglinja)
- Føringsbredde(r) og inndeling i kjørebane(r) og GS-bane(r)
- Total lengde og spenninndeling
- Landkarløsninger og forbindelse landkar/overbygning
- Antatt søyletverrsnitt og forbindelse søyle/overbygning
- Grunnforhold og fundamenteringsløsninger
- Løsninger for kantdragere og rekkverk
- Eventuelle byggefaser og framdrift i byggefase
- Materialkvaliteter for betong, slakkarmering og spennarmering

Spennarmeringens materialeegenskaper er diskutert nærmere nedenfor.

### 1.3 Tverrsnitt for overbygningen

Overbygningstverrsnittets overside vil som regel være gitt av veg-geometrien. Øvrige deler av overbygningstverrsnittet må også være antatt, men disse vil som regel være forutsatt tilpasset beregningsresultatene og derfor ikke endelig bestemt.

Dette gjelder som regel:

- Tverrsnittshøyden i rene platebruer
- Bjelke(n)s bredde og høyde i bjelke-/platebruer
- Kassehøyde og tykkelse(r) for bruplate, steg og undergurt i kassebruer

### 1.4 Eksponeringsklasser

Eksponeringsklasser for alle overflater bestemmes i tråd med reglene i *EK2*, Tabell 4.1, side 46. *EK2-2*, NA.4.2 (105), krever i tillegg at betongoverflater beskyttet med brumembran regnes i eksponeringsklasse XD1.

Følgende kan som regel legges til grunn når det gjelder overbygningstverrsnittet:

- Overside bruplate: **XD1**
- Kantdragere: **XD3**
- Underside overbygning i innlandsklima: **XC3**
- Underside overbygning i kystklima: **XS1**
- Underside overbygning utsatt for sjøsprøyt: **XS3**
- Innside kassetverrsnitt: **XC1**

Det finnes flere unntak fra disse retningslinjene, så forutsetningene må kontrolleres.

### 1.5 Spennarmeringens materialegenskaper

Inndata for spennarmeringens materialegenskaper må bestemmes, og materialegenskapene finnes i ETA for antatt eller valgt system, ref. kapittel 1.1.5.

Følgende begreper benyttes ved klassifisering av spennstålet (EK2, 3.3):

- $f_{pk}$  = karakteristisk fasthet
- $f_{p0,1k}$  = spenning som gir 0,1 % permanent forlengelse
- $\epsilon_{uk}$  = tøyningsgrense ved største spenning
- $f_{pd} = f_{p0,1k} / \gamma_s$  = dimensjonerende fasthet

I henhold til EK2, 3.3.6 (7) kan to ulike arbeidsdiagram antas for spenninger større enn  $f_{pd}$  (over "flytegrense"):

- Inkludert 'strain hardening', dvs. en stigende kurve, med tøyningsgrense
- Uten 'strain hardening', dvs. en horisontal kurve, uten tøyningsgrense

Valgt forutsetning har betydning for hvordan spennarmeringen skal antas utnyttet ved kapasitetskontroll i bruddgrensetilstand. Noen programmer bruker den ene forutsetningen eller den andre, mens noen programmer lar brukeren velge.

E-modulen for området med 'strain hardening' beregnes slik:

$$E'_p = \frac{(f_{pk} / \gamma_s - f_{pd})}{(\epsilon_{uk} - f_{pd} / E_p)}$$

Tøyningsgrensen,  $\epsilon_{ud}$  settes lik den største av 0,01 (10 ‰) og  $0,4\epsilon_{uk}$ .

Spenning ved  $\epsilon_{ud}$  kalles  $\sigma_{ud}$  og beregnes ved følgende:

$$\sigma_{ud} = f_{pd} + E'_p (\epsilon_{ud} - f_{pd} / E_p)$$

I Norge benyttes som regel «1860-stål», dvs. stålqualität Y1860S7.

For spennsystemer som ofte brukes i Norge kan følgende verdier benyttes:

- $f_{pk} = 1.860$  MPa
- $f_{p0,1k} = 1.640$  MPa
- $\epsilon_{uk} = 0,035$  (35,0 ‰)
- $E_p = 195.000$  MPa

$0,4\epsilon_{uk} = 0,4 \times 0,035 = 0,014 > 0,01$ , og  $\epsilon_{ud}$  settes derfor til 0,014 (14,0 ‰).

Følgende materialfaktorer benyttes (EK2, 2.4.2.4):

- 1,15 for bruddgrensetilstand
- 1,0 for bruksgrensetilstand

Arbeidsdiagrammet kan dermed bestemmes.

For *Bruddgrensetilstand* ( $\gamma_s = 1,15$ ) får vi følgende:

- $f_{pd} = 1.640/1,15 = 1.426$  MPa
- $f_{pd}/E_p = 1.426/195.000 = 0,00731$  (7,31 ‰)
- $E'_p = (1.860/1,15 - 1.426)/(0,035 - 0,00731) = 191/0,02769 = 6.912$  MPa
- $\sigma_{ud} = 1.426 + 6.912 (0,014 - 0,00731) = 1.426 + 40 = 1.466$  MPa

Dimensjonerende spenning (tøyning) i ULS er dermed (typisk) 1.426 MPa (7,31 ‰).

I den grad spennarmeringens egenskaper i *Bruksgrensetilstand* ( $\gamma_s = 1,0$ ) er interessante:

- $f_{pd} = 1.640$  MPa
- $f_{pd}/E_p = 1.640/195.000 = 0,00841$  (8,41 ‰)
- $E'_p = (1.860 - 1.640)/(0,035 - 0,00841) = 220/0,0266 = 8.274$  MPa
- $\sigma_{ud} = 1.640 + 8.274 (0,014 - 0,00841) = 1.640 + 46 = 1.686$  MPa

Alle aktuelle spennstål er lav-relaksasjonsstål, Klasse 2.

Ulike programmer krever ulike inndata for spennarmeringens materialeegenskaper. Noen programmer har komplette materialbeskrivelser, og da kan programmets forutsetninger kontrolleres mot verdiene over.

## 1.6 Overdekning

Overdekning for ulike tverrsnitt (og for ulike deler av tverrsnittene) bestemmes i henhold til N400, kapittel 7.4.

## 1.7 Trafikkklaster

### 1.7.1 Generelt

Regelverk: NS-EN 1991-2:2003 + NA:2010 (refereres til som EK1-2). Teksten i dette avsnittet gjelder *vegbruer*.

Føringsbredden deles inn i lastfelt etter regler i EK1-2, pkt 4.2.3 og 4.2.4, side 32-34. Eksempel: Føringsbredde på 7,5 meter gir to lastfelt på 3,0 meter og 1,5 meter restareal.

### 1.7.2 Vertikal trafikklast på kjørebane

**LM1** defineres iht. EK1-2, 4.3.2, side 35, og NA.4.3.2, side 3.

Følgende korreksjonsfaktorer benyttes for LM1:

- $\alpha_{Qi} = 1,0$  for  $i = 1, 2$  og  $3$
- $\alpha_{q1} = 0,6$
- $\alpha_{qi} = 1,0$  for  $i > 1$
- $\alpha_{qr} = 1,0$

For veg med føringsbredde 7,5 meter (H1) gir dette følgende laster, ref. Table 4.2, side 37:

Lastfelt	$Q_{ik}$	$B$	$q_{ik}$
1	300 kN	3,0 m	$9,0 \times 0,6 = 5,4 \text{ kN/m}^2$
2	200 kN	3,0 m	$2,5 \text{ kN/m}^2$
Rest	-	1,5 m	$2,5 \text{ kN/m}^2$

Veg med føringsbredde 10,0 meter (H4) får tre lastfelt + 1 meter restareal.

Ved separerte kjørebane vil det kunne være restareal i begge retninger.

H6-veg med føringsbredde 7,5 + midtdeler + 7,5 meter får følgende lastfelt:

Lastfelt	$Q_{ik}$	$B$	$q_{ik}$
1	300 kN	3,0 m	$9,0 \times 0,6 = 5,4 \text{ kN/m}^2$
2	200 kN	3,0 m	$2,5 \text{ kN/m}^2$
Rest	-	1,5 m	$2,5 \text{ kN/m}^2$
3	100 kN	3,0 m	$2,5 \text{ kN/m}^2$
4	-	3,0 m	$2,5 \text{ kN/m}^2$
Rest	-	1,5 m	$2,5 \text{ kN/m}^2$

Lastfeltene plasseres alltid slik at lastene blir så lite gunstige som mulig i forhold til de lastvirkningene som skal kontrolleres.

Boggilasten (TS) består av to aksler med avstand 1,2 meter, der hver aksel har lasten  $Q_{ik}$ .

Analyseprogrammer for bruer har som regel en modul for trafikklast der lastenes størrelse, utbredelse og plassering bestemmes automatisk. For manuelle kontroller av bruer med spennvidder over 10 meter kan de to boggilastene samles til en aksellast (se EK1-2, pkt 4.3.2 (6) b), side 38).

**LM2** defineres iht. EK1-2, 4.3.3, side 38, og NA.4.3.3, side 3.

Korreksjonsfaktor for LM2,  $\beta_Q = 1,0$ , og  $Q_{ak} = 400 \text{ kN}$ .

### 1.7.3 Bremselast på kjørebane

Horisontal trafikklast i bruas lengderetning (bremselast/akselerasjonslast) på brubane beregnes etter EK1-2, pkt 4.4.1, side 41, og NA.4.4.1, side 4.

Formel (4.6):  $Q_{lk} = 0,6 \alpha_{Q1} (2Q_{lk}) + 0,10 \alpha_{q1} q_{lk} w_l L$

Med norske parametere tilsvarer dette:  $Q_{lk} = 360 + 1,62 L$  (kN)

Bremselasta skal ikke settes større enn  $Q_{lk} = 900$  kN

Kraftens plassering og retning på brua velges mest mulig ugunstig.

#### 1.7.4 Sidelast på kjørebane

Horisontal trafikklaster i bruas tverretning (sentrifugallast og sidelast på grunn av bremsing) beregnes iht. EK1-2, pkt 4.4.2.

Sentrifugallasta,  $Q_{tk}$ , bestemmes iht. Table 4.3, der  $Q_v$  = summen av vertikale boggilaster (TS) for alle kjørebane, typisk 1.000 kN for to kjørefelt.

Sidelast fra bremsing,  $Q_{trk} = 0,25 Q_{lk}$  (kN)

I følge EK1-2, 4.4.2 (4), skal sidelast fra bremsing,  $Q_{trk}$ , opptre samtidig med bremselasta,  $Q_{lk}$ . Avsnittet er litt uklart i forhold til om sidelast alltid skal være med eller ikke, men det er vanlig å inkludere sidelast sammen med bremselast.

#### 1.7.5 Trafikklaster på GS-bane

Jevnt fordelt vertikal trafikklaster på GS-bane for vegbruer iht. EK1-2, pkt NA.5.3.2.1 (1):

- Med samtidig trafikklaster på kjørebane:  $q_{fk} = 2,5$  kN/m<sup>2</sup>
- Uten samtidig trafikklaster på kjørebane:  $q_{fk} = 5$  kN/m<sup>2</sup>

Vertikal trafikklaster på GS-bane fra tjenestekjøretøy/brøytetraktor beregnes iht. EK1-2, pkt 5.3.2.3 (1) og NA.5.3.2.3:  $Q_{serv} = 80$  kN + 40 kN

Vertikal trafikklaster på GS-bane med samtidig trafikklaster på kjørebane, kombinasjonsverdien, her kalt  $q_{fk,komb} = 2,5$  kN/m<sup>2</sup>, er i mange tilfeller den eneste aktuelle lasten på GS-bane, i hvert fall i globalanalysen. Andre trafikklaster på GS-bane er mest relevant ved spesielt brede GS-baner eller ved lokale kontroller.

#### 1.7.6 Grupper av trafikklaster

Grupper av trafikklaster bestemmes iht. EK1-2, 4.5, i hovedsak Tabell NA.4.4a (side 5).

Tabellens fotnote a er tilsynelatende ikke i samsvar med tabellens øvrige innhold. Fotnoten sier at horisontale krefter skal brukes i *gr1a*, mens tabellen ikke viser horisontale krefter for *gr1a*. Det er innarbeidet praksis at fotnoten følges og at karakteristiske verdier av horisontale trafikklaster inkluderes i *gr1a*. Konsekvensen av dette er at *gr2* ikke er relevant, og forutsetningen er konservativ.

Det er ikke vanlig å prosjektere for LM3, og LM4 vil aldri være dimensjonerende for små og mellomstore bruer.

For vegbruer gjenstår i praksis bare:

- *gr1a*: dimensjonerende gruppe for (global)analysen
- *gr1b*: dimensjonerende gruppe for lokale kontroller av bruplata

I det følgende er fokus rettet mot analysene, og da vil *gr1a* være den aktuelle gruppen.

I følge Tabell NA.4.4a, fotnote *a*, skal følgende laster *ikke* opptre samtidig:

- Sentrifugallast,  $Q_{tk}$
- Bremselast/akselerasjonslast,  $Q_{tk}$ , inkludert sidelast,  $Q_{trk}$

I tilfeller der sentrifugallast er større enn sidelasta må to kombinasjoner av *gr1a* defineres, én med  $Q_{tk}$  og én med  $Q_{tk} + Q_{trk}$ , men med alle vertikallaster like.

For små og mellomstore bruer med beskjeden kurvatur vil trafikklaster *gr1a* ofte se slik ut:

$$LMI_{kar} + Q_{lk, kar} + Q_{trk, kar} + q_{fk, komb}$$

*vert/kjørebane + hor/lengderetn + hor/tverretn + vert/GS-bane*

LM1 forutsettes å inneholde både aksellaster, *BL*, og jevnt fordelte trafikklaster, *JFL*. Indeksen *kar* betyr *karakteristiske laster*.

Lokale analyser og dimensjonering av bruplata vil som regel baseres på *gr1b* (LM2). Trafikklaster på landkar er behandlet spesielt i EK1-2, 4.9 og NA4.9.

## **1.8 Termiske påvirkninger (temperaturlaster)**

### **1.8.1 Generelt**

Regelverk: NS-EN 1991-1-5:2003 + NA:2008 (refereres til som *EK1-1-5*).

Termisk påvirkning skal omfatte følgende virkninger:

1. Jevnt fordelt temperaturandel
2. Vertikalt lineært eller ikke-lineært varierende temperaturandel
3. Horisontalt lineært varierende temperaturandel
4. Forskjell i jevnt fordelt temperaturandel mellom konstruksjonsdeler
5. Temperaturdifferanse over veggtykkelsen og mellom utvendige og innvendige vegger i kassetverrsnitt

For enkle betongbruer (ikke kassetverrsnitt) med beskjedne tverrmomenter er bare de første to virkningene relevante. Vertikalt varierende temperaturandel kan antas lineær.

### **1.8.2 Jevnt fordelt temperaturandel**

Betongbruer er *Type 3* iht. EK1-5, NA.6.1.1, side 2.



Karakteristiske verdier for lufttemperatur (NA.6.1.3.2, side 3) med returperiode 50 år:

- $T_{max}$ , iht. EK1-1-5, Figur NA.A1, side 10
- $T_{min}$ , iht. EK1-1-5, Figur NA.A2, side 11

Verdiene justeres for høyde over havet iht. EK1-1-5, NA.A.1 (1).

Verdier for jevnt fordelt temperaturandel finnes av Figur NA.6.1:

- $T_{e, max} = T_{max} - 3$
- $T_{e, min} = T_{min} + 8$

Antatt initialtemperatur  $T_0 = 10$  °C, ref. EK1-1-5, NA.A.1 (3).

Intervall for jevnt fordelt brutemperaturandel iht. NA.6.1.3.3, side 4:

- $\Delta T_{N, exp} = T_{e, max} - T_0$
- $\Delta T_{N, con} = T_{e, min} - T_0$

### 1.8.3 Vertikalt lineært varierende temperaturandel

Vertikalt lineært varierende temperaturandel (temperaturgradient) bestemmes iht. EK1-1-5, NA.6.1.4.1, Tabell NA.6.1. Ved belegningstykkelse  $\neq 50$  mm bestemmes justering iht. tabell NA.6.2 ( $k_{sur}$ ).

Typiske verdier for bjelkebru/platebru med dimensjonerende belegningstykkelse 100 mm:

- $\Delta T_{M, heat} = 0,7 \times 15 = 10,5$  °C (overside varmest)
- $\Delta T_{M, cool} = 1,0 \times 8 = 8,0$  °C (underside varmest)

Iht. N400 skal temperaturfordelingen over tverrsnittshøyden antas slik at  $\Delta T = 0$  i tverrsnittets TP. I mange analyseprogrammer skjer dette automatisk, men forutsetningen må i alle fall kontrolleres slik at temperaturgradienter ikke gir bidrag til jevnt fordelt temperaturandel.

### 1.8.4 Samtidighet av temperaturlaster

Samtidighet bestemmes iht. EK1-1-5, 6.1.5, side 19:

- $\omega_N = 0,35$
- $\omega_M = 0,75$

Dette gir følgende kombinasjoner:

Komb	$\Delta T_{M, heat}$	$\Delta T_{M, cool}$	$\Delta T_{N, exp}$	$\Delta T_{N, con}$
1	1,0		0,35	
2	0,75		1,0	
3	1,0			0,35
4	0,75			1,0
5		1,0	0,35	
6		0,75	1,0	
7		1,0		0,35
8		0,75		1,0

Det er viktig å understreke at jevnt fordelt temperaturandel og vertikalt lineært varierende temperaturandel er to ulike effekter som begge må modelleres. De kan ikke adderes til en «samlet effekt».

### 1.8.5 Temperaturlaster i analyser

I praksis løses dette i analysen ved at de termiske effektene modelleres som laster:

- $\Delta T_{M, heat}$
- $\Delta T_{M, cool}$
- $\Delta T_{N, exp}$
- $\Delta T_{N, con}$

Deretter kombineres lastene iht. tabellen over, dvs. 8 lastkombinasjoner, slik at den ugunstigste av de 8 velges, og denne kombinasjonen inngår videre som «karakteristisk temperaturlast» i videre lastkombinering.

## 1.9 Vindlaster

### 1.9.1 Generelt

Regelverk

- NS-EN 1991-1-4:2005 + NA:2009 (refereres til som *EK1-1-4*)

Returperioder:

- *Ferdig bru* kontrolleres for vind med returperiode 50 år ( $p = 0,02$ )
- *Bru i byggefase* kan kontrolleres for vind med returperiode 10 år ( $p = 0,1$ )  
Returperiode 10 år gir  $c_{prob} = 0,91$ , se nedenfor.

Kombinasjon av laster:

- Bru *uten trafikk* skal kontrolleres for kastvind,  $q_p(z)$ , som beregnet nedenfor.
- Bru *med samtidig trafikk* skal også kontrolleres for kastvind, men vindkasthastigheten skal ikke settes større enn 35 m/s, ref. EK1-1-4, NA.8.1(4) og N400. Trafikk regnes som en rektangulær flate med høyde 2,0 meter.

### 1.9.2 Vindlastklasse

Vindlastklasse bestemmes iht. N400. Prosedyren nedenfor gjelder for relativt enkle bruer og er ikke nødvendigvis komplett for alle bruer. Den gjelder bare bruer i vindlastklasse I. Vurdering av hvirvelavløsningsvingninger er ikke belyst.

### 1.9.3 Vindhastighet og vindhastighetstrykk

Grunnverdier/basisvindhastighet, EK1-1-4, 4.2, side 15 + NA.4.2, side 2:

- Referansevindhastighet,  $v_{b,0}$ , iht. EK1-1-4, Tabell NA.4 (901.1), NA side 3-7
- Nivåfaktor,  $c_{alt}$ , iht. EK1-1-4, NA.4.2 (2)P (901.1), NA side 9-10
- Retningsfaktor,  $c_{dir}$ , iht. EK1-1-4, NA.4.2 (2)P (901.2), NA side 10-11
- Årstidsfaktor,  $c_{season}$ , iht. EK1-1-4, NA.4.2 (2)P (901.3), NA side 11: som regel 1,0
- Faktor for returperiode,  $c_{prob}$ , iht. EK1-1-4, (4.2), side 15: som regel 1,0  
 $p = 0,1$  for vind i byggefaser (10 års returperiode)
- Basisvindhastighet,  $v_b = c_{dir} c_{season} c_{alt} c_{prob} v_{b,0}$ , iht. (NA.4.1), NA side 9

Middelvind (stedvindhastighet, 10-min middelvind), EK1-1-4, 4.3, side 16, NA fra side 12:

- Høyde,  $z$ , settes lik en midlere høyde over bakken for konstruksjonsdelen
- Terrengruhet,  $k_r$ ,  $z_0$  og  $z_{min}$  iht. Tabell NA.4.1, side 12
- Ruhetsfaktor,  $c_r(z)$  iht. NA.4.3.2, side 12, og (4.4)
- Terrengformfaktor,  $c_o(z)$ , og turbulensfaktor,  $k_l$ , iht. NA.4.3.3, side 14-21  
 $c_o(z)$  og  $k_l$  settes som regel lik 1,0
- Middelvind,  $v_m(z) = c_r(z) c_o(z) v_b$ , iht. (4.3), side 16

Vindturbulens, EK1-1-4, kap. 4.4, side 18, og NA, side 22:

- Turbulensintensitet,  $I_v(z) = k_l / (c_o(z) \ln(z/z_0))$ , iht. (4.7)

Vindkasthastighet og vindkasthastighetstrykk, EK1-1-4, 4.5, side 19, og NA, side 22:

- Vindkasthastighet,  $v_p(z) = (1 + 2 k_p I_v(z))^{1/2} v_s(z)$   
ref. NA.4.4, MERKNAD, der  $v_s(z) = v_m(z)$
- Vindkasthastighetstrykk,  $q_p(z) = 0,5 \rho v_p(z)^2$ , iht. (NA.4.8)

Alle laster beregnes for situasjon med og uten trafikk. Dersom  $v_p(z) > 35$  m/s, bestemmes vindkasthastighetstrykk for bru med trafikk for vindkasthastighet 35 m/s.

Vindkasthastighetstrykket blir:

- $q_{p-UTRAF}(z) = 0,5 \rho v_p(z)^2$
- $q_{p-MTRAF}(z) = 0,5 \rho v_p(z)^2 \leq 0,5 \rho (35 \text{ m/s})^2$

### 1.9.4 Vindlaster på overbygningen

Krefter på overbygningen bestemmes etter EK1-1-4, 8.3.

#### Horisontalkraft i tverretning

Horisontalkraft i bruas tverretning (x-retning i EK1-1-4, Figur 8.2)

- Bredder,  $b$ , og høyde,  $d_{tot}$ , iht. EK1-1-4, kap. 8.3.1
- Kraftfaktor,  $c_{fx}$ , iht. EK1-1-4, Figur 8.3
- Jevnt fordelt vindlast,  $f_x = c_{fx} c_e d_{tot} q_p$  (kN/m, i bruas lengderetning)

Det er vanlig, i hvert fall for små og mellomstore bruer, å forutsette at horisontalkrafta i bruas tverretning ikke gir vridningsmoment i overbygningen. Ulike analyseprogrammer med automatisk lastgenerering løser dette på ulike måter.

### Horisontalkraft i lengderetning

Horisontalkraft i bruas lengderetning (y-retning i EK1-1-4, Figur 8.2) neglisjeres vanligvis for små og mellomstore bruer. Dette må imidlertid vurderes i hvert enkelt tilfelle, ref. EK1-1-4, pkt 8.3.4, og NA.8.3.4.

### Vertikalkraft

Vertikalkraft (z-retning i EK1-1-4, Figur 8.2)

- Kraftfaktor,  $c_{fz} = +/- 0,9$ , ref. EK1-1-4, 8.3.3
- Jevnt fordelt vindlast,  $f_z = c_{fz} b q_p$  (kN/m, i bruas lengderetning)

### Vridningsmoment

Vertikalkrafta antas å angripe med eksentrisitet,  $e = b/4$ , fra CL bru, ref. EK1-1-4, 8.3.3 (5). Krafta gir dermed et vridningsmoment i overbygningen (et torsjonsmoment om y-aksen i EK1-1-4, Figur 8.2).

### Generelt

Vindlaster for bru uten trafikk og for bru med trafikk må bestemmes for alle komponenter, og trykket settes inn med hhv  $q_{p-UTRAF}(z)$  og  $q_{p-UTRAF}(z)$  for de to situasjonene/kombinasjonene.

Høyden,  $d_{tot}$ , kan være forskjellig for bru med trafikk og bru uten trafikk.

Lastene skal påføres i begge retninger og bare på deler av brua (for eksempel utvalgte spenn) dersom dette er mindre gunstig. De tre (fire) komponentene antas å virke uavhengig av hverandre.

## **1.9.5 Vindlaster på søyler**

Krefter på søyleverrsnitt som er rektangulære eller «avrundet» (for eksempel ellipseformet) bestemmes iht. EK1-4, kap. 7.6.

Krefter på sirkulære søyleverrsnitt bestemmes iht. EK1-1-4, kap. 7.9.2.

## **1.10 Andre laster**

Framstillingen så langt omhandler de viktigste lastene, de som alltid må regnes med. Egenvekt og super-egenvekt (for eksempel belegning, kantdragere og rekkverk) er nærmest selvsagt. Tvangskrefter på grunn av spennarmeringen har også vært omtalt.

Andre laster som kan komme i tillegg og som må vurderes:

- permanente laster fra vanntrykk eller jordtrykk
- deformasjonslaster på grunn av setninger eller byggemetoder
- andre trafikklaster, for eksempel LM2 (aksellast), LM3 (spesialkjøretøy) eller LM4 (folkemengde)
- naturlaster fra is eller bølger
- ulykkeslaster på grunn av støt (kjøretøy eller skip), skred, brann, jordskjelv osv.
- forskalingslaster eller andre nyttelaster i byggefasen

## **1.11 Dimensjonerende lastkombinasjoner**

### **1.11.1 Generelt**

Regelverk: NS-EN 1990:2002 + NA:2008 / A1:2005 + NA:2010 (refereres til som *EK0*)

### **1.11.2 Delkombinasjoner**

Laststandardene, dvs. de ulike delene av EK1, brukes til å bestemme *karakteristiske laster*.

I analyser vil det være naturlig å bygge opp beskrivelsen av karakteristiske laster ved å definere lastkombinasjoner for ulike komponenter av enkeltlaster (enkelt-komponenter). *Trafikklast* vil for eksempel som regel være en delkombinasjon av vertikale konsentrerte laster, vertikale jevnt fordelte laster osv. *Temperaturlast* vil på tilsvarende måte være en delkombinasjon som plukker ut den ugunstigste av 8 mulige variasjoner av jevnt fordelt temperaturandel og vertikalt lineært varierende temperaturandel.

I analyseprogrammenes brukermanualer kalles slike kombinasjoner som regel *intermediate load combinations* på engelsk. På norsk brukes begrep som *midlertidige kombinasjoner*, *foreløpige kombinasjoner* eller tilsvarende. For ikke å forledes til å tenke at kombinasjonen er forbigående, men derimot en del av en annen kombinasjon, så benyttes her begrepet *delkombinasjoner*.

Nedenfor brukes begrepet *karakteristiske laster*, men det kan altså være en delkombinasjon, dvs. summen av flere laster.

### **1.11.3 Dimensjonerende lastkombinasjoner**

*Dimensjonerende lastkombinasjoner* er sammenstillingen av karakteristiske laster til de kombinasjoner av laster som skal brukes i dimensjoneringskontrollen. Regler for denne lastkombineringen finnes i EK0: *Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner* (også omtalt som *pålitelighetsstandard*).

Vi prosjekterer konstruksjoner med *partialfaktormetoden*, og det viktigste grunnlaget finnes i EK0, kap. 6. De viktigste reglene for norske bruer finnes i NA til tillegg A2, og i 2016-utgaven av EK0 er dette fra side 111.

For vegbruer gir følgende tabeller aktuelle parametere:

- Tabell NA.A2.1, side 112: kombinasjonsfaktorer for vegbruer
- Tabell NA.A2.4 (B), side 116: lastfaktorer for ULS-STR (Sett B)
- Tabell NA.A2.6, side 118: lastfaktorer for SLS

Tabellene er gjengitt nedenfor.

**Tabell NA.A2.1 – Verdier av  $\psi$ -faktorer for vegbruer**

Påvirkning	Symbol	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$ <sup>5)</sup>	$\psi_{1,infq}$ <sup>1)</sup>	
Trafikklaster (se NS-EN 1991-2, tabell 4.4)	gr1a	Boggilast (BL)	0,7 <sup>3)</sup>	0,7	0,2/0,5	0,8
	(LM1 + horisontale laster + laster på gangbaner/fortau)	Jevnt fordelt last (JFL)	0,7 <sup>3)</sup>	0,7	0,2/0,5	0,8
		Horisontale laster	0,7 <sup>3)</sup>	0,7	0,2/0,5	0,8
		Laster på gangbaner/fortau <sup>2)</sup>	0,7 <sup>3)</sup>	0,7	0,2/0,5	0,8
		gr1b (enkel aksling)	0,7 <sup>3)</sup>	0,7	0,2/0,5	0,8
	gr2 (horisontale krefter)		0,7 <sup>3)</sup>	0,7	0,2/0,5	0,8
	gr3 (laster på gangbaner/fortau)		0,7 <sup>3)</sup>	0,7	0,2/0,5	0,8
	gr4 (LM4 – Laster fra ansamling av mennesker)		0,7 <sup>3)</sup>	0,7	0,2/0,5	0,8
gr5 (LM3 – Spesialkjøretøyer)		-	-	-	-	
Vindkrefter	$F_{wk}$ - Vedvarende dimensjonerende situasjoner	0,7	0,6	0/0,5	0,8	
	$F_{wk}$ - Under utførelse	0,8	-	-	-	
	$F_w^*$	0,7	0,6	0/0,5	0,8	
Temperatur <sup>4)</sup>	$T_k$	0,7	0,6	0/0,5	0,8	
Snølaster	$Q_{Sn,k}$ - På tak o.l.	0,7	0,6	0,2/0,5	0,8	
	$Q_{Sn,k}$ - Under utførelse	0,8	-	-	-	
Laster i byggetilstand	$Q_c$	1,0	-	1,0	-	
Istrykk	-	0,7	0,6	0/0,5	0,8	
Bølger og strøm	-	0,7	0,6	0/0,5	0,8	
Vanntrykk, variabel del	-	0,7	0,6	0/0,5	0,8	
Jordtrykk, variabel del	-	0,7	0,6	0/0,5	0,8	
Last fra lagerfriksjon	-	0,7	0,6	0/0,5	0,8	
Øvrige variable laster	-	0,7	0,6	0/0,5	0,8	

<sup>1)</sup>  $\psi_{1,infq}$  er en faktor beregnet på å definere sjeldent forekommende laster.

<sup>2)</sup> Kombinasjonsverdien for laster på gangbaner/fortau angitt i tabell 4.4a i NS-EN 1991-2, er en redusert verdi, og  $\psi$ -faktorene gjelder for denne verdien.

<sup>3)</sup> Der vindlasten behandles som den dominerende lasten, representert ved  $F_{wk}$ , bør  $\psi_0$  for trafikklast settes lik 0, jf. også A2.2.2(5).

<sup>4)</sup> Påvirkning fra temperatur medtas i alle lastkombinasjoner, også i bruddgrensetilstand, dersom virkningen er ugunstig.

<sup>5)</sup> Ved beregning av rissvidder i henhold til NS-EN 1992 for lastkombinasjonen "tilnærmet permanent" benyttes verdien 0,5. Verdiene 0,2 respektive 0 kan benyttes ved beregning av langtidseffekter for tidsavhengige egenskaper.

Tabell NA.A2.4 (B) – Dimensjonerende verdier for laster (STR/GEO) (Sett B)

Vedvarende og forbigående dimensjonerende situasjoner	Permanente laster		Forspenning	Dominerende variabel last (*)	Øvrige variable laster (*)
	Ugunstig	Gunstig			
(Ligning 6.10 a)	$\gamma_{G,sup} G_{k,sup}$	$\gamma_{G,inf} G_{k,inf}$	$\gamma_p P$	$\gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1}$	$\gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$
(Ligning 6.10 b)	$\xi \gamma_{G,sup} G_{k,sup}$	$\gamma_{G,inf} G_{k,inf}$	$\gamma_p P$	$\gamma_{Q,1} Q_{k,1}$	$\gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$

(\*) Variable laster er de som er oppført i tabellene NA.A2.1 til NA.A2.3.

MERKNAD 1 Det skal i bruddgrenstilstanden påvises ved bruk av ligningene 6.10 a og 6.10 b at bruers konstruksjonsoppførsel er i overensstemmelse med antatt beregningsmodell, ut over mindre endringer (f.eks. oppløft fra lager, strekkpeler som det ses bort fra, flytledd osv.) som kan aksepteres forutsatt at konstruksjonen dimensjoneres i overensstemmelse med de endrede forutsetningene.

MERKNAD 2 Det benyttes følgende sett med  $\gamma$ - og  $\xi$ -verdier ved bruk av uttrykk 6.10a og 6.10b:

$\gamma_{G,sup}$  = 1,35 for permanent last, untatt de som er listet under <sup>1)2)</sup>  
 1,00 for irreversible deformasjonslaster <sup>3)</sup>  
 1,20 for permanent del av vanntrykk

$\gamma_{G,inf}$  = 1,0 for permanent last<sup>1)2)</sup>  
 0 for irreversible deformasjonslaster <sup>3)</sup>  
 1,0 for vanntrykk

$\xi$  = 0,89 for egenvekt <sup>1)</sup>

$\gamma_p$  = verdier gitt i de aktuelle eurokodene. <sup>4)</sup>

$\gamma_Q$  = 1,35 for vegtrafikk fra kjøretøyer og fotgjengere, hvis ugunstig (0 hvis gunstig).

$\gamma_Q$  = 1,5 for jernbanetrafikk, hvis ugunstig (0 hvis gunstig). For lastmodell SW/2 benyttes  $\gamma_Q = 1,2$ .

$\gamma_Q$  = 1,60 for laster fra vind, bølger og strøm, hvis ugunstig (0 hvis gunstig).

$\gamma_Q$  = 1,20 for temperaturlast, hvis ugunstig (0 hvis gunstig).

$\gamma_Q$  = 1,35 for last fra lagerfriksjon og variabel del av vanntrykk, hvis ugunstig (0 hvis gunstig).

$\gamma_Q$  = 1,50 for øvrige variable laster, hvis ugunstig (0 hvis gunstig).

<sup>1)</sup> Disse verdiene gjelder for egenvekt av bærende og ikke-bærende konstruksjonsdeler, ballast, jord, flyttbare laster osv.

<sup>2)</sup> De karakteristiske verdiene for laster av samme opprinnelse, for eksempel egenvekt, multipliseres med  $\gamma_{G,sup}$  hvis resultatet i form av den totale lastvirkningen er ugunstig, og med  $\gamma_{G,inf}$  hvis resultatet i form av den totale lastvirkningen er gunstig. Dette gjelder også om forskjellige materialer er brukt.

<sup>3)</sup> Irreversible deformasjonslaster kan være bl.a. differansesetning, kryp og svinn. For  $\gamma$ -verdier for svinn vises til NS-EN 1992-1-1. Se også NS-EN 1991 til NS-EN 1999 for eventuelle øvrige  $\gamma$ -verdier som skal brukes for påførte deformasjoner. Irreversible deformasjonslaster skal alltid tas med dersom de har ugunstig virkning.

<sup>4)</sup> Der dette er aktuelt, gjelder verdiene også for indirekte virkninger av spennkrefter, dvs. som tvangskrefter i statisk ubestemte konstruksjoner.

MERKNAD 3 Jf. fotnote 2 over. Se også A2.3.1 (2).

MERKNAD 4 For spesielle påvisninger kan verdiene for  $\gamma_G$  og  $\gamma_Q$  igjen deles inn i verdiene  $\gamma_g$  og  $\gamma_q$  og modellens usikkerhetsfaktor  $\gamma_{sd}$ . En verdi for  $\gamma_{sd}$  som ligger mellom 1,05 til 1,15, kan normalt benyttes.

Mer detaljerte regler for dette kan gis for det enkelte prosjekt.

MERKNAD 5 For laster fra vann som ikke er dekket i denne tabellen eller av NS-EN 1997 (f.eks. rennende vann), kan lastkombinasjonene som skal brukes, angis for det enkelte prosjekt.

Tabell NA.A2.6 – Dimensjonerende verdier for laster for bruk i lastkombinasjoner

Kombinasjon	Permanente laster $G_d$		For-spenning	Variable laster $Q_d$	
	Ugunstig	Gunstig		Dominerende last	Øvrige laster
Karakteristisk	$G_{k,sup}$	$G_{k,inf}$	$P$	$Q_{k,1}$	$\psi_{0,i} Q_{k,i}$
Sjeldent forekommende	$G_{k,sup}$	$G_{k,inf}$	$P$	$\psi_{1,inf} Q_{k,1}$	$\psi_{1,i} Q_{k,i}$
Ofte forekommende	$G_{k,sup}$	$G_{k,inf}$	$P$	$\psi_{1,1} Q_{k,1}$	$\psi_{2,i} Q_{k,i}$
Tilnærmet permanent	$G_{k,sup}$	$G_{k,inf}$	$P$	$\psi_{2,1} Q_{k,1}$	$\psi_{2,i} Q_{k,i}$

For store bruer og for spesielle brutyper kan man ha svært mange ulike dimensjonerende lastkombinasjoner, og sammenstillingen av kombinasjonene kan være relativt omstendelige. For små og mellomstore betongbruer vil det ofte kunne gjøres noen forenklinger.

Lastfaktor for egenvekt i ULS avhenger av om lastvirkningen er ugunstig eller gunstig. For vanlige betongbruer virker egenvekt som regel ugunstig. Egenvekt inkluderer også bidrag fra membran/slitelag, kantdragere, rekkverk og eventuelle andre installasjoner på brua.

Lastfaktor for effekter av spennarmering i ULS er 1,1 eller 0,9. Lastfaktoren 1,1 vil være aktuell der spennarmeringen virker ugunstig, for eksempel ved kontroll av tverrsnitt (trykkbrudd) i byggefaser. For ferdig bru kan man som regel bruke 0,9.

Noen viktige tidsavhengige effekter må være med:

1. Kryp og svinn
2. Spennkrafttap på grunn av kryp, svinn og relaksasjon

Disse effektene inkluderes i lastkombinasjonene, og som regel velges faktor 0,0/1,0 for å modellere situasjonen umiddelbart etter åpning / etter lang tid (for bruer etter 100 år). Kryp og svinn betraktes som regel som separate laster. Det samme gjelder spennkrafttapet. I oversikten nedenfor er effektene samlet under forkortelsen «CSR».

De viktigste variable lastene vil som regel være trafikk, temperatur og vind.

For horisontale lastvirkninger i bruas tverretning vil vind være dominerende variabel last.

For overbygningen på små og mellomstore betongbruer er de vertikale lastvirkningene (primært moment og skjærkraft) som regel mest interessante, og da er trafikk eller temperatur dominerende variabel last.

Karakteristiske laster gis for anledningen følgende forkortelser:

- G – egenvekt
- PT – forspenning
- CSR – kryp/svinn/relaksasjon
- TR – trafikklast
- TE – temperaturlast
- V-TR – vindlast på bru med trafikk
- V – vindlast på bru uten trafikk

Dimensjonerende lastkombinasjoner gis følgende forkortelser:

- ULS-STR – bruddgrensetilstand for kapasitetskontroll
- SLS-KAR – bruksgrensetilstand, *karakteristisk* kombinasjon
- SLS-OFTE – bruksgrensetilstand, *ofte forekommende* kombinasjon
- SLS-PERM – bruksgrensetilstand, *tilnærmet permanent* kombinasjon



For små og mellomstore betongbruer vil lastfaktorer for de viktigste lastkombinasjonene ofte være:

Lastkombinasjon	G	PT	CSR	TR	TE	V-TR	V
<b>ULS-STR</b>							
1 (6.10a) - m/TR	1,35	0,9/1,1	0,0/1,0	0,95	0,84	1,12	-
2 (6.10a) - u/TR	1,35	0,9/1,1	0,0/1,0	-	0,84	-	1,12
3 (6.10b) - TR dom	1,20	0,9/1,1	0,0/1,0	1,35	0,84	1,12	-
4 (6.10b) - TE dom	1,20	0,9/1,1	0,0/1,0	0,95	1,20	1,12	-
5 (6.10b) - V-TR dom	1,20	0,9/1,1	0,0/1,0	0,95	0,84	1,60	-
6 (6.10b) - V dom	1,20	0,9/1,1	0,0/1,0	-	0,84	-	1,60
<b>SLS-KAR</b>							
1 TR dom	1,0	1,0	1,0	1,0	0,7	0,7	-
2 TE dom	1,0	1,0	1,0	0,7	1,0	0,7	-
3 V dom	1,0	1,0	1,0	-	0,7	-	1,0
<b>SLS-OFTE</b>							
1 TR dom	1,0	1,0	1,0	0,7	-	-	-
2 TE dom	1,0	1,0	1,0	0,2	0,7	-	-
<b>SLS-PERM</b>							
1 TR dom	1,0	1,0	1,0	0,5	-	-	-
2 TE dom	1,0	1,0	1,0	0,2	0,5	-	-

I tabellen er noen av verdiene lik *kombinasjonsfaktor x lastfaktor*:

- For G i ULS-STR:  $0,89 \times 1,35 = 1,20$
- For TR i ULS-STR:  $0,7 \times 1,35 = 0,95$
- For TE i ULS-STR:  $0,7 \times 1,20 = 0,84$
- For V/V-TR i ULS-STR:  $0,7 \times 1,60 = 1,12$

For ULS vil kombinasjon 1, 2 eller 4 som regel være dimensjonerende for **vertikale** lastvirkninger, mens kombinasjon 2, 5 eller 6 vil være dimensjonerende for **horisontale** lastvirkninger i bruas tverretning.

SLS-KAR brukes ved kontroll av spenninger (se kapittel 3.4.1), og **horisontale** lastvirkninger kan tenkes å være relevante. De andre SLS-kombinasjonene brukes ved kontroll av rissvidder/trykkavlastning, og her er **vertikale** lastvirkninger viktigst.

***Det er viktig å understreke at en komplett prosjektering i de aller fleste tilfeller vil omfatte flere lastkombinasjoner enn de som er vist i tabellen over.***



## 2 Analyser (statiske beregninger)

### 2.1 Viktige forutsetninger for analysene

#### 2.1.1 Rammeanalyser og FEM-analyser

Prosjektering av spennarmerte bruer krever i praksis bruk av et *analyseprogram*.

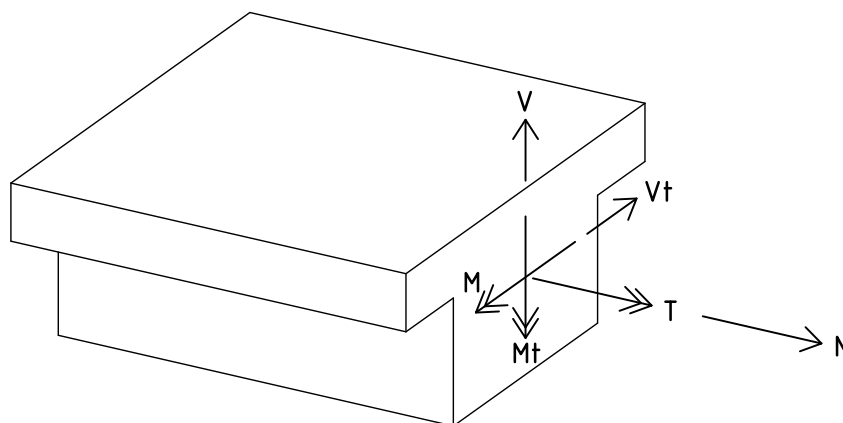
Effektiv prosjektering av spennarmerte bruer krever et analyseprogram som:

1. automatisk regner ut inndata for spennarmering (ekvivalente krefter; lastvirkninger) til analysen basert på beskrivelse av kabelgeometri, kabeltype, antall tau, spennkrafttap osv.
2. har automatisk trafikklast-generering etter EK1-2
3. har muligheter for flere byggefaser - med beregning av effekter av kryp/svinn osv.

Grafisk brukergrensesnitt (inn/ut) er i tillegg en stor fordel, nesten en forutsetning.

*Bjelkebruer* analyseres med bjelkeelementer i en rammeanalyse, og resultater skrives ut som sett av 6 lastresultanter (bjelkekrefter) i hvert snitt. Lastresultantene benevnes som regel med store bokstaver, typisk:

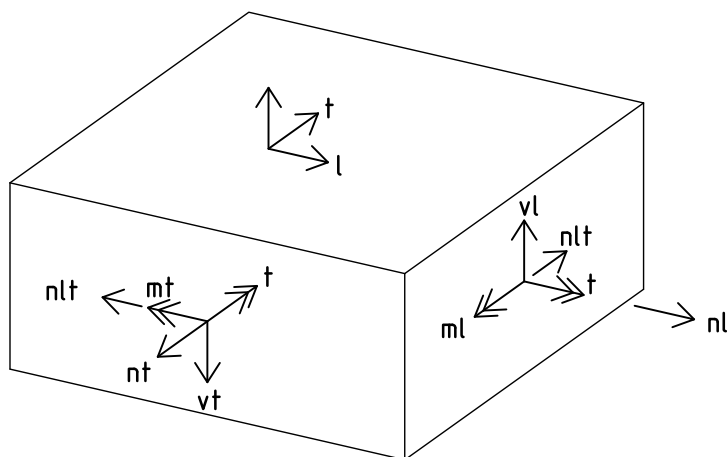
- |   |       |     |
|---|-------|-----|
| • Aksialkraft                           | $N$   | kN  |
| • Bøyemoment                            | $M$   | kNm |
| • Vertikal skjærkraft                   | $V$   | kN  |
| • Torsjonsmoment                        | $T$   | kNm |
| • Tverrmoment (moment om vertikal akse) | $M_t$ | kNm |
| • Tverrskjær (horisontal skjærkraft)    | $V_t$ | kN  |



Figur 1. Lastresultanter i bjelkeelementer

Platebruer analyseres med skallelementer i en FEM-analyse, og resultater skrives ut som sett av 8 lastresultanter (skallkrefter) i hvert snitt. Lastresultantene benevnes gjerne med små bokstaver, typisk:

- |                                     |       |       |
|-------------------------------------|-------|-------|
| • Aksialkraft i lengderetning       | $nl$  | kN/m  |
| • Aksialkraft i tverretning         | $nt$  | kN/m  |
| • Skiveskjær                        | $nlt$ | kN/m  |
| • Bøyemoment om bruas tverretning   | $ml$  | kNm/m |
| • Bøyemoment om bruas lengderetning | $mt$  | kNm/m |
| • Skjærkraft i bruas lengderetning  | $vl$  | kN/m  |
| • Skjærkraft i bruas tverretning    | $vt$  | kN/m  |
| • Torsjonsmoment                    | $t$   | kNm/m |



Figur 2. Lastresultanter i skallelementer

Aksialkreftene ( $nl$  og  $nt$ ) og skiveskjær ( $nlt$ ) er membrankrefter, dvs. de virker i skallets plan, mens skjærkreftene ( $vl$  og  $vt$ ) og momentene ( $ml$ ,  $mt$  og  $t$ ) er platekrefter, dvs. de virker ut av skallets plan.

Benevnelsene vil variere fra ett program til et annet, for eksempel med indekser med tall i stedet for bokstaver. I figuren over er «l» og «t» valgt med referanse til bruas lengderetning og tverretning.

### 2.1.2 Valg av analyseprogram

Valg av analyseprogram er ikke alltid enkelt, for ikke alle bruer er åpenbare «bjelker» eller «plater». Rammeanalyser er enklere å modellere, kvalitetssikre og forstå, og dette kan i noen tilfeller være avgjørende for valget. Bjelkeelementer forutsetter imidlertid udeformerte tverrsnitt, og dette er egentlig aldri helt riktig. Det er en tilnærming, og «feilen» må tas hensyn til ved å analysere brua i tverretningen separat og summere samlet armeringsbehov. Dette «etterarbeidet» kan i noen tilfeller bli omfattende.

Her teller også erfaring og kompetanse. Det er bedre å kjøre rammeanalyser på en klok og riktig måte enn å kjøre FEM-analyser uten helt å forstå forutsetninger og resultater. Det vil også som regel være bedre å bruke et brutilpasset rammeprogram enn et generelt FEM-program uten spennarmeringsmodul, trafikklastmodul og byggefaser (ref. forrige avsnitt).

Hvorvidt FEM-analyse er nødvendig for ei bjelke-/platebru må vurderes i lys av blant annet:

- Forholdet mellom tverrsnittets høyde og bredde
- Forholdet mellom tverrsnittets bredde og bruas spennvidder i lengderetning
- Opplagerbetingelser

Ei relativt tynn plate kan for eksempel analyseres som enveisplate (bjelke) dersom oppleggene går over hele tverrsnittsbredden – selv om trafikklastene virker eksentrisk og mobiliserer «platevirkninger».

EK2, 5.3.1, gir noen føringer for hvordan konstruksjoner skal klassifiseres, men svaret er sjelden åpenbart. Kontroll av effektiv flensbredde for et bjelketverrsnitt, se nedenfor, kan også vise at det er riktig å velge FEM-analyse. I noen tilfeller er det riktig å kjøre både rammeanalyse og FEM-analyse.

### 2.1.3 Effektiv flensbredde

Bøyespenninger er ujevnt fordelt i flenser; størst ved steg/bjelkedel og minst lengst ute. Effekten er størst der skjærkreftene er størst, som regel ved opplegg.

For brutverrsnitt med flenser analysert og dimensjonert som bjelker (rammeanalyser, antatt udeformert tverrsnitt) må effektiv flensbredde bestemmes i henhold til EK2, 5.3.2.1, typisk:

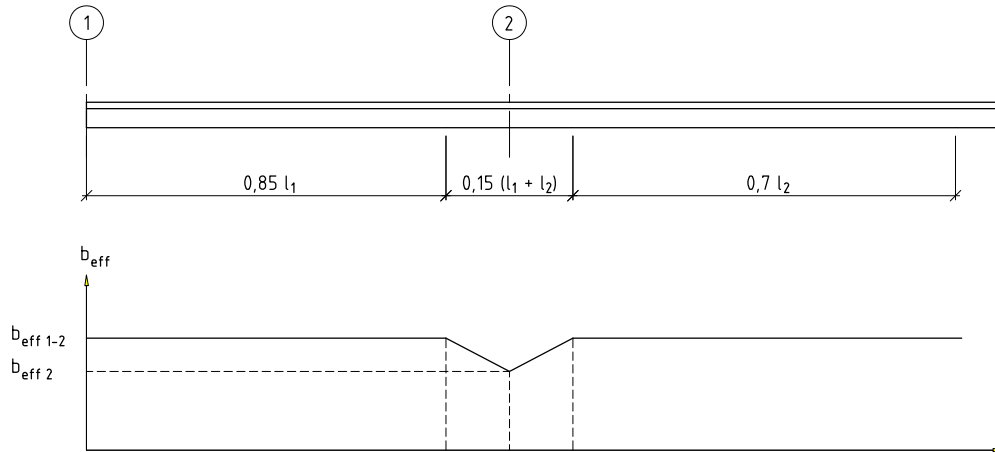
- $b_{eff\ 1-2}$  for endefelt akse 1-2 med positivt moment:  $l_0 = 0,85 l_1$
- $b_{eff\ 2}$  for området rundt akse 2 med negativt moment:  $l_0 = 0,15 (l_1 + l_2)$
- $b_{eff\ 2-3}$  for innerfelt akse 2-3 med positivt moment:  $l_0 = 0,7 l_2$
- osv.

For bjelke-/platebruer er effektiv flensbredde ofte:

- $b_{eff} = b_{full}$  i områder med positivt moment (i felt)
- $b_{eff} < b_{full}$  i områder med negativt moment (ved opplegg)

I prinsippet skal effektiv flensbredde benyttes både i analysen og i dimensjoneringen. Erfaring viser at situasjonen i søyleleaksene som regel er dimensjonerende for overbygningens tverrsnittshøyde, og dersom  $b_{eff} < b_{full}$  i områder ved opplegg, så kan  $b_{eff}$  modelleres i analysen, og gevinsten vil være redusert støttemoment og (muligheter for) redusert tverrsnittshøyde og/eller spennarmering.

Variierende flensbredde kan modelleres på flere måter i en analyse. En strategi kan være å variere flensbredden lineært mellom beregnet effektiv flensbredde i søyleleaksene og full flensbredde i felt, som vist i Figur 3.



Figur 3. Effektiv flensbredde

Siden tverrsnittet blir ulikt virkelig tverrsnitt (bruas volum blir uriktig), må betongens densitet settes lik null og egenvekt gis som ytre last i stedet for en last generert av programmet.

Effektiv flensbredde benyttes ved tverrsnittskontroller (dimensjonering) for moment i ULS og SLS. Aksialkrefter (normalkrefter) antas jevnt fordelt over hele tverrsnittet (full flensbredde).

Det er vanlig praksis å bruke full flensbredde i analysen og effektiv flensbredde i dimensjoneringen. Dette kan ofte være riktig, se også *EK2*, 5.3.2.1 (4). Så lenge flensene ikke er spesielt brede, så er det som regel riktig nok å bruke full flensbredde i analysen.

#### 2.1.4 Modellering av tverrbærere

De aller fleste betongbruer har endetverrbærere, og noen bruer har tverrbærere også i søyleaksene. Disse tverrbærerne bidrar med egenvekt og med stivhet i bruas tverretning.

I en rammeanalyse modelleres tverrbærernes egenvekt som ytre last (vertikal last + eventuelt moment om opplageraksen). Bidraget til stivhet i tverretning kan neglisjeres siden tverrsnittet i utgangspunktet betraktes som udeformerbart (bjelke).

I en FEM-analyse modelleres tverrbærere tilsvarende «reell» geometri slik at både egenvekt og stivhetsbidrag inkluderes.

## 2.2 Analyse uten spennarmering

### 2.2.1 Innledning

Det vil være naturlig å kjøre en innledende analyse uten spennarmering, både fordi det er lettere å avdekke modelleringsfeil i en enklere modell og fordi man med erfaring kan bruke innledende resultater til å anslå spennarmeringsbehovet.

Modelleringen innledes med å velge rammeanalyse (bjelkeelementer) eller FEM-analyse (skallelementer). Dette er diskutert tidligere.

### 2.2.2 Rammeanalyse

Et statisk system som er representativt for brua defineres. Dette kalles *topologi* og *grensebetingelser*:

- Definere fundamenter/søyler og overbygning med riktige søylelengder og spennvidder
- Bestemme noder og elementer – inkludert nummerering
- Definere globale og lokale akser for alle elementer
- Bestemme grensebetingelser; typisk innspenning i UK fundament og ledd ved lagre

Det er vanlig (og nøyaktig nok) å dele hvert spenn i overbygningen i ca 10 elementer.

Det er nødvendig å ha elementgrenser (noder) i:

- Oppleggsaksene
- Snitt med geometri-endringer (husk evt. varierende flensbredder)
- Støpeskjøter (hvis man har flere byggefaser)

Det er hensiktsmessig å ha elementgrenser (noder) i snitt der man kommer til å trenge analyseresultater, for eksempel;

- I snitt med maks feltmoment
- I snitt for kontroll av skjærkapasitet (typisk: avstand  $d$  fra opplegg)

*Tverrsnitt* for alle elementer beskrives og orienteres i forhold til elementakser

*Materialegenskaper* defineres:

- Betong ( $E$ ,  $G$ ,  $g$ , kryp/svinn-egenskaper mm)

*Byggefaser* modelleres dersom de skal analyseres. Det vil i praksis si at man oppgir hvilke deler av brua som utføres ved hvilket tidspunkt.

*Laster* defineres med karakteristiske verdier.

*Lastkombinasjoner* defineres som delkombinasjoner og dimensjonerende lastkombinasjoner.

*Analyseresultater* «bestilles», dvs. man bestemmer hvilke resultater man ønsker presentert.

### 2.2.3 Resultater fra rammeanalyser

For bjelkeelementer vil man ha 6 krefter/momententer i hvert snitt, og resultater vises som diagrammer eller tabeller.

*Diagrammer* gir viktig oversikt. De viser hvordan ulike lastresultanter er fordelt og hvor de dimensjonerende påkjenningene finnes.

Lastkombinasjoner med sortering (min/max) gir diagrammer med to kurver (en for min-verdi og en for max-verdi). Dette kalles *omhyllingskurver* (eng: *envelopes*). For dimensjonerende lastkombinasjoner vil diagrammer alltid være omhyllingskurver.

Dokumentasjon av analyseresultater bør som et minimum inneholde følgende diagrammer:

- M-diagram og N-diagram for ULS-STR *uten* forspenningens primæreffekter
- M-diagram og N-diagram for ULS-STR *med* forspenningens primæreffekter
- V-diagram og T-diagram for ULS-STR (alle bidrag)
- M-diagram for SLS-KAR (alle bidrag)
- M-diagram for SLS-OFTE (alle bidrag)
- M-diagram for SLS-PERM (alle bidrag)

Det er viktig å angi verdier (ordinater) i diagrammene (min/max) slik at det ikke bare blir et dimensjonsløst «bilde». M-diagrammer må alltid tegnes med ordinaten på strekksida.

*Tabeller* er viktig for å hente ut resultater som skal brukes videre – for eksempel i dimensjoneringen. Tabeller må skrives ut med omtanke slik at mengden begrenses, og viktige verdier (resultater som skal brukes videre) bør markeres.

I utskrifter av lastkombinasjoner med min/max-verdier vil resultater være ordnet som 12 sett av 6 lastresultanter, typisk;

- $N_{min}$  og tilhørende 5 øvrige komponenter
- $N_{max}$  og tilhørende 5 øvrige komponenter
- $M_{min}$  og tilhørende 5 øvrige komponenter
- $M_{max}$  og tilhørende 5 øvrige komponenter
- osv.

I dimensjoneringen skal det benyttes komplette sett av krefter som opptrer samtidig. Det blir som regel feil å kombinere  $N_{max}$ ,  $M_{max}$ ,  $V_{max}$  osv., fordi disse ikke opptrer samtidig. Man snakker som regel om (typisk) min/max moment med *tilhørende* (øvrige) komponenter.



## 2.2.4 FEM-analyse

Systematikken for FEM-analysen blir omtrent som for rammeanalysen.

For FEM-analyser gjelder for øvrig:

- Elementinndelingen (element-nettet, mesh) bestemmes som regel av programmet, eventuelt optimalisert etter konvergenskontroll av resultatene. Her kan imidlertid brukeren ofte påvirke valgene.
- Koblinger mellom søyler/landkar og plate må vies spesiell oppmerksomhet. Opplagerbetingelser kan som regel modelleres på flere måter.
- Underliggende bjelker eller tverrbærere kan modelleres på ulike måter.

Det er viktig å være klar over hva man modellerer og hva det betyr for resultatene.

Noen FEM-programmer gir brukeren mulighet til å velge mellom flere ulike skallelementer. Her må elementenes styrker og svakheter vurderes i lys av bruas geometri, hvilke resultater som skal brukes osv..

## 2.2.5 Resultater fra FEM-analyser

For skallelementer vil man ha 8 krefter/momenter i hvert snitt. Resultater skrives som regel ut som konturplott eller tabeller. Noen programmer skriver også ut diagrammer for lastresultanter langs definerte linjer gjennom konstruksjonen.

Plott (konturplott/vektorplott) gir først og fremst et *bilde* av hvor påkjenningen er størst. Det er viktig å holde rede på om plottene viser resultater i spenningspunkter eller ved elementoverflate og om konturene er midlet over elementgrenser.

Resultater som skal brukes i dimensjoneringen finnes som regel lettere og riktigere fra diagrammer eller tabeller, og da gjelder de samme hensyn som for rammeanalyser med bjelkeelementer.

I utskrifter av lastkombinasjoner med min/max-verdier vil resultater være ordnet som 16 sett av 8 lastresultanter, typisk;

- $nl_{min}$  og tilhørende 7 øvrige komponenter
- $nl_{max}$  og tilhørende 7 øvrige komponenter
- $ml_{min}$  og tilhørende 7 øvrige komponenter
- $ml_{max}$  og tilhørende 7 øvrige komponenter
- osv.

I dimensjoneringen skal det benyttes komplette sett av krefter som opptrer samtidig. Det blir som regel feil å kombinere  $nl_{max}$ ,  $ml_{max}$  osv., fordi disse ikke opptrer samtidig. Man snakker som regel om (typisk) min/max moment med *tilhørende* (øvrige) komponenter.

### **2.2.6 Feilsøking**

Analysearbeidet starter med inndataproduksjon og en første prøvekjøring. Den første prøvekjøringen går svært sjelden gjennom. Den resulterer derimot som regel i en lang liste med feilmeldinger eller i beste fall advarsler.

I noen tilfeller kan man tolke feilmeldinger og – kanskje ved hjelp av manualen – finne ut hva som må rettes. Som regel er det lettere å lete etter feil i inndata, og jo enklere modell (jo mindre inndata), jo lettere er det å finne feilen. Dette leder naturlig til det viktigste rådet for modelleringen: prøvekjør analysen ofte. Dersom man har en korrekt inndata før ny modellering, og kjører analysen etter ny modellering, så vet man hvor eventuelle feil ligger, nemlig i det som ble modellert siden forrige korrekte kjøring. Dette er heller ikke alltid riktig. Ny inndata kan ha slik sammenheng med tidligere inndata at det som var riktig før ble feil sammen med det nye. Likevel er strategien ofte hensiktsmessig.

Noen ganger er man usikker på nøyaktig hvilken inndata programmet etterspør eller hvordan programmet bruker inndata. Da er det lurt å etablere en helt enkel testmodell med akkurat det som er uklart – men der alt annet er både enkelt og entydig. En fritt opplagt bjelke med rektangulært tverrsnitt og kun egenvekt er ofte den beste modellen for å teste ut vanskelige programfunksjoner.

Når man introduserer spennarmering i en analyse, så skjer det store endringer i modellen, for eksempel i diagrammene for lastvirkninger for dimensjonerende lastkombinasjoner. Dersom man legger inn alle kabler i alle kabelgrupper samtidig i en stor analyse, så er det ikke lett å se om alt er riktig eller hva som eventuelt ikke er riktig. Derfor kan det være lurt å starte med å lære seg modelleringen på en enkel modell med en enkel kabel.

Dersom man har en stor og komplisert modell som har en feil man ikke forstår, så kan man også gå motsatt vei: plukke bort en og en funksjon/egenskap, prøvekjøre etter hver endring og følge med på når feilen blir borte.

### **2.2.7 Verifikasjon av analyseresultater**

Innledende analyse kjøres og relevante resultater hentes ut for både enkeltlaster og lastkombinasjoner. Så må modellen verifiseres. Men selv om programmet kjører feilfritt og viser pene resultater, så er det ikke sikkert at modellen er riktig.

Som utgangspunkt for verifikasjonen kan man tenke at alle programmer og alle brukere av programmer gjør små eller store feil. I noen tilfeller er programmet riktig programmert, men brukes uriktig eller i strid med forutsetningene, fordi brukeren tenker annerledes enn den som programmerte. Kanskje programmet forutsetter en gitt prosedyre eller formel, mens brukeren velger eller tolker annerledes.

En viktig forutsetning er at brukeren forstår hva programmet regner. Derfor er det også viktig at resultatene verifiseres på en måte som brukeren forstår. Kontrollen må derfor starte med de enkle resultatene.

(a) Først må man kontrollere at modellen (inndata) er slik man har tenkt. Svaret finnes som regel i listing av tverrsnittskonstanter, elementmasser osv. og plott av systemet med grensebetingelser, elementnummer, nodenummer, lokale akser, laster osv.

(b) Deretter må deformasjoner (nedbøyninger) kontrolleres mot forventede nedbøyninger. Det er som regel ikke helt enkelt å kontrollere nedbøyningenes (forskyvningenes) størrelse nøyaktig. Det er derimot viktig å sjekke retningen og størrelsesorden. Egenvekt gir vertikal deformasjon *nedover*, og nedbøyningen er som regel noen *mm*.

(c) Reaksjonskrefter og sum av reaksjonskrefter må så kontrolleres mot håndregnede lastsummer. Mange laster er så oversiktlige at dette er en relativt enkel øvelse. Spennarmering og temperatur har lastsum null.

(d) Diagrammer for momenter og skjærkrefter må så kontrolleres mot håndregning.

For alle disse kontrollene gjelder at:

1. Resultater for enkeltlaster sjekkes mot håndregning eller andre analyseverktøy
2. Resultater for lastkombinasjoner sjekkes mot faktoriserede summer av enkeltlaster

Verifikasjonen dokumenteres typisk med diagrammer med relevante ordinater (verdier, gjerne påført manuelt dersom programmet ikke viser akkurat de verdiene som verifiseres) og med manuelle (håndregnede) kontroller, gjerne skrevet for hånd på sida.

Dersom verifikasjonen avdekker feil, så må modellen korrigeres, analysen kjøres og resultater hentes ut på nytt. For å avdekke mulige feilkilder kan man også justere litt på inndata og sjekke om resultatene endres slik man forventer.

Det kan også være aktuelt å kjøre spesielle eller fiktive lasttilfeller for å vurdere spesielle forhold, for eksempel at grensebetingelsene virker den veien man har tenkt eller om det oppstår tvangskrefter som ikke er riktige.

Modell og analyseresultater må til slutt vurderes i forhold til forenklinger og idealiseringer. Hva er modellert/ivaretatt uriktig eller ufullstendig?

## 2.3 *Spennarmering i analysen*

### 2.3.1 Innledning

Når den innledende analysen er verifisert, kompletteres modellen med spennarmering.

*Materialeegenskaper* defineres:

- Spennarmering ( $E, f_{p0,1k}$ , parametere for spennkraft-tap m.m.)

*Spennarmeringen* beskrives, blant annet:

- Kabelføring (kabelgeometri)
- Forankringer (aktiv/passiv)
- Oppspenningsdata

*Byggefaser* relateres til ulike kabelgrupper. Det vil i praksis si at man oppgir hvilke spennkabler som spennes opp i hvilken byggefase – ved hvilket tidspunkt.

Her kommer også inndata for tvangskrefter på grunn av *langtidsvirkninger* som *kryp og svinn i betongen og relaksasjon i spennarmeringen*. Basert på (litt enkelt sagt) kryptallets utvikling, gitte forutsetninger for svinn og relaksasjonsklasse defineres lastkombinasjoner for langtids tøyninger og tilhørende tvangskrefter.

Spennkabler med faste skjøtekoblinger modelleres som uavhengige kabler.

Spennkabler med bevegelige skjøtekoblinger modelleres som kabler uten skjøtekobling.

### 2.3.2 Forutsatt spennarmering i analysemodellen

Analyser av spennarmerte konstruksjoner må være basert på en forhåndsbestemt (valgt) spennarmering. Dersom den valgte spennarmeringen til slutt viser seg å være uhensiktsmessig (for liten eller for stor), så må spennarmeringen revideres og hele prosedyren kjøres på nytt. Med riktig analyseverktøy vil slike runder kunne gjennomføres effektivt.

### 2.3.3 Direkte lastvirkninger og tvangskrefter

Begrepene *direkte lastvirkninger* og *tvangskrefter* (fra spennarmering) benyttes.

*Direkte lastvirkninger* (også kalt primær-effekter, her vist for bjelkeelement) er:

- $N_0 = P_0 \cos \alpha$
- $M_0 = N_0 e = P_0 \cos \alpha e$
- $V_0 = P_0 \sin \alpha$

der

- $P_0$  er kabelkraft
- $e$  er eksentrisiteten, det vil si kabelens avstand fra tverrsnittets tyngdepunkt-akse
- $\alpha$  er kabelens vertikalvinkel med bjelkeaksen, 0 for horisontal kabel

$N_0$  er aksialkraft,  $M_0$  er bøyemoment og  $V_0$  er vertikal skjærkraft. Direkte virkninger er lastresultantene på betongtverrsnittene på grunn av spennarmeringen. Med usymmetrisk geometri eller kabelføring kan man også ha tverrmoment og tverrskjær.

*Tvangskrefter* er virkningen av at statisk ubestemte konstruksjoner deformeres under oppspenning.

Resulterende krefter fra spennarmeringen er summen av disse to bidragene.

### 2.3.4 Konstruksjonsanalysen

I henhold til *EK2*, 5.10.1 (2), kan virkninger av spennarmering betraktes på to måter:

1. Spennarmering som påvirkning:  
I analysen settes spennarmeringens virkning på konstruksjonen på som ytre laster med relevante lastfaktorer.
2. Spennarmering som motstand:  
I kapasitetskontroll av et tverrsnitt legges spennarmeringen inn i tverrsnittet, gis en initialtøyning tilsvarende tøyningen ved oppspenning og bidrar sammen med betong og slakkarmering til den indre likevekten.

**Metode 1** er i praksis det som skjer når man i et analyseprogram modellerer spennarmering som ytre last, enten det er automatisk i en spennarmeringsmodul eller manuelt ved at spennarmeringen settes på som konsentrerte eller fordelte laster.

I tverrsnittsanalysen kan man eventuelt utnytte spennarmeringens restkapasitet, det vil si den delen av arbeidsdiagrammet som ligger over stålspenningen etter oppspenning. Spennarmeringen betraktes da som slakkarmering med aktuelt stålareal og med spennstålets arbeidsdiagram med null-nivå (origo) i nivå med stålspenningen ved oppspenning. Ref. *EK2*, 5.10.1 (4).

**Metode 2** har lange tradisjoner ved beregning av kabelbehov i bruddgrensetilstand (spennkabler i strekksonen) og dimensjonering av relativt oversiktlige konstruksjoner. Den kan være praktisk ved innledende overslag.

Dagens praksis går i retning integrerte analyseverktøy: systemanalyse (beregning av lastvirkninger) og tverrsnittsanalyse (kontroll av kapasitet/rissvidder) skjer i samme program. Spennarmeringens lastvirkninger beregnes og påføres som ytre laster, og spennarmeringen inngår etterpå som motstand. Spennarmeringens tøyningshistorie kan da modelleres automatisk, og dermed mer effektivt og riktig:

1. Ved oppspenning, inkludert umiddelbare tap, der lastvirkningene beregnes
2. Ved ulike dimensjonerende lastkombinasjoner, eventuelt inkludert tidsavhengige tap, der motstandsbidraget beregnes

I mange programmer kan man modellere spennarmeringen og sjekke kapasitet/rissvidder helt automatisk (og med flotte presentasjoner) uten egentlig å forstå eller forholde seg til tøyningutviklingen. Det er imidlertid viktig å forstå prosessen for å kunne kvalitetssikre resultatene.

### 2.3.5 Kabeltype

Først må man velge en *kabeltype*. Det betyr i praksis: antall tau pr. kabel og tauenes dimensjon. Det er vanlig å velge kabler med 12, 15, 19 eller 22 tau. Noen ganger velges større kabler.

Kabler kan ha tau med tverrsnitt  $140 \text{ mm}^2$  eller  $150 \text{ mm}^2$ . Tauene består i begge tilfeller av 7 liner/tråder (Y1860 S7).

Med hhv.  $140 \text{ mm}^2 / 150 \text{ mm}^2$  tau har kablene følgende tverrsnittsareal:

- 12-taus kabler:  $A_p = 1.680 \text{ mm}^2 / 1.800 \text{ mm}^2$
- 15-taus kabler:  $A_p = 2.100 \text{ mm}^2 / 2.250 \text{ mm}^2$
- 19-taus kabler:  $A_p = 2.660 \text{ mm}^2 / 2.850 \text{ mm}^2$
- 22-taus kabler:  $A_p = 3.080 \text{ mm}^2 / 3.300 \text{ mm}^2$

En vanlig strategi er å starte med kabelstørrelser (og antall kabler) som senere kan økes. Dersom man langt ute i prosjekteringen oppdager at krav til kapasitet eller rissvidder ikke kan tilfredsstilles, så er det for eksempel lettere å øke spennarmeringen enn å øke tverrsnittshøyden.

### 2.3.6 Kabelrør (kabelkanaler)

I Norge benyttes nesten utelukkende korrugerte stålrør. I utlandet blir plastrør stadig oftere brukt, og det er en utvikling vi kan forvente også i Norge. Plastrør vil gi bedre korrosjonsbeskyttelse.

Kabelrørets diameter finnes i ETA, og det må kontrolleres at de valgte kablene får plass i betongtverrsnittet.

Følgende **utvendige** rørdiametre er vanlige for korrugerte stålrør:

- 12-taus kabler: 90 mm
- 15-taus kabler: 100 mm
- 19-taus kabler: 110 mm
- 22-taus kabler: 120 mm

Andre dimensjoner kan også være aktuelle.

### 2.3.7 Plassering av kabelrør - horisontalt

Minste fri horisontal avstand mellom kabelrør er gitt i *EK2*, 8.10.1.3 (3) og Figur 8.15, og settes lik den største av:

- $d_g + 5 \text{ mm}$
- $\phi$
- 50 mm

$d_g$  er største tilslagsstørrelse og  $\phi$  er kabelrørets diameter.

Betongens utflytning hindres ved at tilslaget (steinene) «bygger bru» ved åpninger mindre enn ca  $3d_g$ , og i slike tilfeller trenger betongen hjelp av vibrering for å gli videre. På denne bakgrunn er det god praksis å velge minimum horisontal avstand mellom kabelrør  $3d_g$ .

For bruer velges som regel kabler med mange tau. ETA for spennsystemene foreskriver minimum diameter for kabelrør, og kravet om minimum fri avstand lik kabelrørets diameter vil som regel være dimensjonerende.

Kabelrørets minste avstand til sidekant er også styrt av overdekningskravene.

### 2.3.8 Plassering av kabelrør - vertikalt

Overdekningskravet til spennarmeringen gjelder til kabelrøret.

Kablene bør plasseres så langt ut mot betongoverdekningen som mulig, med andre ord så nære overkant og underkant som mulig.

Kabelføringen (kablens plassering i tverrsnittet) antas innledningsvis ved at man betrakter omhyllingskurven for bøyemomentet i ULS (uten spennarmering) og plasserer kabler der konstruksjonen har strekk.

Tverrarmeringen legges vanligvis ytterst og lengdearmeringen innenfor, og vi får noen generelle retningslinjer:

- Kabler i underkant legges oppå tverrarmeringen (typisk i feltmidt)
- Kabler i overkant legges så høyt at tverrarmeringen kan legges oppå kabelrørene (typisk over støtte/opplegg)
- I områder med strekk i både overkant og underkant fordeles kabler over deler av tverrsnittshøyden.

Dersom kabelføringen gir behov for sideveis forskyving, så må kabelrør ligge innenfor lengdearmeringen.

N400 har krav om 75 mm overdekning i overkant brudekke. Dette vil i de aller fleste tilfeller være styrende for plassering av tverrarmering (ytterst) og dermed også lengdearmering og spennarmering (innenfor) i overkant brudekke. Typisk vertikal plassering av spennarmering over støtte vil være at kabelrøret har overdekning 75 mm (overdekningskrav) + for eksempel 25 mm (byggemål for  $\varnothing 20$  tverrarmering) = 100 mm.

Krav til overdekning for spennarmering finnes i *EK2*, 4.4.1.2 og Tabell NA.4.2, og overdekningskravet gjelder til kabelrøret.

Dersom man skal legge spennarmering i flere lag (vanlig ved FFB-bruer), er minste fri vertikal avstand mellom kabelrør gitt i *EK2*, 8.10.1.3 (3) og Figur 8.15, og settes lik den største av:

- $d_g$
- $\phi$
- 40 mm

For vanlig spennarmering i bruer vil  $\phi$  som regel være dimensjonerende.

### 2.3.9 Plassering av forankringer

Viktige regler for forankringssonen finnes i *EK2*, 8.10.3 og 8.10.4, og i ETA, og det må kontrolleres at alle komponenter for de valgte spennarmeringsmengdene får plass i betongtverrsnittet i forankringssonen.

For forankringer er to viktige krav gitt i ETA:

1. *Senteravstand*; avstand mellom senter for tilstøtende forankringer
2. *Kantavstand*; avstand fra senter forankring til betongrand

Kravene er relatert til betongens forutsatte fasthet ved oppspenningstidspunktet. Dette er en forutsetning som må bestemmes på forhånd og angis på spennarmeringstegninger.

Kravene vil være førende for hvor mange kabler som kan forankres i ett snitt, og dette kan påvirke valg av tverrsnittsdimensjoner og kabelmengder.

Med overdekning 75 mm og oppspenning ved sylindrefasthet 32 MPa kan typiske senteravstander/kantavstander være;

- 12-taus kabler: 355 mm / 245 mm
- 15-taus kabler: 395 mm / 265 mm
- 19-taus kabler: 445 mm / 290 mm
- 22-taus kabler: 485 mm / 310 mm

Disse verdiene varierer som sagt mellom ulike systemer.

For øvrig bør følgende forhold vurderes:

- Plass til spiralarmering og spaltstrekkarmering
- Plass til langsgående armering rundt innstøpte passive forankringer
- Muligheter for god utstøping og vibrering av betongen
- Plassbehov for oppspenningsutstyr

Trykkbrudd bak forankringer ved oppspenning er en vanlig skade, og det viktigste forebyggende tiltaket er god utstøping – med andre ord: unngå for tett armeringsføring.

Oppspenningsutstyret vil kreve arbeidsrom ved forankringene. Krav til fri lengde (bakover i kabelens forlengelse) vil variere noe mellom systemene, men ligger som regel i området 1,5-2,0 m.

### **2.3.10 Modellering av kabelgrupper**

Typisk spennarmering består av grupper av flere kabler. Felles for det man vanligvis betrakter som en *kabelgruppe* er at kablene er like lange og spennes opp samtidig og i samme snitt.

Det er vanlig at kabelgrupper er symmetriske om bruas senterlinje. I rammeanalyser er det da vanlig å samle kablene i kabelgruppens tyngdepunkt. Man modellerer dermed typisk én kabel i CL bru med fast eller varierende vertikal plassering langs bruaksen og med areal som summen av kabelgruppens kabler. I FEM-analyser vil det være naturlig å modellere enkeltkabler.

### **2.3.11 Kablenes oppspenningskraft**

Oppspenningskraft må bestemmes, og regler finnes i *EK2*, 5.10.2.1.



Materialeegenskaper som for norske spennstål settes inn i formlene for oppspenningskraft, og øvre grense for kabelspenningen *før låsetap*,  $\sigma_{p,max}$ , kan i mange tilfeller settes lik den minste av;

- $0,8 f_{pk} = 0,8 \times 1.860 = 1.488 \text{ MPa}$
- $0,9 f_{p0,1k} = 0,9 \times 1.640 = 1.476 \text{ MPa}$

Største oppspenningskraft,  $P_{max}$ , settes derfor til  $A_p \times 1.476 \text{ MPa}$ .

Her regnes med karakteristiske oppspenningskrefter. Tillatt kabeltøyning blir (typisk)  $1.476/195 = 7,57 \%$ .

Øvre grense for kabelspenningen kan settes til  $0,95 f_{p0,1k} = 0,95 \times 1.640 = 1.558 \text{ MPa}$  dersom spennkraften kan måles med nøyaktighet på  $\pm 5 \%$ . Dette kalles overspenning. Kabellengde og kabelgeometri (sammen med beregning av friksjonstap og låsetap) er viktige forutsetninger for mulighetene til overspenning.

Største forspenningskraft i kabelen etter oppspenning skal kontrolleres, ref. kapittel 2.5.2. Denne kontrollen kan vise at oppspenningskrafta må være mindre enn  $0,9 f_{p0,1k}$ .

Tillatte oppspenningskrefter etter *EK2* er noe større enn etter NS 3473.

### 2.3.12 Skjøtekoblinger

Spennkabler kan skjøtes på to måter:

1. Faste skjøtekoblinger er en aktiv forankring som er klargjort for at en ny kabel kan kobles direkte på baksida og danne passiv forankring for neste kabelstykke. I beregningene betraktes faste skjøtekoblinger som to uavhengige kabler.
2. Bevegelige skjøtekoblinger skjøter to kabeldele som til slutt danner en komplett kabel. Disse kan være nødvendige der en kabel går gjennom flere støpetapper.

Skjøtekoblinger er nyttige og i mange tilfeller kostnadsbesparende, spesielt ved trinnvis utbygging.

Iht. *EK2-2*, NA.8.10.4 (105) gjelder følgende regler for hvor stor andel av kabler som kan skjøtes i et snitt:

- Faste skjøtekoblinger: 67 %
- Bevegelige skjøtekoblinger: 50 %

Dersom mer enn 50 % av kabler har fast skjøteknøpling i snittet, så gjelder spesielle bestemmelser for minimumsarmering og trykkspenning ved rand. Regler for avstand til «neste snitt» er gitt i *EK2-2*, Table 8.101N, og NA.8.10.4, Tabell NA.8.101N.

Disse reglene gjelder kabler som går *gjennom* det aktuelle snittet. Kabler som endeforankres i snittet (passiv eller aktiv forankring) skal ikke telles med.

### 2.3.13 Kabelbehov

Kabelbehovet bestemmes ofte på grunnlag av erfaringer fra tilsvarende bruer.

Mange bruer som brukes som «oppskrift» er prosjektert etter NS 3473 og tilhørende gamle lastforskrifter. I praksis vil bruer prosjektert etter Eurokode 2 få større dimensjonerende lastvirkninger, og de vil være underlagt strengere krav til blant annet rissvidder, overdekning osv..

For bjelkebruer/platebruer vil man måtte regne med å velge større tverrsnittshøyde og/eller større spennarmeringsmengder enn det man finner for bruer prosjektert etter gammelt regelverk. Det samme gjelder for kassebruer, men forskjellen vil som regel være mindre. Disse forholdene vil også kunne variere avhengig av den enkelte konstruksjon og konstruktør.

En vanlig metode for å bestemme nødvendig antall kabler i en bjelkemodell er å gjennomføre en enkel kapasitetskontroll (håndregning) av utvalgte (kritiske) tverrsnitt:

1. Dimensjonerende moment i ULS,  $M_{Ed}$ , uten spennarmering bestemmes. Momentbidrag fra tvangskrefter fra en antatt spennarmering bør i noen tilfeller legges til, men for enkle, kontinuerlige bjelke/platebruer kan dette vente. Lastfaktor for dette bidraget settes eventuelt lik 1,0.
2. Indre momentarm,  $z$ , avstanden mellom trykksone og spennarmeringens tyngdepunkt for tverrsnitt i stadium III anslås, typisk  $z \sim 0,9d$  for rektangulært tverrsnitt
3. Spennarmeringsbehovet settes forenklet til  $A_p = M_{Ed} / (f_{pd} z)$

Antall kabler kan på denne måten bestemmes omtrentlig i forhold til hvor stor del av det dimensjonerende momentet i bruddgrensetilstand man ønsker at spennarmeringen skal ta. Man kan for eksempel innledningsvis velge kabelmengden som tar hele momentet i ULS.

Kritiske snitt kan være for eksempel i feltmidt og over opplegg. Det er imidlertid ikke alltid opplagt hvilke snitt i en spennarmert konstruksjon som er mest utnyttet. For eksempel: Med parabelformet kabelføring i en konstruksjon med parabelformet momentdiagram vil store deler av konstruksjonen kunne være tilnærmet like høyt utnyttet, og det kan være nødvendig å sjekke mange snitt.

Det vil – av hensyn til strenge krav i bruksgrensetilstand – være naturlig å øke spennarmeringsmengden over søyleakser noe i forhold til det kapasitetsmessige behovet.

### 2.3.14 Oppspenningsrekkefølge

Oppspenningsrekkefølgen for enkeltkabler i en kabelgruppe skal bestemmes. For konstruksjoner med symmetrilinje bør oppspenningen skje mest mulig symmetrisk.

Oppspenning i flere etapper (*trinnsvis oppspenning*) i takt med utstøping av tilstøtende konstruksjonsdeler kan være en fordel for å oppnå en gunstig spenningsfordeling i endelig konstruksjon.

Full oppspenning i ett trinn er vanlig praksis. Etter at alle spennkrafttap er beregnet og både byggefaser og ferdig konstruksjon er kontrollert vil imidlertid en nærmere vurdering av oppspenningskriteriene kunne avdekke muligheter for besparelser.

Ved lange kabler kan det være aktuelt å spenne opp i begge ender.

## 2.4 Spennkrafttap

### 2.4.1 Generelt

Spennkrafta langs en kabel og over tid vil være mindre enn den krafta som en ved oppspenning etablerte i den aktive forankringen. Dette tapet skyldes flere effekter.

Umiddelbare tap, variasjon langs kabelen:

- Elastisk deformasjon av betongen
- Friksjon
- Låsetap

Tidsavhengige tap:

- Betongens kryp og svinn
- Spennarmeringens relaksasjon

Denne variasjonen, både langs kabelen og over tid, må ivaretas i analysene; dimensjonerende snitt kan variere.

Regler for beregning av spennkrafttap finnes i følgende kapitler i *EK2*:

- 5.10.5: Umiddelbare spennkrafttap
- 5.10.6: Tidsavhengige spennkrafttap

Ulike analyseprogrammer krever ulike inndata for spennkrafttap. Nedenfor er forutsetninger og formelverk gjennomgått så grundig at det vil være mulig å forstå hvordan inndata gis på en klok måte. Formlene kan også benyttes til å kontrollere at programmet bruker riktige forutsetninger.

### 2.4.2 Elastisk deformasjon av betongen

Når kabler spennes opp, stukes betongen tilnærmet proporsjonalt med spennkrafta (elastisk), og tidligere oppspente kabler vil dermed få et spennkrafttap. Dette betyr at den kabelen som spennes først får størst tap, mens den kabelen som spennes sist får null tap.

I henhold til Eurokode 2 skal spennkrafttap på grunn av elastisk deformasjon av betongen tas i betraktning. Regler for umiddelbare spennkrafttap på grunn av elastisk deformasjon av betongen finnes i *EK2*, 5.10.5.1.

Midlere tap i hver spennkabel,

$$\Delta P_{el} = A_p E_p \sum \left( \frac{j \Delta \sigma_c(t)}{E_{cm}(t)} \right)$$

der

$A_p$  = spennarmeringens tverrsnittsareal

$E_p$  = spennarmeringens dimensjonerende E-modul

$\Delta\sigma_c$  = endring i betongspenning ved tyngdepunktet for spennkabelen

$E_{cm}$  = betongens sekantmodul, ref. EK2, 3.1.3

$$j = \frac{n-1}{2n}$$

der

$n$  = antall identiske spennkabler som spennes opp etter hverandre

I praksis betraktes hele kabelgruppen samlet, og da kan  $j$  settes til  $\frac{1}{2}$ . Endring i betongspenning og betongens sekantmodul er gitt som en funksjon av tiden, og tiden settes i det følgende til tidspunktet ved ferdig oppspenning.  $\Delta\sigma_c$  settes til  $\sigma_c$ , som kalles betongspenning etter oppspenning.  $A_p$  og  $\sigma_c$  forutsettes å gjelde for kabelgruppen, og uttrykket kan forenkles til:

$$\Delta P_{el} = A_p E_p \frac{\sigma_c}{2E_{cm}}$$

Krefter i kabelgruppen ved oppspenning:

$$P'_0 = P_0 - \Delta P_{el}$$

der

$P'_0$  = kraft i kabelgruppen etter tap

$P_0$  = oppspenningskraft

$\Delta P_{el}$  = spennkrafttap for kabelgruppen

Betongspenningen ved tyngdepunktet for kabelgruppen:

$$\sigma_c = \frac{P'_0}{A_c} + \frac{P'_0 e}{I_c}$$

der

$A_c$  = betongtverrsnittets areal

$I_c$  = betongtverrsnittets arealtreghetsmoment

$e$  = kabelgruppens eksentrisitet i forhold til tverrsnittets tyngdepunkt

Dette er et uttrykk for midlere elastisk deformasjon over hele kabelgruppens lengde. For kabelgruppens eksentrisitet,  $e$ , velges derfor en midlere verdi for alle kablene over hele kabelgruppens lengde.

Betongtøyningen ved tyngdepunktet for kabelgruppen etter oppspenning settes lik midlere tøyningdifferanse for kabelgruppen etter oppspenning:

$$\varepsilon_c = \frac{\sigma_c}{E_{cm}} = \varepsilon_p$$

Her velges  $E_{cm}$  for en betongkvalitet,  $f_{ck}$ , tilsvarende aktuell betongfasthet på oppspenningstidspunktet. For spesielle tilslagsmaterialer må verdien justeres, Ref. EK2, 3.1.3 (2).

Midlere spenning i kabelgruppen etter oppspenning:

$$\sigma_p = \varepsilon_p E_p = \frac{E_p}{E_{cm}} \sigma_c$$

Spennkrafttapet for kabelgruppen blir:

$$\Delta P_{el} = \frac{E_p}{2E_{cm}} \sigma_c A_p = \frac{E_p}{2E_{cm}} A_p \frac{P'_0}{A_c} \left( 1 + \frac{e^2 A_c}{I_c} \right)$$

Uttrykket for krefter i kabelgruppen ved oppspenning blir:

$$P'_0 = P_0 - \frac{E_p}{2E_{cm}} A_p \frac{P'_0}{A_c} \left( 1 + \frac{e^2 A_c}{I_c} \right)$$

Dette ordnes og gir følgende spennkraft etter tap for elastisk deformasjon:

$$P'_0 = \frac{P_0}{1 + \frac{E_p}{2E_{cm}} \frac{A_p}{A_c} \left( 1 + \frac{e^2 A_c}{I_c} \right)}$$

Spennkrafttapet blir lik  $\Delta P_{el} = P_0 - P'_0$ .

Noen analyseprogrammer regner med spennkrafttap på grunn av elastisk deformasjon av betongen, andre programmer gjør det ikke. Det er (i hvert fall for platebruere) sjelden nødvendig å regne manuelt på effekten dersom programmet ikke gjør det.

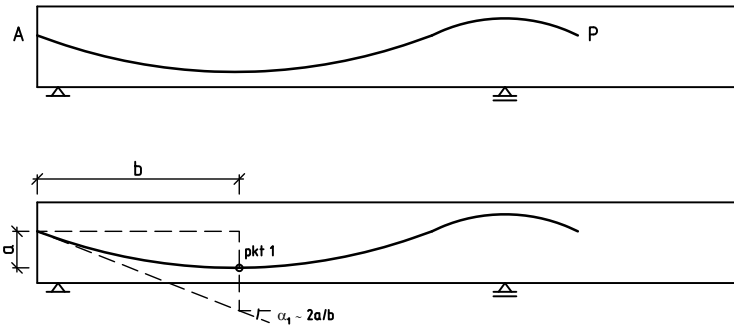
### 2.4.3 Friksjon

Spennes en kabel opp ved forankringen med en kraft  $P_0$ , blir kraften  $P_x$  i en avstand  $x$  fra oppspenningssnittet mindre enn  $P_0$  på grunn av friksjonskrefter mellom kabel og rør. Det oppstår et friksjonstap i spennkraften.

Man kan skille mellom to typer friksjonstap:

- Tap på grunn av kabelens tilsiktede krumning
- Tap på grunn av kabelens utilsiktede krumning, for eksempel på grunn av uunngåelige bøyninger mellom kabelrørets understøttelsespunkter. Disse småbøyningene forårsaker friksjonstap selv i en teoretisk rett kabel. Eng: *wobble*.

Krumning, vinkelendring, er illustrert i Figur 4 nedenfor.



Figur 4. Vinkelendringer for kontinuerlig bjelke med parabelformet kabelføring.

Friksjonstapet i etteroppspente kabler (EK2, 5.10.5.2):

$$\Delta P_{\mu}(x) = P_0 \left( 1 - e^{-\mu(\theta+kx)} \right)$$

der

$x$  = avstand langs kabelen, null ved oppspent forankring

$P_0$  = effektiv spennkraft ved aktiv forankring

$\mu$  = friksjonskoeffisienten mellom spennkabelen og kabelrøret ( $\text{rad}^{-1}$ )

$\theta$  = summert tilsiktet vinkelendring til betraktet snitt – uavhengig av retning (rad)

$k$  = faktor for effekt av utilsiktede vinkelendringer (wobble) ( $\text{rad/m}$ )

Sammenhengen kan også gis som et uttrykk for kabelkrafta etter friksjonstap:

$$P(x) = P_0 e^{-\mu(\theta+kx)}$$

Ved beregning av kabelkrafta ved en gitt posisjon settes inn vinkelendringen fra aktiv ende til den aktuelle posisjonen, se for eksempel Figur 4 ovenfor, som viser en parabelformet kabel i en kontinuerlig bjelke.

Verdier for  $\mu$  og  $k$  avhenger av kabelstørrelse og kabelrør og finnes i ETA for spennsystemet. Retningslinjer finnes også i EK2, 5.10.5.2 (2) og (3).

Typiske verdier for 12/15/19/22-taus kabler kan være;

- $\mu = 0,18 \text{ rad}^{-1}$
- $k = 0,005 \text{ rad/m}$

Man skal være klar over at formelen for friksjonstap og tilhørende friksjonskoeffisienter kan være annerledes formulert i litteraturen og i beregningsprogrammer. Eksponenten kan være gitt som  $-(\mu\theta + kx)$ , som gir en annen verdi og enhet for  $k$ . Verdier kan også være relatert til grader i stedet for radianer. Dette må alltid sjekkes.

Friksjonstapet er null ved aktiv forankring, økende langs kabelen og størst ved passiv forankring. Friksjonen kan gi betydelige tap i spennkraft, for lange kabler med parabelformet geometri gjerne 15 % ved passiv forankring.

Friksjonstapene vil ha beskjedne innvirkning på konstruksjonens sikkerhet i bruddgrensetilstanden. Lastnivå for rissdannelse i et tverrsnitt vil imidlertid være meget følsomt overfor effektiv spennkraft, som igjen er nært knyttet til totalt tap i snittet. Friksjonstapet vil ofte være en dominerende faktor ved beregning av totalt tap, og det er derfor viktig å begrense friksjonstapet.

Friksjonstapet kan reduseres eller kompenseres for ved følgende tiltak:

- Midlertidig overspenning med umiddelbar nedslakking til endelig  $P_0$ .
- Konstruksjonsløsning som muliggjør oppspenning i begge endene av en kabel.
- Endret kabelføring med mindre krumning.

Ved oppspenning i begge ender beregnes resulterende kabelkraft slik:

1. Kabelkrafta inkludert friksjon ved oppspenning i ende 1 bestemmes.
2. Kabelkrafta inkludert friksjon ved oppspenning i ende 2 bestemmes uavhengig av første beregningstrinn.
3. Resulterende kabelkraft blir lik den største av de beregnede kreftene i hvert snitt.

Det kan diskuteres om friksjonstapet skal beregnes fra oppspenningskraft før eller etter elastisk deformasjon. Dette har imidlertid liten betydning for resultatet, og det forutsettes derfor brukt foreskrevet oppspenningskraft, dvs. *før* elastisk deformasjon.

Samlet kabelforlengelse,  $\Delta s$ , kabeluttrekket ved aktiv forankring, er gitt av integralet av spennarmeringens tøyning ( $\varepsilon = \sigma/E = P/EA$ ) over kabellengden:

$$\Delta s = \int_0^L \frac{P(x)}{E_p A_p} \cdot dx$$

Med en forutsetning om jevn vinkelendring over kabellengden kan vinkelendringen relateres til variabelen  $x$ , og kabeluttrekket ved oppspenning kan beregnes.

Kabellengden settes lik  $L$ , og samlet vinkelendring over kabelens lengde (fra aktiv til passiv forankring, uavhengig av retning) settes lik  $\theta_L$ . Da blir midlere krumning (dvs. midlere vinkelendring pr meter):

$$\bar{\kappa} = \frac{\theta_L}{L}$$

Uttrykket for kabelkraft blir:

$$P(x) = P_0 e^{-\mu(\bar{\kappa}+k)x}$$

Samlet kabelforlengelse,  $\Delta s$ , kabeluttrekket ved aktiv forankring blir da:

$$\Delta s = \frac{P_0}{E_p A_p} \int_0^L e^{-\mu(\bar{\kappa}+k)x} \cdot dx$$

Dette gir følgende uttrykk:

$$\Delta s = \frac{1 - e^{-\mu(\bar{\kappa} + k)L}}{\mu(\bar{\kappa} + k)} \frac{P_0}{E_p A_p}$$

Forutsetningen om jevn vinkelendring over hele kabellengden er tilfredsstillt i en del vanlige tilfeller, for eksempel ved rette kabler eller der kabler har fast plassering i tverrsnittet og tverrsnittsendringer og/eller bruas geometri har jevn variasjon. Det kan også i andre tilfeller være en rimelig tilnærming for å finne omtrentlige kabelkrefter, for eksempel ved bestemmelse av kabelbehov i tidlig fase eller som kontroll av analyseresultater.

#### 2.4.4 Låsetap

Når en kabel er oppspent til foreskrevet kraft, må krafta overføres fra jekken til selve forankringen/betongkonstruksjonen. I forbindelse med denne låsingen vil kileforankringen og kabelen trekkes litt tilbake inn i kabelrøret (negativ forlengelse), og dette kalles *låsetap*.

Låsetapet finnes i aktuell ETA. En vanlig verdi er 6 mm.

Standardens regler for beregning av låsetap er begrenset til en bestemmelse om at låsetapet skal tas hensyn til og at forutsetninger skal baseres på ETA, ref. EK2, 5.10.5.3.

I prinsipp beregnes effekten av låsetap som motsatt rettet kraft (egentlig kraftdifferanse) korrigert for friksjon på samme måte som vist over. Dette er diskutert nærmere i kapittel 2.4.5 nedenfor.

Låsetapet (i mm) i aktiv ende er det samme uavhengig av kabelens lengde og geometri. For en kort og rett kabel blir spennkrafttapet (i prosent) på grunn av låsing derfor større enn for en lang kabel.

#### 2.4.5 Friksjon og låsetap

Kabelens lengde og geometri er viktige forutsetninger for beregnet låsetap og friksjon. Låsetap og friksjon må betraktes i sammenheng ved bestemmelse av umiddelbart spennkrafttap.

Med friksjon inkludert blir kabelkraft ved avstand  $x$  fra aktiv forankring *før låsetap*:

$$P(x) = P_0 e^{-\mu(\theta + kx)}$$

Låsetapets bidrag gis indeks  $L$ , og følgende forutsettes:

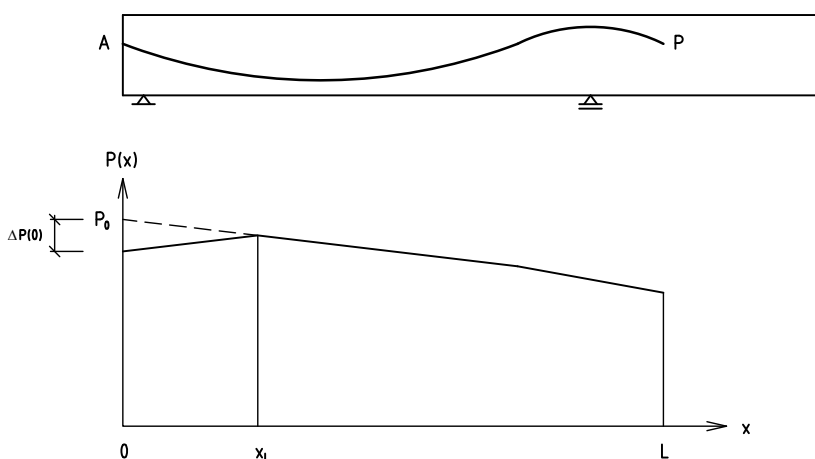
- Låsetapet (i meter, gitt i ETA) ved aktiv forankring settes lik  $\Delta L_L$
- Låsetapet gir en avlastning  $\Delta P_L$
- Låsetapet påvirker spennkabelkrafta fra  $x = 0$  (ved jekken) til  $x = x_L$



Låsetapets bidrag blir altså:

- Ved  $x < x_L$  reduseres kabelkrafta på grunn av låsetapet
- Ved  $x \geq x_L$  blir kabelkrafta uforandret

Dette er illustrert i Figur 5 nedenfor.



Figur 5. Kabelkraft etter at friksjon og låsetap er ivarett.

Forutsatt jevn vinkelendring over hele kabelens lengde (ref. kapittel 2.4.3) blir uttrykket for kabelkraft:

$$P(x) = P_0 e^{-\mu(\bar{\kappa}+k)x}$$

Dette gir følgende uttrykk for hvor stor del av kabelen som er påvirket av låsetapet:

$$x_L = -\frac{1}{\mu(\bar{\kappa}+k)} \ln \left( 1 - \sqrt{\frac{E_P A_P \Delta L_L \mu(\bar{\kappa}+k)}{P_0}} \right)$$

Avlastningen (kraft-differansen) i den delen av kabelen som påvirkes av låsetapet blir:

$$\Delta P(x) = P_0 \left( e^{-\mu(\bar{\kappa}+k)x} - e^{-\mu(\bar{\kappa}+k)(2x_L-x)} \right)$$

Avlastningen i aktiv forankring ( $x = 0$ ) blir:

$$\Delta P(0) = P_0 \left( 1 - e^{-2\mu(\bar{\kappa}+k)x_L} \right)$$

Det kan også være aktuelt å avlaste kabelen mer enn låsetapet for å oppnå gunstig kraftfordeling i kabelen. Formlene over kan da benyttes ved å sette inn et større «låsetap» og kontrollere kraftdifferansen. I praksis må dette foreskrives som en redusert jekkekraft.

### 2.4.6 Kryp og svinn

Oppspente konstruksjonsdeler står under betydelig aksialtrykk, og betongens kryp vil gi en negativ tøyning (stukning) over tid. Det samme (uavhengig av lastnivå) gjelder også betongens svinn.

Noen analyseprogrammer regner med spennkrafttap på grunn av kryp og svinn, andre programmer gjør det ikke. For kapasitetskontroller (ULS) er ikke dette tapet av stor betydning. For tøyningkontroller og rissviddekontroller er det imidlertid viktigere.

Det er konstruksjonens aksielle tøyning (stukning) på grunn av kryp/svinn som påvirker spennkrafta, og relevante bru-analyseprogrammer regner på denne effekten, selv om de ikke regner ut *spennkrafttapet* på grunn av stukningen.

En forenklet kontroll av stukningen kan utføres ved å lese ut forskyvninger på grunn av kryp/svinn (etter lang tid, etter 100 år) i bruas lengderetning på ulike steder langs bruaksen, for eksempel i begge bruendene, og regne ut bruas lengdeforandring. Tøyningsvariasjonen i spennarmeringen blir (omtrent) den samme som tøyningsvariasjonen i brua for øvrig.

### 2.4.7 Relaksasjon

Stålmaterialets mekaniske egenskaper er slik at spenningsnivået over tid avtar i en strekkbelastet kabel. Denne formen for «kryp» i stålet kalles *relaksasjon*. Se også EK2, 3.3. 2 (4) – (9).

De fleste analyseprogrammer regner med spennkrafttap på grunn av relaksasjon. Hvilke inndata som kreves vil imidlertid variere, og her må nødvendig grunnlag hentes fra ETA. For noen programmer er det nok å oppgi at det benyttes lavrelaksasjonsstål.

### 2.4.8 Kryp, svinn og relaksasjon

Kryp, svinn og relaksasjon gir et *tidsavhengig spennkrafttap*, og en forenklet beregningsmetode finnes i EK2, 5.10.6. Detaljert beregning av relaksasjonstapet finnes i EK2, Tillegg D.

Tidsavhengig spennkrafttap i en kabel på grunn av permanente laster (EK2, formel 5.46):

$$\Delta P_{c+s+r} = A_P \Delta \sigma_{P,c+s+r} = A_P \frac{\varepsilon_{cs} E_P + 0,8 \Delta \sigma_{pr} + \frac{E_P}{E_{cm}} \varphi(t, t_0) \sigma_{c,QP}}{1 + \frac{E_P}{E_{cm}} \frac{A_P}{A_c} \left( 1 + \frac{A_c}{I_c} z_{cp}^2 \right) (1 + 0,8 \varphi(t, t_0))}$$

der

$\varepsilon_{cs}$  = total svinntøyning (positiv verdi)

$\Delta\sigma_{pr}$  = spenningsendring på grunn av relaksasjon (positiv verdi)

$\varphi(t, t_0)$  = kryptall

$t_0$  = pålastingstidspunkt

$t$  = beregningstidspunkt

$\sigma_{c,QP}$  = betongspenning ved spennarmeringen i SLS *tilnærmet perm* (positiv verdi)

$z_{cp}$  = avstand mellom betongtverrsnittets tyngdepunkt og spennarmeringen

Svinntøyningen,  $\varepsilon_{cs}$ , beregnes i henhold til *EK2*, 3.1.4 (6).

Relaksasjonstapet,  $\Delta\sigma_{pr}$ , beregnes i henhold til *EK2*, 3.3.2 (4-8). Spennstålet som benyttes i Norge er lav-relaksasjons-stål, definert som Klasse 2.  $\rho_{1000}$  settes lik 2,5 % dersom leverandøren ikke oppgir en annen verdi. Formel (3.29) i *EK2*, 3.3.2 (7) gir relaksasjonstapet ved en gitt alder (t).

Kryptallet beregnes i henhold til *EK2*, 3.1.4 (2). Siden oppspenning (ved  $t_0$ ) ofte skjer så tidlig som mulig i forhold til påkrevet betongfasthet, er det viktig å bestemme kryptallet riktig.

Enheter *døgn*, *N* og *mm (MPa)* benyttes.

Formel (5.46) kan benyttes på to måter:

1. For spennarmering med heft:  
Lokale verdier for spenninger og tøyninger i et snitt benyttes
2. For spennarmering uten heft:  
Middelverdier for spenninger og tøyninger (over en kabel/kabelgruppe) benyttes

For byggefaser, før injisering, er det siste tilfellet relevant.

## 2.5 Analyse med spennarmering

### 2.5.1 Analyse; verifikasjon og resultater

Basert på forutsetningene diskutert over kan en innledende analyse med spennarmering gjennomføres. På samme måte som i innledende faser (ref. kapittel 2.2.7) må analysemodellen verifiseres – og korrigeres hvis verifikasjonen avdekker feil – før resultatene vurderes.

Når modellen er verifisert kan noen viktige egenskaper kontrolleres basert på analyseresultatene:

- Kontroll av spennarmeringskrefter
- Kontroll av trykkavlastning

## 2.5.2 Kontroll av spennarmeringskrefter

Største forspenningskraft kontrolleres, og regler finnes i *EK2*, 5.10.3.

For norske spennstål kan øvre grense for kabelspenningen *etter låsetap* settes lik den minste av;

- $0,75 f_{pk} = 0,75 \times 1.860 = 1.395 \text{ MPa}$
- $0,85 f_{p0,1k} = 0,85 \times 1.640 = 1.394 \text{ MPa}$

Største forspenningskraft,  $P_{mo}(x)$ , settes derfor til  $A_p$  x **1.394 MPa**.

Dette er med andre ord den største krafta som kan opptre i en kabel etter oppspenning. Her regnes med karakteristiske kabelkrefter. Tillatt kabeltøyning blir (typisk)  $1.394/195 = 7,15 \text{ ‰}$ .

Mange moderne analyseverktøy gir muligheter til å se nærmere på spennkrefter, spennkrafttap osv., og kravet over kan som regel kontrolleres direkte.

Det er ellers svært nyttig – og god verifikasjon – å utnytte programmenes eventuelle muligheter til å skrive ut flere resultater, for eksempel:

- Kabelkraft langs hele kabelen før låsing (verifiserer største spennkraft og friksjonstap)
- Kabelkraft langs hele kabelen etter låsing (verifiserer låsetap)
- Kabelkraft langs hele kabelen etter lang tid (verifiserer tidsavhengige tap)
- Kabeluttrekk ved oppspenning (verifikasjon av spennlister fra entreprenør)

## 2.5.3 Dimensjonerende støttemoment

I både rammeanalyser og FEM-analyser vil bøyemomenter over opplegg (støttemoment) ofte være dimensjonerende for tverrsnittshøyden. Teoretiske analyseresultater i søyleakser vil imidlertid som regel overestimere støttemomenter.

Statisk system i analysemodellen bestemmes som regel ved at overbygning og søyler modelleres med elementer i tverrsnittenes systemlinjer (tyngdepunkt-aksene), og i knutepunktene mellom overbygning og søyler møtes systemlinjene i en forbindelsesnode. Momentdiagram for overbygningen har i de fleste tilfeller en markert topp (spiss) i disse knutepunktene.

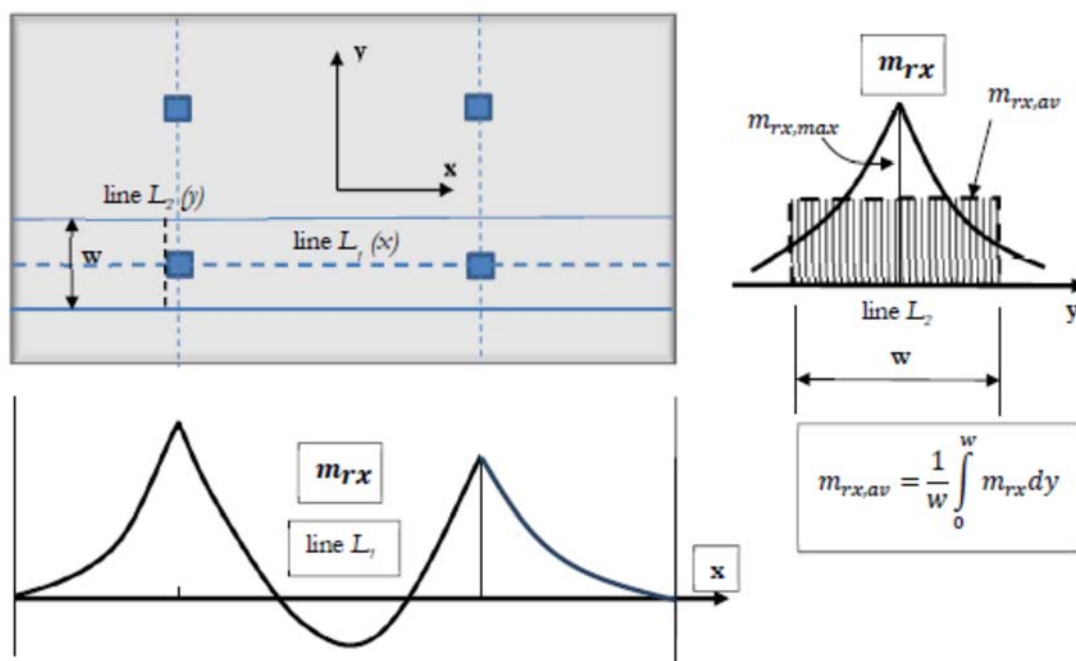
Denne max-verdien er som regel ikke reell siden søyla eller lagrene i virkeligheten har en fysisk utbredelse. Dette kan ivaretas på følgende måte, ref. *EK2*, 5.3.2.2 (3) og (4):

- Der overbygningen er monolittisk forbundet med søyla (støpt sammen) kan momentverdiene i avstand fra forbindelsesnoden tilsvarende søylerand legges til grunn for dimensjoneringen.
- Der overbygningen ligger på lagre i søyletopp kan støttemomentet reduseres med verdien  $F_{Ed,sup} t / 8$ , der  $F_{Ed,sup}$  er aksialkrafta i søyla og  $t$  er lagerets utbredelse.

Siden momentdiagrammet ofte har stor gradient inn mot teoretisk knutepunkt, kan reduksjonen være av betydning.

## 2.5.4 Fordeling av lastvirkninger i FEM-analyser

Lastvirkninger i FEM-analyser, først og fremst bøyemomenter og skjærkrefter, kan fordeles over en viss bredde. Dette er illustrert i Figur 6 nedenfor, som er hentet fra Pacoste, Plos, Johansson (2012).



Figur 6. Fordeling av lengdemoment ( $m_{rx}$ ) over bredde  $w$

Dette viser hvordan moment i «lengderetning» fordeles i tverretning. Man skal med andre ord *ikke* dimensjonere for peak-momentet i teoretisk snitt.

## 2.5.5 Kontroll av trykkavlastning

I følge EK2, Tabell NA.7.1N, gjelder følgende bestemmelser for spennarmerte konstruksjonsdeler:

- Overflater i eksponeringsklasse **XD1** og **XS1** skal ikke ha trykkavlastning for lastkombinasjon *tilnærmet permanent*.
- Overflater i eksponeringsklasse **XD3** og **XS3** skal ikke ha trykkavlastning for lastkombinasjon *ofte forekommende*.

I følge MERKNAD 2 betyr dette at tverrsnittet skal ha trykktøyninger/trykkspenninger i nivå med kabelrøret pluss toleransen,  $\Delta c_{dev}$ , ref. EK2, 4.4.1.3.  $\Delta c_{dev}$  kan settes til 10 mm.

Trykkavlastningskravet gjelder kun tøyninger/spenninger i bruas *lengderetning*.

For de aller fleste bruer gjelder følgende:

- OK brudekke har eksponeringsklasse XD1
- Ved opplegg (søyleakser) ligger spennarmeringen som regel så høyt opp mot OK som mulig
- Ved opplegg har overbygningen største støttemoment (strekk i OK)

I praksis betyr dette at overbygningen ved opplegg (i søyleaksene) skal ha trykktøyninger i nesten hele tverrsnittet for lastkombinasjon *tilnærmet permanent*. Erfaring viser at dette i mange tilfeller – og særlig for bjelke-/platebruer – er dimensjonerende for spennarmeringsbehovet, i hvert fall i søyleaksene.

Tverrsnittet forutsettes å være i trykk (ingen opprissing, stadium I) og materialet kan derfor antas lineært elastisk – tilsvarende forutsetningen i analysen. Spenningene kan skrives ut (dersom programmet gir en slik mulighet) eller beregnes direkte fra analyseresultatene.

I rammeanalyser kan tverrsnittets tyngdepunkt bestemmes eller hentes fra analyseprogrammet, og spenningen ved avstand  $y$  fra tyngdepunktet til kontrollpunktet (10 mm over OK kabelrør) bestemmes ved:

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M}{I}y$$

Aksialkrafta,  $N$ , vil ha sitt hovedbidrag fra spennarmeringen og bidra til stort aksialtrykk. Momentet,  $M$ , vil også ha gunstig bidrag fra spennarmeringen (kabler i øvre del av tverrsnittet), men øvrige laster vil i hovedsak gi ugunstig moment med strekk i OK.

I FEM-analyser blir metodikken tilsvarende, men her betraktes midlere lastvirkninger over ei platestripe med enhetsbredde (typisk 1 meters bredde).

Siden trykkavlastningskontrollen egentlig skal utføres på armert betongtverrsnitt med effektive flensbredder, så er kontrollen i analysen ikke helt nøyaktig. Derfor kan det (i hvert fall der spennarmeringen ligger i nærheten av overflata) være hensiktsmessig å forenkle kriteriet til at *hele tverrsnittet* skal ha trykktøyning.

### **2.5.6 Reviderte forutsetninger – resultater til dimensjoneringen**

Dersom kravene til trykkavlastning eller spennarmeringskrefter ikke er tilfredsstillt, så må enten spennarmeringsmengdene eller tverrsnittshøyden økes. Det vil som regel være enklest å øke kabeldimensjoner eller kabelantall dersom det er praktisk mulig.

Når modellen er verifisert og kontroll av spennarmeringskrefter og trykkavlastning OK, kan dimensjoneringen innledes (se kap. 3).

## **2.6 Omfordeling av momenter (ULS)**

EK2, 5.5, tar for seg mulighetene for omfordeling av bøyemomenter fra lineært elastisk analyse i bruddgrensetilstanden. Statisk ubestemte konstruksjoner, typisk kontinuerlig

bjelke-/platebru over flere spenn, har en innebygget sikkerhet ved at støttemomentene kan antas å reduseres ved overgang til stadium II og III uten at konstruksjonen bryter sammen.

Tverrsnittet (med spennarmering + slakkarmering) må være underarmert, og den endelige fordelingen av momentene må være i likevekt med de påførte lastene. *EK2* gir også krav til dokumentasjon av rotasjonskapasiteten.

I noen tilfeller opptrer støttemoment og feltmoment for ulike lastplasseringer, og i noen tilfeller kan støttemomentet reduseres uten at feltmomentet øker. I andre tilfeller vil feltmomentet øke, og i praksis betyr dette at utnyttelsen «flyttes» fra søyleakser til felt.

Som regel er støttemomentene fra lineært elastiske analyser av kontinuerlige bruer større enn feltmomentene, og sammen med utnyttelse av trykkarmeringen vil en kunne oppnå en bedre utnyttelse av innlagt spennarmering/slakkarmering ved å dra nytte av kraftomlagring.

Konsekvensene av å regne med kraftomlagring kan være:

- redusert tverrsnittshøyde
- omtrent uforandrede totale armeringsmengder
- økte armeringsmengder (og spennarmeringsmengder) i felt

Redusert tverrsnittshøyde er i mange tilfeller en viktig gevinst.

Omlagring er som regel motivert av at tverrsnittets trykksonekapasitet,  $M_{Rd}$ , er for liten. *EK2* gir i kapittel 5.5 forenklete regler for omlagring, som i praksis gjennomføres slik:

1. Omfordeling,  $\delta$ , antas.  
Det betyr at man forutsetter redusert lastvirkning i søyleaksen  $M_{Ed-red} = \delta M_{Ed}$
2. Trykksonen,  $\alpha$  ( $x_u/d$ ), bestemmes av formel (5.10)
3.  $M_{Rd}$  med beregnet  $\alpha$  kontrolleres mot  $M_{Ed-red}$

Både teori og prosedyre er grundig forklart i Sørensen: *Betongkonstruksjoner*, 2. utgave (2013), kapittel 7.4.

Omlagring etter *EK2*, 5.5, gjelder ikke for SLS (stadium II). Dersom bruksgrensetilstand (rissvidder/trykkavlastning) eller skjærkapasitet i alle fall er dimensjonerende, vil det ikke være relevant/nødvendig å regne på omlagring av momenter i bruddgrensetilstand.

## 2.7 Endelig analyse

Dersom dimensjoneringen (kapittel 3) viser at tverrsnittet eller spennarmeringen må endres, så må analysen kjøres på nytt med reviderte forutsetninger. Når dimensjoneringen er avsluttet og tverrsnitt og spennarmering er dokumentert, så skal analysen dokumenteres. Her er det viktig å vurdere hvilken dokumentasjon som er nødvendig.

En grei regel er å begrense presentasjonen til:

1. viktige inndata
2. resultater som benyttes til verifikasjon av analysen
3. resultater som benyttes i det videre prosjekteringsarbeidet

Utskrift av inndatafil eller programmets oppsummering av inndata kan for noen programmer være nyttig, for andre programmer alt for omfattende. Plott av viktige inndata er som regel både nyttig og viktig.

Verifikasjonen skal dokumenteres på en grundig måte og i tråd med retningslinjene i kapittel 2.2.7. Bare plott, diagrammer og tabeller som benyttes til verifikasjon skrives ut, og det vises hvordan verifikasjonen er gjennomført.

Resultater som benyttes i det videre prosjekteringsarbeidet (tverrsnittskontroller osv.) må også velges ut på en gjennomtenkt måte. Komplette tabeller av resultater for alle dimensjonerende lastkombinasjoner i alle snitt blir ofte svært omfangsrige, særlig for FEM-analyser. Dette er sjelden nyttig; det er oftere forvirrende.

På samme måte som med verifikasjonen er det hensiktsmessig å kommentere resultater med markering av verdier i diagrammer, markering eller uthevet skrift i tabeller eller manuelt påførte merknader i marginen. Enkelt oppsummert, for alle resultater: vis og forklar hvorfor resultatene er vist og hva de brukes til.



## 3 Tverrsnittskontroller (dimensjonering)

### 3.1 Slakkarmering

#### 3.1.1 Minimum lengdearmering

Regler for minimumsarmering finnes i *EK2*, kapittel 9, og de skal forebygge sprø bruddformer og store riss, samt oppta krefter som oppstår ved tvungne påvirkninger, ref. *EK2*, 9.1 (3). Duktilitetshensynet ivaretas ved reglene i *EK2*, kapittel 9.

Minimumsarmering for bjelker,  $A_{s,min}$ , bestemmes iht. *EK2*, 9.2.1.1 (1). For et rent platetverrsnitt (rektangulært tverrsnitt) gjelder kravene i *EK2*, 9.3.1.1 (1).

Armeringsbidraget fra spennarmeringen kan regnes med, ref. *EK2*, 5.10.1 (3) og (4). Dette gjelder imidlertid bare de delene av overbygningen der spennarmeringen ligger helt ute i strekksonen sammen med slakkarmeringen.

Krav til tverrarmering (horisontalarmering i bruas tverretning) finnes i *EK2*, 9.3.1.1 (2).

Mange overbygningstverrsnitt vil kunne betraktes som både bjelke og plate, og regler for begge tverrsnittstyper må vurderes. Denne vurderingen er uavhengig av om brua er analysert med rammeprogram eller FEM-program.

I NA.9.2.1.1 (1) foreskrives dobbel minimumsarmering der det stilles spesielle krav til tetthet. Dette hensynet gjelder primært overflater under vann og noen andre spesielle forhold. I utgangspunktet gjelder dette kravet *ikke* vanlige overbygningstverrsnitt.

Ved innvendige opplegg for kontinuerlige bjelker (tverrsnitt med støttemoment) regnes det minimumsarmering for tverrsnitt med effektiv flensbredde, ref. 9.2.1.2 (2).

Rissvidder skal kontrolleres etter reglene i *EK2*, 7.3.4, i alle overflater og alle snitt for alle dimensjonerende lastkombinasjoner. Derfor er det ikke nødvendig å sjekke minimumsarmering etter *EK2*, 7.3.2.

Hensynet til temperatur ivaretas når vi inkluderer lastvirkningene i dimensjonerende lastkombinasjoner (ref. *EK2*, 2.3.1.2)

#### 3.1.2 Minimum skjærarmering/bøylearmering

Skjærarmering/bøylearmering, i praksis vertikale bøyer, er ulik for ulike tverrsnitt.

For bjelketverrsnitt og kassetverrsnitt gjelder reglene i *EK2*, 9.2.2 og 9.2.3, og bjelketverrsnitt skal alltid ha bøyer. Senteravstand 150 mm velges ofte. Bøyer orienteres (nesten) alltid vertikalt, dvs.  $\alpha = 90$  grader.

For platetverrsnitt (rektangulært tverrsnitt) gjelder kravene til skjærarmoring i *EK2*, 9.3.2. Dette er vertikale kroker eller bøyer med beregnede senteravstander i både lengderetning og tverretning. Bruplater kan prosjekteres uten skjærarmoring, men det er vanlig å legge inn bøyer i skjærpåkjente områder, dvs. inn mot opplegg. Reglene i *EK2*, 9.3.2, gjelder da for de områdene som har beregningsmessig behov for skjærbøyer. Øvrige områder – uten skjærarmoring – trenger ikke tilfredsstillende kravene.

Typiske bjelke-/plattetverrsnitt, dvs. et relativt bredt tverrsnitt med en tykkere bjelkedel og med tynnere vinger, må betraktes som en mellomting mellom bjelke og plate. Bjelkedelen betraktes som et steg med bøyer iht. reglene for bjelker i hele bruas lengde. Bjelkedelen vurderes deretter som plate med skjærbøyer etter behov.

### 3.1.3 Antatt slakkarmoring

Hensiktsmessig (byggbar) slakkarmoring med senteravstand 150 mm i begge retninger i alle overflater antas. I spennarmerte bruer legges alltid tverrarmoringen ytterst og lengdearmoringen innenfor.

Følgende punkter ivaretas:

- Lengdearmoring i tverrsnittets OK og UK
- Lengdearmoring i øvrige overflater (typisk: stegsider, UK vinge/bruplate)
- Tverrarmoring i OK bruplate, gjerne rette stenger over hele bruplatebredden
- Lukkede bøyer rundt bjelkedeler (omslutter lengdearmoringen i hele «ringen»)
- Vertikalarmoring i IK og YK steg i kassetverrsnitt
- Horisontalarmering i UK vinger, samt i UK bruplate og OK undergurt i kassetverrsnitt

## 3.2 Bjelke eller plate

Valgt analyseprogram gir føringer for tverrsnittskontrollene:

- Brutverrsnitt analysert med bjelkeelement i et rammeprogram dimensjoneres for 6 lastresultanter virkende på hele tverrsnittet som en bjelke. Kontroll av bøyning (ULS og SLS) utføres på tverrsnitt med effektiv flensbredde.
- Brutverrsnitt analysert med skallelement i et FEM-program dimensjoneres for 8 lastresultanter virkende i et punkt (eller over en del av plata med enhets-utbredelse, i praksis 1 meter) som et skallsnitt.

Beregningsgangen, systematikken, blir ellers omtrent lik.

### 3.3 Kapasitetskontroll – ULS

#### 3.3.1 Kapasitetskontroll av bjelketverrsnitt for bøyning

Dimensjonerende (min/max) momenter i ULS i byggefaser og for ferdig bru kartlegges og kontrolleres for kapasitet etter tradisjonelle beregningsmodeller og regler i *EK2*, 6.1.

I praksis utføres kontrollene med beregningsprogrammer. Som kontroll av resultatene bør viktige snitt kontrolleres ved håndregning eller med uavhengige programmer.

Spennarmeringens bidrag til kapasiteten kan settes lik armeringsbidraget for tilleggskrafta etter oppspenning, ref. *EK2*, 5.10.1 (4). Et tenkt arbeidsdiagram med origo ved spennarmeringens tøyning ved oppspenning legges til grunn.

I *EK2*, 6.1 (5), gis spesielle krav til trykktøyninger, som i praksis betyr at midlere trykktøyning i trykkflens i kassetverrsnitt ikke skal være større enn 2,0 ‰.

#### 3.3.2 Kapasitetskontroll av bjelketverrsnitt for skjær

Dimensjonerende skjærkraft i ULS i byggefaser og for ferdig bru bestemmes:

- $V_{Ed}$  = dimensjonerende skjærkraft ved opplegg
- $V_{Ed, red}$  = dimensjonerende redusert skjærkraft i avstand  $d$  fra teoretisk opplegg

Regler for redusert skjærkraft:

- *EK2*, 6.2.1 (8): Ved hovedsakelig jevnt fordelte laster er det tilstrekkelig å regne på krafta i avstand  $d$  fra kanten av opplegget.
- *EK2*, 6.2.2 (6): Laster mellom  $0,5d$  og  $2,0d$  fra opplegg kan reduseres ved kontroll av bøyestrekkebrudd (6.2a)
- *EK2*, 6.2.3 (8): Laster mellom  $0,5d$  og  $2,0d$  fra opplegg kan reduseres ved kontroll av skjærarmeringens kapasitet

En samlet vurdering av disse bestemmelsene og typiske vertikallaster på bruer tilsier at det er rimelig riktig å kontrollere bøyestrekkebrudd (6.2.2) og/eller skjærarmering (6.2.3) for skjærkrafta i avstand  $d$  fra teoretisk opplegg.

Først kontrolleres tverrsnittet uten skjærarmering iht. *EK2*, 6.2.2, og *EK2-2*, 6.2.2:

- $V_{Ed, red}$  kontrolleres mot formel (6.2.a) – skjærstrekkekapasitet
- $V_{Ed, red}$  kontrolleres mot formel (6.2.b) – skjærstrekkekapasitet/hovedstrekkebrudd
- $V_{Ed, red}$  kontrolleres mot formel (6.4) – stegskjærkapasitet (hvis relevant)
- $V_{Ed}$  kontrolleres mot formel (6.5) – skjærtrykkkapasitet

Deretter bestemmes eventuelt nødvendig skjærarmering iht. *EK2*, 6.2.3, og *EK2-2*, 6.2.3:

- $V_{Ed, red}$  kontrolleres mot formel (6.8) – skjærstrekkekapasitet; armeringens kapasitet
- $V_{Ed}$  kontrolleres mot formel (6.9) – skjærtrykkkapasitet
- Nødvendig tillegg i lengdearmering bestemmes iht. formel (6.18)

Til slutt bestemmes nødvendig horisontalarmering i flenser iht. *EK2*, 6.2.4.

Eventuell skjærarmering dimensjoneres og detaljeres. Løsningene vil avhenge av tverrsnittstype.

### 3.3.3 Kapasitetskontroll av bjelketverrsnitt for torsjon

Dimensjonerende torsjonsmoment,  $T_{Ed}$ , i ULS (i byggefaser og) for ferdig bru bestemmes.

Kontroll for torsjon utføres iht. *EK2*, 6.3.

Ved ren torsjon blir skjærspenningen lik hovedtrekkspenningen,  $\tau = \sigma_t$ , og strekkfastheten er lik  $f_{ctd}$ . Riss-torsjonsmoment, ref. *EK2*, 6.3.2 (1) og formel (6.26), blir:

$$T_{Rd,c} = 2f_{ctd}A_k t_{ef}$$

der

- $A_k$  er arealet for antatt lukket hulltverrsnitt
- $t_{ef}$  er effektiv veggtykkelse i hulltverrsnittet

For tilnærmet rektangulære tverrsnitt:

- Dersom  $T_{Ed} < T_{Rd,c}$ , så er det bare behov for minimumsarmering etter *EK2*, 9.2.
- Dersom  $T_{Ed} > T_{Rd,c}$ , så må beregningsmessig lengdearmering og tverrarmering bestemmes.

Torsjonsarmering (tverrarmering; bøyer rundt bjelkedel eller kassetverrsnittets hulrom) dimensjoneres som for en skjærkraft:

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{T_{Ed}}{2A_k f_{ywd}}$$

der

- $A_{sw}$  er (enkeltsnittet) areal for bøylearmeringen
- $f_{ywd}$  er bøylearmeringens dimensjonerende fasthet

Det forutsettes at tverrarmeringen ligger normalt på bruaksen, dvs.  $\tan \theta = 1$ .

Jevnt fordelt lengdearmering (*tillegg i lengdearmering*) dimensjoneres etter *EK2*, formel (6.28).

Kapasitet for trykkbrudd kontrolleres etter *EK2*, formel (6.30).

Skjærkraft og torsjonsmoment kombineres etter *EK2*, formel (6.29).

Kontrollen må gjennomføres for to kombinasjoner:

- $T_{Ed}$  og  $V_{tilhørende}$
- $V_{Ed}$  og  $T_{tilhørende}$

Vinkelen i skjær-fagverket,  $\theta$ , må være den samme som ble valgt ved kontroll av skjær i forrige avsnitt.

### 3.3.4 Kapasitetskontroll av platetverrsnitt

Kapasitetskontroll av platetverrsnitt følger de samme reglene i *EK2* som kontroll av bjelketverrsnitt.

Ideelt sett kontrolleres et punkt («snitt») med enhets-utbredelse, det vil si 1 m x 1 m, med armering i begge retninger, for en kombinasjon av alle 8 lastvirkninger, ref. *EK2-2*, Annex LL. Dersom slike programmer ikke er tilgjengelige og dersom lastvirkninger i én retning er dominerende, så kan tverrsnitt kontrolleres både for momenter og skjærkrefter i begge retninger som 1 meter brede «bjelker».

Områder over opplegg på søyler må i tillegg kontrolleres for skjærkraft fra konsentrerte laster (gjennomløgning) i henhold til *EK2*, 6.4.

### 3.3.5 Duktilitetskontroll ved kabelbrudd

*EK2*, 5.10.1 (5) og (6) har bestemmelser for å sikre duktilitet ved kabelbrudd. *EK2-2*, 6.1, side 22, har utfyllende bestemmelser for bruer. *EK2-2*, NA6.1, sier at metode a eller b kan benyttes.

Metode a går ut på å dokumentere at momentkapasiteten med et (antatt/beregnet) redusert spennarmeringsareal er større enn momentet for SLS *ofte forekommende*. Ved metode b beregnes en minimumsarmering ved opprissing av tverrsnitt uten spennarmeringens bidrag.

### 3.3.6 Kapasitetskontroll i byggefase

Dimensjonerende lastkombinasjoner vil ofte opptre for ferdig bru. Byggefase kan imidlertid representere spesielle situasjoner som er kritiske for deler av brua. Dette er omtalt generelt i det følgende.

Oppspenningstilstanden vil være den første byggefase. Konstruksjonen vil da kunne være høyt utnyttet, og betongens trykkfasthet kan være vesentlig lavere enn 28-døgns. For mange bruer vil oppspenningstilstanden være dimensjonerende for byggefase. For noen bruer vil imidlertid senere byggefaser også måtte kontrolleres, for eksempel etter at forskalingen er revet og etter påfølgende støpetapper.

Ved oppspenning av en horisontal konstruksjonsdel vil en del av egenlasten bli mobilisert ved at den overføres fra forskalingens bæresystem til konstruksjonen. Størrelsen på den overførte egenlasten vil avhenge av stillastype.

Ved «fast» (tilnærmet udeformerbart) stillas blir den del av egenlasten mobilisert som er tilstrekkelig til å bøye konstruksjonsdelen tilbake ned på stillaset. Dersom den beregnede oppbøyning på grunn av forspenningen blir større enn nedbøyning fra total egenlast, vil bjelken løfte seg fra stillaset, og total egenlast være overført fra stillas til konstruksjon.

Ved frittstående stillas vil mobilisert egenlast være bestemt ut fra stillasets stivhet i forhold til konstruksjonens stivhet. Vanligvis vil oppspenning føre til at stillaset og

konstruksjonen beveger seg sammen, slik at bare en liten del av egenlasten vil bli overført til konstruksjonen.

Av klimamessige og/eller framdriftsmessige grunner er det ikke uvanlig at kabelrør blir stående uten injisering gjennom store deler av byggefaser selv om det i produksjonsunderlaget forutsettes fortløpende injisering. Tverrsnittskapasiteten er i disse tilfellene lavere enn for injiserte kabler, og kapasitetskontroll av byggefaser bør derfor kontrolleres for ikke-injiserte kabler.

Det er ikke uvanlig med relativt betydelige nyttelaster i byggefaser, for eksempel tunge kjøretøyer (betongbil) og mobile eller stasjonære kraner. Slike nyttelaster må inkluderes i lastkombinasjonene.

Ulike deler av konstruksjonen vil kunne være høyt utnyttet på henholdsvis trykk og strekk. Dette må ivaretas ved å kombinere laster med lastfaktorer for både gunstig og ugunstig lastvirkning.

Byggefaser kontrolleres som regel bare i bruddgrensetilstand (kapasitet). N400, 7.7.1, krever at rissvidder begrenses til 0,60 mm.

Det er vanlig å støpe for eksempel betongkassebruer i to faser. Prosedyren kan da være;

1. Undergurt og steg forskales og støpes  
Utvalgte kabler spennes opp når betongen har nådd foreskrevet fasthet
2. Bruplate forskales og støpes  
Gjenstående kabler spennes opp når betongen har nådd foreskrevet fasthet

I slike tilfeller må begge fasene kontrolleres.

I tverrsnittskontrollene for byggefaser benyttes betongkvalitet tilsvarende egenskapene på tidspunktet ved belastning. Dette kan være når forskalingen demonteres og egenvekta «aktiveres». For kontroll av oppspenningstilstanden vil det være når kablene spennes, og betongkvaliteten er gitt av forutsetningene for forankringenes senteravstander og kantavstander, spesifisert i prosjekteringsgrunnlaget og på spennarmeringstegningene. Se også kapittel 2.3.9.

For noen konstruksjoner (konstruksjonsdeler) spennes kabler og demonteres forskaling allerede etter 2-3 døgn, og det er ikke uvanlig at for eksempel en B45 betong på dette tidspunktet har egenskaper tilsvarende en B30 betong.

### **3.3.7 Skjærkrefter i støpeskjøter**

Vertikale støpeskjøter skal alltid ha fortanning, ref. N400, 7.9.2. Støpeskjøtenes kapasitet skal kontrolleres etter reglene i EK2, 6.2.5. Normalspenning på grunn av spennarmeringen gir et viktig kapasitetsbidrag ( $\mu \sigma_n$  –leddet i kapasitetsformelen (6.25)), og det er som regel uproblematisk å dokumentere støpeskjøtenes kapasitet.

### 3.4 Bruksgrensekontroller – SLS

#### 3.4.1 Kontroll av spenninger

Regler for spenningskontroller finnes i *EK2*, 7.2, og *EK2-2*, 7.2.

Betongens trykkspenning i SLS *karakteristisk* skal ikke være større enn  $0,6 f_{ck}$ . For B45 tilsvarer dette  $0,6 \times 45 = \mathbf{27,0 \text{ MPa}}$ . Dette gjelder primært for overflater med eksponeringsklasse XD eller XS. Iht. *EK2-2*, NA7.2, kan kravet settes lik  $0,66 f_{ck}$  ved bruk av omsluttende tverrarmring.

Dersom trykkspenningen i SLS *tilnærmet permanent* er større enn  $0,45 f_{ck}$ , skal det tas hensyn til krypets ikke-linearitet. For B45 tilsvarer dette  $0,45 \times 45 = \mathbf{20,3 \text{ MPa}}$ .

Slakkarmeringens spenning i SLS *karakteristisk* skal ikke være større enn  $0,8 f_{yk}$  av hensyn til utseendet, dvs.  $0,8 \times 500 = \mathbf{400 \text{ MPa}}$  for B500NC.

Spennarmeringens midlere spenning i SLS *karakteristisk* skal ikke være større enn  $0,75 f_{pk}$  av hensyn til utseendet, dvs.  $0,75 \times 1.860 = \mathbf{1.395 \text{ MPa}}$  for Y1860S7. Med «midlere spenning» menes *middelspenningen over kabelens lengde*.

#### 3.4.2 Kontroll av rissvidder i bjelker

N400 krever rissviddeberegning etter *EK2*, 7.3.4. Det er ikke tilstrekkelig å kontrollere etter *EK2*, 7.3.3. Når rissvidder kontrolleres for alle overflater i alle deler av brua er det ikke nødvendig å kontrollere minimumsarmering etter *EK2*, 7.3.2.

Eksponeringsklasser for alle overflater antas bestemt innledningsvis, og *EK2*, Tabell NA.7.1N, gir SLS-krav til overflatene.

*Rissviddekontroll* omfatter her også *kontroll av trykkavlastning*, som egentlig betyr: *kontroll av at man har trykktøyning*.

Rissviddeberegninger i en retning og for en lastkombinasjon starter i prinsipp med tverrsnittsanalyse i stadium I. Dersom rissmomentet er overskredet, går man videre til stadium II og finner tøyningstilstand og stålspenninger (slakkarmering/spennarmering). Sammen med materialeegenskapene og tverrsnittets oppbygning kan rissviddene beregnes.

Rissvidder skal kontrolleres i begge retninger:

1. Momenter (og aksialkrefter) i bruas *lengderetning*, dvs. globale lastvirkninger
2. Momenter i bruas *tverretning*, typisk: lokale lastvirkninger fra trafikklaster på bruvingene

Last på bruvinger eller ytterst på ei bruplate utkraget fra en søyle gir vertikale momenter i bruas tverretning (riss i bruas lengderetning), typisk ved vingens innspenning. Også her må rissvidder kontrolleres.

For hver retning vil man kunne ha rissviddekrav for ulike lastkombinasjoner, typisk:

1. SLS *tilnærmet permanent*, SLS-PERM (ref. kap. 1.11.3)
2. SLS *ofte forekommende*, SLS-OFTE (ref. kap. 1.11.3)

Der man har armering og eventuelt spennarmering i flere lag, må hvert lag og/eller hver armeringstype kontrolleres.

En hensiktsmessig systematisering kan være relatert til retning > lastkombinasjon > armering. For eksempel kan OK bruplate i XD1 kontrolleres slik:

A. Kontroller for lastvirkninger i bruas lengderetning:

1. Kontroll av SLS-PERM:
  - $w_{max} \leq 0,30 k_c$  for lengdearmeringen
  - Trykkavlastning for spennarmeringen
2. Kontroll av SLS-OFTE:
  - $w_{max} \leq 0,20 k_c$  for spennarmeringen

B. Kontroller for lastvirkninger i bruas tverretning:

1. Kontroll av SLS-PERM:
  - $w_{max} \leq 0,30 k_c$  for tverrarmeringen

Se også *EK2*, Tabell NA.7.1N, fotnote 3, som har spesielle regler for beregningsmessig rissvidde for spennarmering innenfor slakkarmering.

N400 krever rissviddeberegning for byggefaser med største rissvidde 0,60 mm.

I praksis utføres kontroll av rissvidder med beregningsprogrammer. Som kontroll av resultatene bør viktige snitt kontrolleres med håndregning eller med uavhengige programmer.

### 3.4.3 Kontroll av rissvidder i plater

Ved analyse med FEM-program med skallelementer og tverrsnittskontroll av skallsnitt er ikke rissviddeformlene i *EK2* brukbare.

Der moment i én retning er klart dominerende kan dette løses ved å regne moment og eventuell aksialkraft i den ene retningen som for en bjelke med enhetsbredde (typisk 1 meter).

I Pacoste, Plos, Johansson (2012) finnes i kapittel 4.1.2 forslag til regler for å bestemme dimensjonerende lastvirkninger i hver retning som kombinasjoner av lastvirkningene i skallsnittet. Denne metodikken kan være relevant også ved håndregning.

Noen dimensjoneringsprogrammer – og dimensjoneringsmoduler i FEM-programmer – løser SLS-kontrollen ved å sjekke armeringsspenninger mot kravene i *EK2*, pkt 7.3.3 og forutsatt minimumsarmering etter pkt. 7.3.2. Dette er ikke tilstrekkelig.



### 3.4.4 Betongspenninger ved oppspenning

Regler for begrensning av betongspenninger ved oppspenning (oppspenningstilstanden) finnes i *EK2*, 5.10.2.2. Også her regnes med karakteristiske spennkrefter.

Betongens trykkfasthet,  $f_{ck}(t_0)$ , ved oppspenning ( $t_0$ ) skal tilfredsstille kravene i ETA og i produksjonsunderlaget.

Betongens trykkspenning,  $\sigma_c$ , ved oppspenning som følge av forspenningskraften og andre belastninger skal ikke være større enn  $0,6 f_{ck}(t_0)$ . Dersom trykkspenningen er større enn  $0,45 f_{ck}(t_0)$  på permanent basis, skal det tas hensyn til krypets ikke-linearitet.

Ved trinnvis oppspenning kan kravet til betongens fasthet reduseres, ref. *EK2*, 5.10.2.2 (4).

Dimensjonerende snittkrefter beregnes ved analyse av konstruksjonen. For statisk ubestemte konstruksjoner må betongens E-modul være representativ for betongens alder ved oppspenning. Grensebetingelsene må også ivareta situasjonen ved oppspenning, for eksempel at deler av konstruksjonen er understøttet der forskalingen ikke er revet. Aktuelle laster (som regel egenvekt, forspenning og eventuelle nyttelaster) kombineres med lastfaktorer for bruddgrensetilstand. Lastfaktorer vurderes i forhold til om lastene gir en gunstig eller ugunstig virkning. Forspenningskraften vil som regel få lastfaktor 1,1.

Betongtrykkspenninger ved tverrsnittskontroll av kritiske snitt kontrolleres mot tillatte spenninger.

Slakkarmeringen kan inkluderes i kontrollen. Dersom trykkarmering er nødvendig, så må armeringen avstives etter bestemmelsene i *EK2*, 9.2.1.2 (3).

### 3.4.5 Oppsummering av SLS-krav

Aktuelle kontroller i SLS, samt typiske krav for B45 betong, B500NC armering og Y1860S7 spennstål, er vist i oversikten på neste side.

Krav	Typisk verdi	SLS-PERM	SLS-OFTE	SLS-KAR
Spenningsbegrensning $\sigma_c > 0,6 f_{ck} (t)$ $\sigma_c > 0,45 f_{ck}$ $\sigma_s < 0,8 f_{yk}$ $\sigma_p < 0,75 f_{pk}$	-27,0 MPa -20,3 MPa 400 MPa 1.395 MPa	x		x x x
Rissvidder XC1/XC3 $w_{max} < 0,30 k_c$ for slakkarmering $w_{max} < 0,20 k_c$ for spennarmering	0,39 mm 0,26 mm	x	x	
Rissvidder XD1/XS1 $w_{max} < 0,30 k_c$ for slakkarmering $w_{max} < 0,20 k_c$ for spennarmering Trykkavlastning for spennarmering	0,39 mm 0,26 mm -	x x	x	
Rissvidder XD3/XS3 $w_{max} < 0,30 k_c$ for slakkarmering Trykkavlastning for spennarmering	0,39 mm -		x x	

## 4 Lokale kontroller og samlet armeringsbehov

### 4.1 Lokale effekter ved kabelforankringer

#### 4.1.1 Generelt

Etteroppspente betongkonstruksjoner utsettes for store konsentrerte laster ved spennarmeringsforankringene.

De viktigste lokale effektene ved kabelforankringer er:

- a) Trykkspenninger
- b) Spaltestrekk
- c) Randstrekk

*EK2*, 8.10.3 (side 147), og *EK2-2*, 8.10.3 (side 41), gir regler for forankringssoner for etteroppspente konstruksjonsdeler.

Det er vanlig å forutsette oppspenning,  $P_0 = 0,9 F_{p0,1k}$ . Ved kontroll av lokale virkninger fra oppspenning av kabler skal det benyttes lastfaktor  $\gamma_{P,unfav}$ , som i Norge er 1,1, og dermed blir den konsentrerte lasta for lokale kontroller,  $P = 1,1 P_0$ .

*EK2*, 8.10.3 (1), og *EK2-2*, 8.10.3 (104), sier at armering i forankringssoner skal dimensjoneres etter reglene for stavmodeller (6.5.3). Kapittel 6.5.3 (1) viser til kapittel 3.2 *Armeringsstål* (og 3.3 *Spennstål*), og tillatt spenning er  $f_{yd} = 500/1,15 = 434$  MPa.

Kontroll av rissvidder er ikke nødvendig dersom armeringsspenningen er under 250 MPa. Standarden sier ikke eksplisitt om denne skal kontrolleres for last i ULS eller SLS, og praksis varierer. Tillatt armeringsspenning gjelder både spaltestrekkarmering og randstrekkarmering.

***Armering for spaltestrekk og randstrekk kommer alltid i tillegg til øvrig armering.***

#### 4.1.2 a) Trykkspenninger bak kabelforankringer

Forankringer for spennkabler leveres med armeringsspiral sveiset på forankringen. Denne spiralen omslutter betongen i området bak forankringen og sikrer triaksial trykkspenningstilstand. Betongen har da større trykkfasthet enn énaksial trykkfasthet.

Det er vanlig praksis å forutsette at trykkfastheten i betongen like bak forankringen er ivarettatt dersom forutsetninger og krav i aktuell ETA er tilfredsstillt. Kantavstand og senteravstand for en gitt betongtrykkfasthet ved oppspenning er de viktigste kravene.

Det er med andre ord vanlig å forutsette at kontroll av trykkspenninger etter *EK2*, 6.7, ikke er nødvendig.

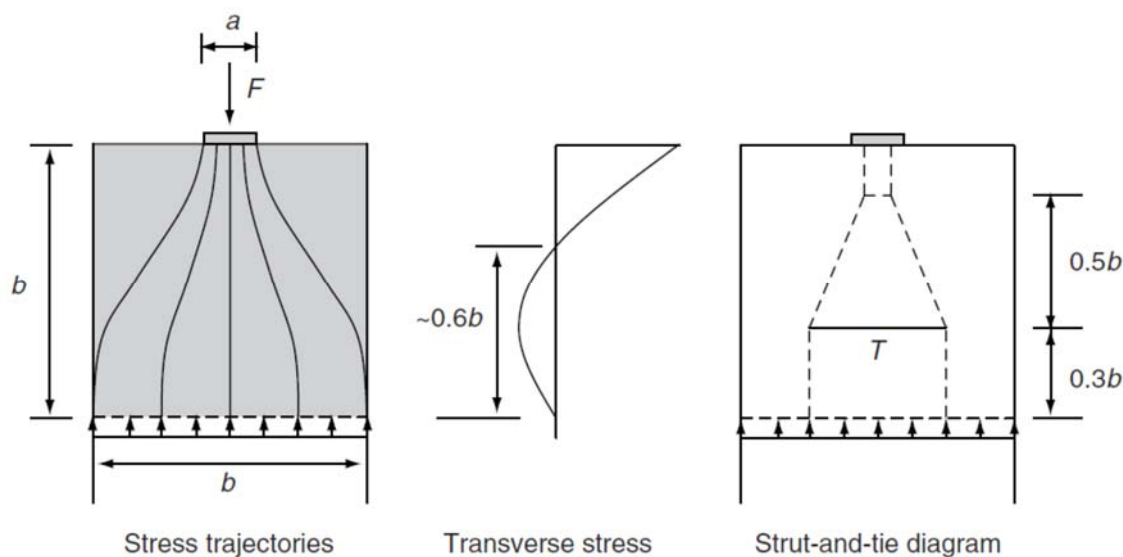
*EK2-2*, 8.10.3, viser til J.104.2 (side 61), som har spesielle regler for kontroll av trykkspenninger i områder med to eller flere forankringer. Der man har tilfredsstilt betingelsene over (ETA) er det vanlig å forutsette at kontroll av trykkspenninger etter J.104.2 ikke er nødvendig.

#### 4.1.3 b) Spaltestrekkarmering

Spaltestrekkarmering bestemmes etter *EK2*, 6.5.3.

*EK2*, 8.10.3 (5), sier at lasten fra forankringen kan antas fordelt innover i konstruksjonen med en spredningsvinkel  $\beta = \arctan(2/3) = 33,7$  grader. Vanlig norsk praksis har tidligere vært å anta spredningsvinkel  $\arctan(1/2) = 26,7$  grader.

Spaltestrekkarmeringen kan antas plassert (med tyngdepunkt) i avstand  $0,7h$  fra lastflata, basert på forutsetningene i *Figur 7* nedenfor (ref. Hendy/Smith: *Designer's Guide to EN 1992-2*, Fig. 6.5-1).



*Figur 7. Spenningsfelt under konsentrert last*

Spaltestrekk oppstår både vertikalt og horisontalt. Det er vanlig å regne disse uavhengig av hverandre. Brutvernsnitt har som regel ulike dimensjoner i de to retningene, og spaltestrekket opptrer i ulik avstand fra forankringen (lasten).

Spaltestrekkarmering skal forankres utenfor området med fordelte trykkrefter.

Spaltestrekkarmeringen legges gjerne sammen med annen armering hvis det er mulig. T-hodestenger kan være hensiktsmessig.

#### 4.1.4 c) Randstrekkarmering

Kraftforløpet i området ved kabelforankringer avhenger av konstruksjonsdelens geometri og lastens (kabelens) retning. I tillegg til spaltstrekk vil det kunne opptre strekk mellom kabler eller i andre tilstøtende områder – og ofte ut mot betongrand. Disse kreftene må bestemmes og ivaretas med armering.

#### 4.1.5 Dimensjonering med stavmodeller

Dimensjonering av områder ved kabelforankringer med stavmodeller kan i mange tilfeller være relativt enkelt, særlig fordi trykkspenninger ikke trenger å kontrolleres.

Nyttige referanser for dimensjonering med stavmodeller finnes i kapittel 5.2. Goodchild, Morrison og Vollum sin publikasjon *Strut-and-tie Models*, utgitt av MPA The Concrete Centre i London, er et bra sted å starte.

#### 4.1.6 D-regioner i FEM-analyser

Der for eksempel platebruer analyseres med FEM-analyser med skallelementer vil man ha D-regioner bare i vertikalretningen.

I skallelementene vil trykkspenninger og strekkspenninger fordeles horisontalt på samme måte som man simulerer med stavmodeller, og armeringsbehovene vil i mange tilfeller kunne bestemmes direkte.

Vertikal fordeling og vertikalt spaltstrekk vil måtte bestemmes på samme måte som ved bjelkeanalyser.

#### 4.1.7 ETA – helix og additional reinforcement

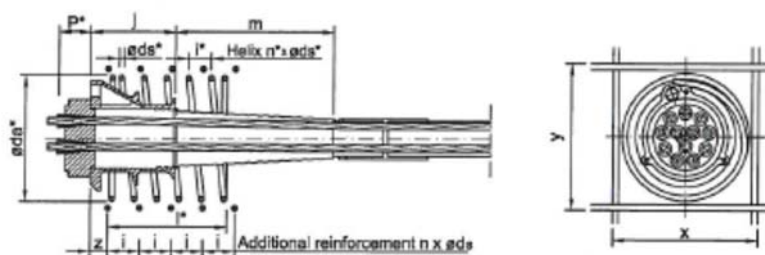
Spennsystemenes ETA foreskriver:

- spiraler (som regel kalt *helix* eller *bursting reinforcement*) og
- tilleggsarmering (som regel kalt *additional reinforcement* eller *auxiliary reinforcement*),

se *Figur 8* nedenfor.

Spiralen virker som omsnøringsarmering for å sikre betongens trykkapasitet, men det kan være uklart hvilken effekt tilleggsarmeringen er ment å ivareta.

Betongen like bak kabelforankringene må kunne fylles inn og vibreres på en god måte. Trykkbrudd like bak forankringer er den vanligste skadeårsaken for spennarmerte bruer, og det viktigste forebyggende tiltaket er god nok plass mellom armeringen og godt tilrettelagte åpninger for betong og vibrator.



<b>Minimum concrete compressive strength</b> $f_{cm, 0, cube}$ $f_{cm, 0, cyl}$
Minimum centre distance
Minimum edge distance
<b>Helix</b> minimum number of turns minimum wire diameter minimum external diameter
<b>Additional reinforcement, <math>R_e \geq 500 \text{ N/mm}^2</math></b> minimum number of layers minimum bar diameter maximum spacing maximum spacing external dimensions

Figur 8. Utdrag fra ETA

God prosjekteringspraksis i forhold til spiraler/tilleggsarmering kan være:

- Spiralerne kreves dimensjonert for nødvendig omsnøring slik at ytterligere bøyer (tilleggsarmering) unngås.
- Forutsetningene for spiralens funksjon presiseres på spennarmeringstegningene.
- Størst mulig armeringsdiameter velges for spiralerne.

Vanlig praksis er at spennarmerings-leverandøren dimensjonerer og detaljerer spiralerne. Det er da viktig at prosjekterende samarbeider med leverandøren, passer på at man er enige om forutsetningene og detaljerer øvrig armering i området slik at alle effekter er ivaretatt.

#### 4.1.8 Tegninger

Spennarmering tegnes som regel på egne formtegninger (spennarmeringstegninger), mens armering i forankringsområdene tegnes sammen med øvrig armering.

For områder ved kabelforankringer er det imidlertid viktig (god kvalitetssikring, både i forhold til prosjektering og utførelse) å tegne spennarmeringens komponenter – inkludert spiralen – sammen med armeringen. Området må vises både i plan og flere snitt. Tegningene må være nøyaktige, og armeringen bør tegnes med virkelige tykkelser. Viktige mål for plassering og avstander kan gjerne vises på armeringstegninger.

Leverandøren har som regel dwg-filer med forankringer og spiraler. Prosjekterende kan med fordel be om disse slik at helt riktige komponenter kan innarbeides på tegningene.

#### 4.1.9 Tiltak for god utstøping

God utstøping av områder ved forankringer er som sagt svært viktig, og størst mulig armeringsdiameter (og dermed størst mulig åpninger) for spiraler og spaltestrekarmoring er det viktigste tiltaket.

Når det gjelder forankringenes plassering, så kan mye oppnås ved å velge større senteravstander og kantavstander enn minimumskravene.

Det kan i mange tilfeller være hensiktsmessig å fordele kabelforankringene i to høyder. Dermed blir åpningene mellom forankringene mye større. Innstøpte passivforankringer kan ofte også fordeles i bruas lengderetning.

#### 4.2 Avbøyningskrefter

Med krumme kabler er det lettere å definere en optimal kabelføring tilpasset bøyemomentet fra ytre laster. I noen tilfeller er betongtverrsnittet konstant og kablens plassering i tverrsnittet konstant – mens selve betongkonstruksjonen er krum i lengderetningen. Også i dette tilfellet er kablene krumme.

Omlenkingskrafta (tverrkrafta) for en kabel over kabelens krumme del er;

$$p_t = P/R$$

der  $p_t$  er jevnt fordelt tverrkraft (pr m),  $P$  er spennkrafta og  $R$  er krumningsradien.

Kabler har som regel (for eksempel ved parabelformet kurvatur) variabel krumning. Krumningsradius på ulike steder langs kabelen kan imidlertid finnes eller anslås, for eksempel i tegneprogram.

Avbøyningskrefter skal ivaretas med armering normalt på kabelen og i bøyingsplanet. Denne armeringen dimensjoneres for hele avbøyningskrafta. Regler for avbøyningsstoler finnes i EK2, 8.10.5.

#### 4.3 Samlet armeringsbehov

##### 4.3.1 Analyse og dimensjonering i bruas tverretning

For bruer analysert med FEM-analyser er lastvirkninger i bruas tverretning ivaretatt i globalanalysen, og nødvendig armering er bestemt ved dimensjonering for lastvirkninger fra analysen.

For bruer analysert med rammeanalyser er derimot bare lastvirkninger i bruas lengderetning, bjelkekrefter, ivaretatt. Alle beregninger baseres da på forutsetningen om udeformerte tverrsnitt. Dette er en forutsetning som aldri er helt riktig, og de fleste brutverrsnitt må også analyseres og dimensjoneres i bruas tverretning.

Ulike tverrsnitt vil måtte analyseres i tverretning på ulike måter, og ulike lastvirkninger vil måtte beregnes med ulike modeller. Det er ofte vesentlig forskjell på situasjonen over opplegg og i felt. Over opplegg vil det være naturlig å regne med fastholdinger eller innspenning i underkant, mens tverrsnittet i felt vil kunne rotere.

Mange brutverrsnitt har vinger, og den viktigste lastvirkningen er i mange tilfeller støttemoment (strek i OK) ved vingens innspenning i bjelkedel eller kasse på grunn av trafikklast(er) lengst ute på vingen. Denne situasjonen gir behov for tverrarmring i OK bruplate, og denne armeringen må kontrolleres både i ULS (kapasitet) og SLS (rissvidder).

#### 4.3.2 Samlet armeringsbehov

For bruer analysert med rammeanalyse kommer armeringsbehovet i bruplata tverretning i tillegg til armeringsbehov for globale lastvirkninger.

Lengdearmring i steg/bjelkedel og i kassetverrsnitt unntatt vinger skal ivareta armeringsbehov for:

- global bøyning ( $M + N + M_t$ )
- + torsjon
- + tilleggs kraft i lengdearmringen på grunn av skjær iht. *EK2*, 6.2.3 (7)
- + skjærkrefter i vertikale støpeskjøter iht. *EK2*, 6.2.5

Bøyer rundt bjelkedel (tverrarmring) skal ivareta armeringsbehov for:

- torsjon
- + skjær – dersom bøyene utnyttes som skjærarmring
- + skjærkrefter i eventuelle horisontale støpeskjøter iht. *EK2*, 6.2.5, for eksempel i topp steg i kassetverrsnitt

Tverrarmringen i bruplata skal ivareta armeringsbehov for:

- lokale lastvirkninger i bruas tverretning
- + skjærkrefter mellom steg og flenser iht. *EK2*, 6.2.4

Armering for lokale effekter ved kabelforankringer og for avbøyningskrefter kommer i tillegg til punktene over. Alle disse bidragene må imidlertid ses i sammenheng. Det vil i mange tilfeller være hensiktsmessig å samle armering i færre større enheter (grovere eller lengre stenger) for å gi rom for god utstøping og vibrering av betongen.

Oppsummering av samlet armeringsbehov kan i noen tilfeller bli relativt omfattende, og systematisk bokholderi, for eksempel i et regneark, er ofte påkrevet.



## 5 Referanser

### 5.1 Generelle referanser

Hendy C R og Smith D A (2007) *Designers' guide to EN 1992-2: Eurocode 2: Design of concrete structures: Part 2: Concrete bridges*. Thomas Telford, London.

Pacoste C, Plos M og Johansson M (2012): *Recommendations for finite element analysis for the design of reinforced concrete slabs* (KTH, Stockholm, 2012).

Sørensen S I (2013): *Betongkonstruksjoner*. 2. utg. Akademika forlag, Trondheim.

### 5.2 Litteratur om D-regioner og stavmodeller

BBRV (1964): *Grundlagen 1964*. Del 3. StahlTon AG, Zürich.

Goodchild C H, Morrison J og Vollum R L (2014): *Strut-and-tie Models*. MPA The Concrete Centre, London.

<http://www.concretecentre.com/Publications-Software/Publications.aspx>

Leonhardt F (1975): *Vorlesungen über Massivbau. Zweiter Teil. Sonderfälle der Bemessung im Stahlbetonbau*. Springer-Verlag, Berlin.

Schlaich J, Schäfer K og Jennewein M (1987): *Toward a Consistent Design of Structural Concrete*. PCI journal, Vol 32, No. 3.

VSL

- (1972): *End block design in post-tensioned concrete*.
- (1996): *Detailing for Post-tensioning*.

VSL International / Losinger Ltd, Bern.



Statens vegvesen  
Vegdirektoratet  
Publikasjonsekspedisjonen  
Postboks 8142 Dep 0033 OSLO  
Tlf: (+47 915) 02030  
publvd@vegvesen.no

ISSN: 1893-1162

vegvesen.no

**Trygt fram sammen**