



Statens vegvesen

Håndbok 185

Bruprosjektering

**Prosjektering av bærende konstruksjoner i det offentlige
vegnettet**

Høringsutgave 01.11.2013

Versjon 01.11.2013

Høringsutgave 01.11.2013

Innholdsfortegnelse

| | | |
|--------|---|----|
| 1 | Prosjekteringsforutsetninger | 15 |
| 1.1 | Generelt | 15 |
| 1.1.1 | Hjemmelsgrunnlag | 15 |
| 1.1.2 | Virkeområde | 15 |
| 1.1.3 | Fravik | 15 |
| 1.1.4 | Definisjoner | 16 |
| 1.1.5 | Forutsetninger | 17 |
| 1.1.6 | Mål for prosjekteringen | 18 |
| 1.1.7 | Utforming | 18 |
| 1.1.8 | Prosjekteringsprinsipper | 19 |
| 1.1.9 | Dimensjonerende brukstid | 19 |
| 1.1.10 | Enheter og betegnelser | 20 |
| 1.2 | Grunnlagsmateriale | 21 |
| 1.2.1 | Generelt | 21 |
| 1.2.2 | Regelverk og dokumenthierarki | 21 |
| 1.2.3 | Grunnlagsmateriale for bruer | 21 |
| 1.3 | Utførelse | 24 |
| 1.3.1 | Generelt | 24 |
| 1.3.2 | Toleranser og geometrikontroll | 24 |
| 1.4 | Krav til dokumentasjon | 25 |
| 1.4.1 | Generelt | 25 |
| 1.4.2 | Prosjekteringsgrunnlag | 25 |
| 1.4.3 | Konstruksjonsberegninger | 25 |
| 1.4.4 | Beskrivelse og mengdefortegnelse | 26 |
| 1.4.5 | Tegninger og materiallister | 27 |
| 1.4.6 | Avtaler med eksterne eiere | 30 |
| 1.4.7 | Inspeksjons-, drifts- og vedlikeholdsplan | 30 |
| 1.4.8 | Tegninger av ferdig konstruksjon | 31 |
| 1.4.9 | Beregninger og øvrig dokumentasjon av ferdig konstruksjon | 31 |
| 1.4.10 | Arkivering | 31 |
| 1.5 | Kvalitetssikring | 32 |
| 1.5.1 | Generelt | 32 |

| | | |
|-------|--|----|
| 1.5.2 | Helse, miljø og sikkerhet (HMS) | 33 |
| 2 | Kontroll og godkjenning | 35 |
| 2.1 | Kontroll utført av den prosjekterende | 35 |
| 2.2 | Kontroll for godkjenning | 35 |
| 2.3 | Informasjonsplikt | 35 |
| 2.4 | Godkjenning | 36 |
| 2.4.1 | Generelt | 36 |
| 2.4.2 | Vegdirektoratets godkjenningsordning | 36 |
| 2.4.3 | Teknisk godkjenning | 37 |
| 2.5 | Kontrollgrader og sjekklister | 39 |
| 2.5.1 | Generelt | 39 |
| 3 | Generelle konstruksjonskrav | 41 |
| 3.1 | Funksjonskrav for bruer | 41 |
| 3.1.1 | Generelt | 41 |
| 3.1.2 | Nedbøyning | 41 |
| 3.1.3 | Svingninger | 41 |
| 3.2 | Konstruksjonsregler | 42 |
| 3.2.1 | Generelt | 42 |
| 3.2.2 | Plassering av fuger, lagre og ledd | 42 |
| 3.2.3 | Fugefrie bruer | 42 |
| 3.2.4 | Bruer med fugekonstruksjon | 44 |
| 4 | Utforming og krav til tilkomst | 45 |
| 4.1 | Krav til bredder | 45 |
| 4.1.1 | Kjørebane | 45 |
| 4.1.2 | Fortau | 45 |
| 4.1.3 | Gang- og sykkelanlegg | 45 |
| 4.1.4 | Gang- og sykkelbruer | 45 |
| 4.1.5 | Sikkerhetsrom | 46 |
| 4.1.6 | Fri bredde over rekkverk | 46 |
| 4.2 | Krav til høyder over og under bruer | 47 |
| 4.2.1 | Fri høyde for vegtrafikk under bru og for bærende elementer over kjørebane | 47 |
| 4.2.2 | Fri høyde for gang- og sykkeltrafikk under bruer og i underganger | 47 |
| 4.2.3 | Fri høyde i sideterreng for trafikkert veg under bruer | 47 |

| | | |
|-------|---|----|
| 4.2.4 | Fri høyde over vassdrag | 47 |
| 4.2.5 | Fri høyde for jordbrukstrafikk..... | 47 |
| 4.2.6 | Fri høyde og bredde for jernbanetraffic..... | 47 |
| 4.2.7 | Fri høyde over fjorder og sund..... | 48 |
| 4.2.8 | Fri høyde over terreng | 48 |
| 4.3 | Krav til linjeføring..... | 48 |
| 4.4 | Utforming av detaljer | 49 |
| 4.4.1 | Brurekkverk og kantdrager..... | 49 |
| 4.4.2 | Landkarvinger..... | 51 |
| 4.4.3 | Overgangsplater | 52 |
| 4.5 | Geometrikrav til hulrom..... | 54 |
| 4.5.1 | Generelt..... | 54 |
| 4.5.2 | Hulrom i kassebruer med inspeksjonskrav | 54 |
| 4.5.3 | Hulrom i søyler, tårn og rigler..... | 56 |
| 4.5.4 | Hulrom i buebruer | 56 |
| 4.6 | Dører, luker og mannhull..... | 56 |
| 4.6.1 | Generelt..... | 56 |
| 4.6.2 | Plassering av dører, luker og mannhull | 56 |
| 4.6.3 | Geometrikrav til dører, luker og mannhull | 56 |
| 4.7 | Tilkomst | 58 |
| 4.7.1 | Tilkomst til lagre..... | 58 |
| 4.7.2 | Tilkomst til fuger | 59 |
| 4.7.3 | Tilkomst rundt søyler og mellom søyler og vegg..... | 60 |
| 5 | Laster | 61 |
| 5.1 | Generelt..... | 61 |
| 5.2 | Klassifisering av påvirkninger..... | 61 |
| 5.3 | Permanente påvirkninger..... | 61 |
| 5.3.1 | Generelt..... | 61 |
| 5.3.2 | Egenlaster | 62 |
| 5.3.3 | Vanntrykk..... | 63 |
| 5.3.4 | Jordtrykk..... | 63 |
| 5.4 | Variable påvirkninger | 63 |
| 5.4.1 | Generelt..... | 63 |
| 5.4.2 | Midlertidige laster | 63 |

| | | |
|-------|---|----|
| 5.5 | Naturlaster | 64 |
| 5.5.1 | Generelt..... | 64 |
| 5.5.2 | Snølast | 64 |
| 5.5.3 | Vindlast..... | 65 |
| 5.5.4 | Laster fra bølger og strøm | 76 |
| 5.5.5 | Laster fra variabelt vanntrykk | 77 |
| 5.5.6 | Laster fra skred | 77 |
| 5.5.7 | Islast..... | 78 |
| 5.5.8 | Termiske påvirkninger | 83 |
| 5.5.9 | Seismiske påvirkninger | 84 |
| 5.6 | Deformasjonslaster | 85 |
| 5.6.1 | Generelt..... | 85 |
| 5.6.2 | Forspenning, svinn, kryp og relaksasjon | 85 |
| 5.6.3 | Setninger | 85 |
| 5.6.4 | Friksjonskrefter/deformasjonskrefter fra lager..... | 85 |
| 5.6.5 | Jordtrykk mot endeskjørt på fugefrie bruer..... | 86 |
| 5.7 | Ulykkeslaster..... | 87 |
| 5.7.1 | Generelt..... | 87 |
| 5.7.2 | Ulykkeslast forårsaket av kjøretøyer | 87 |
| 5.7.3 | Ulykkeslast forårsaket av skipstrafikk | 88 |
| 5.7.4 | Ulykkeslast forårsaket av jernbanetrafikk | 89 |
| 5.7.5 | Brann med mulig påfølgende eksplosjon | 89 |
| 5.7.6 | Ulykkeslaster fra skred og flom | 89 |
| 5.8 | Samtidighet av laster..... | 90 |
| 5.8.1 | Generelt..... | 90 |
| 5.8.2 | Samtidighet av vind-, strøm-, bølge- og tidevannslast | 90 |
| 6 | Konstruksjonsanalyser | 91 |
| 6.1 | Generelt..... | 91 |
| 6.2 | Dimensjoneringsprinsipper | 91 |
| 6.2.1 | Generelt..... | 91 |
| 6.2.2 | Kontroll av grensetilstander | 91 |
| 6.2.3 | Geometriavvik | 91 |
| 6.2.4 | Modellforsøk og feltmålinger | 92 |
| 6.3 | Dimensjonerende lastvirkning | 92 |

| | | |
|-------|--|-----|
| 6.3.1 | Beregning av lastvirkning | 92 |
| 6.3.2 | Dimensjonerende lastkombinasjoner | 93 |
| 6.4 | Krav til ikke-lineære analysemetoder..... | 94 |
| 6.4.1 | Forutsetninger..... | 94 |
| 6.4.2 | Dokumentasjon..... | 94 |
| 7 | Betongkonstruksjoner | 95 |
| 7.1 | Generelt..... | 95 |
| 7.2 | Materialer..... | 95 |
| 7.2.1 | Betong..... | 95 |
| 7.2.2 | Slakkarmering..... | 97 |
| 7.2.3 | Spennarmering og spennarmeringssystemer..... | 97 |
| 7.3 | Dimensjonerende lastvirkning | 98 |
| 7.3.1 | Generelt..... | 98 |
| 7.3.2 | Deformasjonslaster..... | 98 |
| 7.3.3 | Beregning av dynamisk respons | 98 |
| 7.3.4 | Tilleggsmomenter i slanke konstruksjonsdeler – 2. ordens teori | 98 |
| 7.4 | Dimensjonering..... | 99 |
| 7.4.1 | Generelt..... | 99 |
| 7.4.2 | Bruddgrensetilstanden..... | 99 |
| 7.4.3 | Bruksgrensetilstanden | 101 |
| 7.4.4 | Utmatting..... | 101 |
| 7.5 | Armeringsregler..... | 102 |
| 7.5.1 | Armeringstetthet og utstøping | 102 |
| 7.5.2 | Armeringsplassering..... | 103 |
| 7.5.3 | Armeringskrav for enkelte konstruksjonsdeler | 107 |
| 7.6 | Konstruksjonsregler | 108 |
| 7.6.1 | Generelt..... | 108 |
| 7.6.2 | Støpeskjøter | 108 |
| 7.6.3 | Undervannsstøp | 108 |
| 7.6.4 | Fundamenter | 108 |
| 7.6.5 | Landkar..... | 109 |
| 7.6.6 | Overgangsplate..... | 109 |
| 7.6.7 | Overbygning | 109 |
| 7.6.8 | Spennarmerte konstruksjoner..... | 110 |

| | | |
|----------|---|------------|
| 7.6.9 | Ekstern og uinjisert spennarmering..... | 110 |
| 7.6.10 | Utsparinger..... | 110 |
| 7.6.11 | Vektreduserende utsparinger..... | 111 |
| 7.6.12 | Betongledd..... | 111 |
| 7.6.13 | Innstøpningsgods..... | 111 |
| 7.6.14 | Katodisk beskyttelse..... | 111 |
| 8 | Stålkonstruksjoner | 113 |
| 8.1 | Generelt..... | 113 |
| 8.2 | Materialer..... | 113 |
| 8.2.1 | Konstruksjonsstål..... | 113 |
| 8.2.2 | Skrueforbindelser..... | 113 |
| 8.2.3 | Boltedybler..... | 113 |
| 8.2.4 | Samvirke betong og stål..... | 113 |
| 8.3 | Dimensjonerende lastvirkning..... | 114 |
| 8.3.1 | Beregning av lastvirkninger..... | 114 |
| 8.3.2 | Beregning av dynamisk respons..... | 114 |
| 8.4 | Dimensjonering..... | 115 |
| 8.4.1 | Generelt..... | 115 |
| 8.4.2 | Bruddgrensetilstanden..... | 115 |
| 8.4.3 | Bruksgrensetilstanden..... | 115 |
| 8.4.4 | Utmatting..... | 116 |
| 8.4.5 | Sveiseforbindelser..... | 116 |
| 8.4.6 | Skrueforbindelser..... | 116 |
| 8.5 | Fabrikasjons- og konstruksjonsregler..... | 116 |
| 8.5.1 | Generelt..... | 116 |
| 8.5.2 | Hulrom..... | 116 |
| 8.5.3 | Overbygning..... | 117 |
| 8.5.4 | Gitterristdekker..... | 118 |
| 8.5.5 | Sveiseforbindelser..... | 118 |
| 8.5.6 | Skrueforbindelser..... | 118 |
| 8.6 | Overflatebehandling..... | 119 |
| 8.6.1 | Generelt..... | 119 |
| 8.6.2 | Konstruksjoner i luft..... | 119 |
| 8.6.3 | Konstruksjoner i vann..... | 119 |

| | | |
|--------|---|-----|
| 9 | Trekonstruksjoner | 121 |
| 9.1 | Generelt..... | 121 |
| 9.2 | Materialer..... | 121 |
| 9.2.1 | Konstruksjonstre og limtre..... | 121 |
| 9.2.2 | Temperaturpåvirkning, svulle og krympeegenskaper..... | 121 |
| 9.2.3 | Egenvekt av trevirke..... | 122 |
| 9.2.4 | Forbindelsesmidler..... | 122 |
| 9.2.5 | Brudekker i tre..... | 122 |
| 9.2.6 | Spennstenger..... | 123 |
| 9.3 | Dimensjonerende lastvirkning..... | 123 |
| 9.3.1 | Generelt..... | 123 |
| 9.3.2 | Beregning av lastvirkning i laminerte brudekker..... | 123 |
| 9.4 | Dimensjonering av brudekker..... | 125 |
| 9.4.1 | Bruddgrensetilstanden..... | 125 |
| 9.4.2 | Bruksgrensetilstanden..... | 127 |
| 9.5 | Fabrikasjons- og konstruksjonsregler..... | 127 |
| 9.5.1 | Generelt..... | 127 |
| 9.5.2 | Impregnering..... | 127 |
| 9.5.3 | Korrosjonsbeskyttelse..... | 127 |
| 9.5.4 | Tak-, veggbeslag og sjalusi..... | 128 |
| 9.5.5 | Knutepunkter med innslisset stål..... | 128 |
| 9.5.6 | Tverrspente brudekker..... | 128 |
| 10 | Andre konstruksjonsmaterialer | 129 |
| 10.1 | Aluminiumkonstruksjoner..... | 129 |
| 10.2 | Stein- og blokkmurkonstruksjoner..... | 129 |
| 10.3 | Konstruksjoner i plast, polystyren og andre kunststoff..... | 129 |
| 11 | Fundamentering | 131 |
| 11.1 | Generelt..... | 131 |
| 11.1.1 | Innledning..... | 131 |
| 11.1.2 | Frostsikring..... | 131 |
| 11.1.3 | Erosjon og erosjonssikring..... | 131 |
| 11.2 | Dimensjonerende lastvirkning..... | 131 |
| 11.3 | Direkte fundamentering..... | 132 |

| | | |
|--------|---|-----|
| 11.3.1 | Generelt..... | 132 |
| 11.3.2 | Kontroll av eksentrisitet | 132 |
| 11.3.3 | Dimensjonerende grunntrykk og effektiv fundamentflate | 133 |
| 11.3.4 | Dimensjonerende bæreevne på berg | 133 |
| 11.3.5 | Kontroll mot glidning på berg..... | 133 |
| 11.3.6 | Dimensjonerende bæreevne på løsmasser..... | 134 |
| 11.3.7 | Setninger (konsolidering) ved fundamentering på løsmasser..... | 134 |
| 11.3.8 | Erosjon og sikring..... | 134 |
| 11.3.9 | Supplerende analyser av grunnens bæreevne- og deformasjonsegenskaper .. | 134 |
| 11.4 | Peler og pelefundamenter | 135 |
| 11.4.1 | Generelt..... | 135 |
| 11.4.2 | Kontroll av koordinatsystemer..... | 135 |
| 11.4.3 | Valg av peletype | 135 |
| 11.4.4 | Dimensjoneringsprinsipper | 135 |
| 11.4.5 | Toleranser og avvik..... | 136 |
| 11.4.6 | Setninger (konsolidering) ved pelefundamentering | 136 |
| 11.4.7 | Strekkepeler..... | 137 |
| 11.4.8 | Supplerende analyser av grunnens bæreevne- og deformasjonsegenskaper .. | 138 |
| 11.4.9 | Særskilte regler for stålrørspeler | 138 |
| 11.5 | Frittstående pelegrupper i vann med utstøpte stålrørspeler | 140 |
| 11.5.1 | Generelt..... | 140 |
| 11.5.2 | Statisk modell..... | 140 |
| 11.5.3 | Last og lastvirkning..... | 140 |
| 11.5.4 | Dimensjoneringsprinsipper | 141 |
| 11.5.5 | Særlige regler for konstruktiv utforming og utførelse | 144 |
| 11.6 | Spunt, slissevegger og andre støttevegger..... | 146 |
| 11.6.1 | Generelt..... | 146 |
| 11.6.2 | Korrosjon av stålpunt..... | 146 |
| 11.6.3 | Permanente støttevegger | 146 |
| 11.7 | Forankringer | 147 |
| 11.7.1 | Generelt..... | 147 |
| 11.7.2 | Forspente forankringer i berg eller løsmasser | 147 |
| 11.7.3 | Motvektskasseforankringer | 149 |
| 11.7.4 | Bergbolter | 149 |

| | | |
|--------|---|-----|
| 11.8 | Drenering, tilbakefylling og erosjonsbeskyttelse..... | 150 |
| 12 | Brubelegning og utstyr | 151 |
| 12.1 | Generelt..... | 151 |
| 12.1.1 | Detaljprosjektering..... | 151 |
| 12.1.2 | Korrosjonsbeskyttelse og materialkvaliteter..... | 151 |
| 12.1.3 | Innfestinger i betong..... | 151 |
| 12.2 | Belegning..... | 152 |
| 12.2.1 | Generelt..... | 152 |
| 12.2.2 | Brudekker..... | 152 |
| 12.2.3 | Fugeterskel..... | 153 |
| 12.2.4 | Beskyttelse av konstruksjoner i løsmasse..... | 153 |
| 12.2.5 | Detaljer..... | 154 |
| 12.3 | Rekkverk..... | 155 |
| 12.4 | Lagre og ledd..... | 156 |
| 12.4.1 | Generelt..... | 156 |
| 12.4.2 | Konstruksjonsregler..... | 157 |
| 12.4.3 | Forbindelse mellom over- og underbygning..... | 157 |
| 12.4.4 | Tilleggskrefter på tvers av lagerets bevegelsesretning..... | 157 |
| 12.4.5 | Inspeksjon, drift og vedlikehold..... | 158 |
| 12.4.6 | Montering..... | 158 |
| 12.4.7 | Dimensjonering og forhåndsinnstilling..... | 158 |
| 12.5 | Fugekonstruksjoner..... | 159 |
| 12.5.1 | Generelt..... | 159 |
| 12.5.2 | Koordinering mot andre bruelementer..... | 159 |
| 12.5.3 | Fugeseng..... | 159 |
| 12.5.4 | Armering..... | 160 |
| 12.5.5 | Montering..... | 160 |
| 12.5.6 | Overvann..... | 160 |
| 12.5.7 | Fuger i kantdrager, føringskant og betongrekkverk..... | 160 |
| 12.5.8 | Inspeksjon, drift og vedlikehold..... | 160 |
| 12.5.9 | Dimensjonering og forhåndsinnstilling..... | 161 |
| 12.6 | Overvann..... | 161 |
| 12.6.1 | Generelt..... | 161 |
| 12.6.2 | Steinsatt renne for overvann i bruende..... | 161 |

| | | |
|---------|---|-----|
| 12.6.3 | Sluk | 161 |
| 12.6.4 | System for håndtering av vann under bruplate | 162 |
| 12.7 | Elektriske anlegg, kabler og væskeførende ledninger | 163 |
| 12.7.1 | Generelt..... | 163 |
| 12.7.2 | Jordingsanlegg | 163 |
| 12.7.3 | Belysning og arbeidsstrøm innvendig i bruer | 163 |
| 12.7.4 | Vegbelysning..... | 163 |
| 12.7.5 | Sikkerhetsinstallasjoner for luftfart og skipstrafikk | 164 |
| 12.7.6 | Kabler og ledninger som eies av andre enn Statens vegvesen..... | 164 |
| 12.8 | Øvrig utstyr | 169 |
| 12.8.1 | Inspeksjonsanordninger | 169 |
| 12.8.2 | Nivelleringsbolter..... | 171 |
| 12.8.3 | Lysmaster og skiltmaster..... | 171 |
| 13 | Konstruksjonsspesifikke krav | 173 |
| 13.1 | Fritt frambyggbruer..... | 173 |
| 13.1.1 | Generelt..... | 173 |
| 13.1.2 | Laster | 173 |
| 13.1.3 | Dimensjonerende lastkombinasjoner for stabilitetskontroll | 173 |
| 13.1.4 | Dimensjonerende lastkombinasjoner i SLS..... | 173 |
| 13.1.5 | Overhøyder | 174 |
| 13.1.6 | Kontroll av grensebetingelser | 174 |
| 13.1.7 | Kontroll av strekkspenninger | 174 |
| 13.1.8 | Kapasitetskontroller | 174 |
| 13.1.9 | Utførelse av FFB-etapper | 174 |
| 13.1.10 | Støpeskjøter | 174 |
| 13.1.11 | Nyttelast på kragarmer..... | 174 |
| 13.1.12 | Kabelkanal | 174 |
| 13.1.13 | Sammenkobling | 175 |
| 13.2 | Hengebruer og skråstagbruer | 176 |
| 13.2.1 | Generelt..... | 176 |
| 13.2.2 | Beregningsmodeller | 176 |
| 13.2.3 | Virkning av lengdeavvik i hengestenger | 176 |
| 13.2.4 | Utskifting av skråstag eller hengestang | 176 |
| 13.2.5 | Brudd i skråstag/hengestang | 177 |

| | | |
|--------|--|-----|
| 13.2.6 | Forankring av bærekabler i grunnen..... | 177 |
| 13.3 | Kabler og kabelsystemer..... | 178 |
| 13.3.1 | Generelt..... | 178 |
| 13.3.2 | Materialer og utførelse..... | 178 |
| 13.3.3 | Dimensjonering..... | 179 |
| 13.3.4 | Konstruksjonskrav | 180 |
| 13.3.5 | Parallelltrådkabler | 181 |
| 13.3.6 | Overflatebehandling | 181 |
| 13.4 | Bevegelige bruer | 182 |
| 13.4.1 | Generelt..... | 182 |
| 13.4.2 | Klaffebruer..... | 182 |
| 13.4.3 | Svingbruer | 183 |
| 13.5 | Steinhvelvbruer..... | 184 |
| 13.5.1 | Generelt..... | 184 |
| 13.5.2 | Statiske beregninger | 184 |
| 13.5.3 | Dimensjonering av buen..... | 184 |
| 13.5.4 | Dimensjoneringskriterier..... | 185 |
| 13.5.5 | Andre beregninger | 185 |
| 13.5.6 | Konstruksjonsregler | 185 |
| 13.6 | Skredoverbygg, tunnelportaler og løsmassetunneler | 186 |
| 13.6.1 | Generelt..... | 186 |
| 13.6.2 | Skredoverbygg..... | 186 |
| 13.6.3 | Tunnelportaler og løsmassetunneler | 187 |
| 13.7 | Støttemurer | 188 |
| 13.8 | Kulverter og rør | 188 |
| 13.8.1 | Generelt..... | 188 |
| 13.8.2 | Stålrør | 188 |
| 13.8.3 | Plastrør | 188 |
| 13.9 | Ferjekaier..... | 189 |
| 13.9.1 | Generelt..... | 189 |
| 13.9.2 | Spesielle forutsetninger for ferjer som skal trafikkere et samband | 189 |
| 13.9.3 | Laster på ferjekai..... | 191 |
| 13.9.4 | Ulykkeslast | 195 |
| 13.9.5 | Ferjekaibru..... | 196 |

| | | |
|---------|---|-----|
| 13.9.6 | Tilleggskai og brubås | 197 |
| 13.10 | Segmentbruer med kassetverrsnitt i betong | 199 |
| 13.10.1 | Generelt..... | 199 |
| 13.10.2 | Dimensjonering..... | 199 |
| 13.10.3 | Utførelse..... | 199 |
| 13.11 | Buebruer | 200 |
| 13.12 | Flytebruer og rørbruer..... | 201 |
| 13.12.1 | Linjeføring | 201 |
| 13.12.2 | Egenlaster | 201 |
| 13.12.3 | Øvrige laster..... | 203 |
| 13.12.4 | Flytestabilitet..... | 204 |
| 13.12.5 | Fribord..... | 204 |
| 13.12.6 | Forankrigssystem | 204 |
| 13.12.7 | Utstyr..... | 205 |
| 14 | Bruer i driftsfasen | 207 |
| 14.1 | Generelt | 207 |
| 14.2 | Bruklassifisering | 207 |
| 14.2.1 | Generelt..... | 207 |
| 14.2.2 | Bruksklasse og veggruppe | 207 |
| 14.2.3 | Spesielle vegnett | 207 |
| 14.2.4 | Ekstraordinære spesialtransporter og engangstransporter | 207 |
| 14.2.5 | Maksimalt tillatt trafikklast..... | 208 |
| 14.3 | Forsterking/ombygging | 208 |
| 14.3.1 | Definisjoner | 208 |
| 14.3.2 | Dimensjonerende brukstid..... | 208 |
| 14.3.3 | Dokumentasjon av eksisterende bru | 208 |
| 14.3.4 | Inspeksjon og tilstandsvurdering..... | 208 |
| 14.3.5 | LCC-analyse | 209 |
| 14.3.6 | Brubredde..... | 209 |
| 14.3.7 | Engangstransporter | 209 |
| 14.3.8 | Midlertidig forsterkning/ombygging, dimensjonerende brukstid < 5 år | 209 |
| 14.3.9 | Midlertidig forsterkning/ombygging, dimensjonerende brukstid 5 – 15 år | 209 |
| 14.3.10 | Permanent forsterkning, dimensjonerende brukstid 16 – 50 år..... | 210 |
| 14.3.11 | Permanent forsterkning, dimensjonerende brukstid 51 – 100 år..... | 210 |

| | | |
|--------|--|-----|
| 14.4 | Øvrige bestemmelser for permanente forsterkninger/ombygginger..... | 211 |
| 14.4.1 | Breddeutvidelse..... | 211 |
| 14.4.2 | Utskifting av overbygning..... | 211 |
| 14.4.3 | Vannføringsberegninger..... | 211 |
| 14.4.4 | Opplagring..... | 211 |
| 14.4.5 | Forsterkning av stålbeleggbuer..... | 211 |
| 14.5 | Eksisterende buer som inngår i nye vegner..... | 212 |
| 14.6 | Belegnarbeider..... | 213 |
| 14.6.1 | Kapasitetskontroll..... | 213 |
| 14.6.2 | Belegnarbeider på eksisterende buer..... | 213 |
| 14.7 | Tegningsgrunnlag..... | 214 |

Høringsutgave 01.11.2013

Høringsutgave 01.11.2013

1 Prosjekteringsforutsetninger

1.1 Generelt

1.1.1 Hjemmelsgrunnlag

Samlebegrepet “vegnormaler” innbefatter både normaler hjemlet i vegloven og normaler hjemlet i vegtrafikkloven/skiltforskriftene.

Denne håndboka omhandler vegnormaler hjemlet i vegloven.

1.1.2 Virkeområde

Håndbok 185 skal i henhold til forskriften etter veglovens § 13 gjelde for prosjektering av bruer, ferjekaier og andre bærende konstruksjoner i det offentlige vegnett. Overgangsbruer på privat veg over riks- og fylkesveger skal også prosjekteres etter disse reglene. For overgangsbruer på privat veg over kommunal veg bestemmer kommunen om prosjekteringen skal utføres etter håndbok 185.

Håndboken inneholder generelle krav og skal suppleres med stedsavhengige data og særskilte krav for det aktuelle prosjekt. For enkelte konstruksjonstyper, konstruksjonselementer og materialer skal håndboken også suppleres med andre håndbøker og standarder.

Reglene i håndbok 185 gjelder for alle faser i konstruksjonens byggetid og dimensjonerende brukstid inkludert produksjons-, transport- og monteringsfase for bærende bruelementer. Videre gjelder reglene for reparasjons- og vedlikeholdstiltak som påvirker konstruksjonens bæreevne, samt for forsterkning og ombygging.

Krav til sikkerhet i håndboken gjelder også for midlertidige bruer og konstruksjoner samt for forskaling, stillaser, reisverk eller andre hjelpekonstruksjoner for utførelsen av byggearbeidet hvis de går over, under, eller er plassert nær inntil offentlig trafikkert veg. Ved riving og fjerning av konstruksjoner eller konstruksjonsdeler gjelder tilsvarende krav til sikkerhet.

1.1.3 Fravik

Vegnormalene har to nivå av krav – skal og bør – der skal-krav er de viktigste. Betydning av verbene skal, bør og kan, og hvem som har myndighet til å fravike de tekniske kravene for riks- og fylkesveger framgår av Tabell 1.1.

Statens vegvesen kan fravike vegnormalene for riks- og fylkesveger. For kommunale veger er denne myndigheten tillagt kommunen.

Søknad om fravik gjøres på egne skjema. Skjema og instruks kan lastes ned fra internettsiden <http://www.vegvesen.no/Fag/Publikasjoner/Handboker/Vegnormaler/Fravik>. Før rette myndighet godtar å fravike kravene, skal de sikkerhetsmessige konsekvensene vurderes skriftlig.

| Verb | Betydning | Myndighet til å fravike krav for riks- og fylkesveg |
|------|------------|--|
| Skal | Krav | Kravene fravikes av Vegdirektoratet. Søknad om fravik skal begrunnes. |
| Bør | Krav | Kravene kan fravikes av Regionvegkontoret. Søknad om fravik skal begrunnes, og Vegdirektoratet skal ha melding med mulighet til å gå mot dispensasjonen innen 3 uker (6 uker i perioden 1. juni til 31. august). |
| Kan | Anbefaling | Kan fravikes etter faglig vurdering uten spesielle krav til godkjenningrutiner. Regionvegsjefen informeres. |

Tabell 1.1: Betydning av skal, bør og kan.

1.1.4 Definisjoner

I denne håndbok har disse betegnelsene følgende betydning:

Bruer:

Bærende konstruksjoner i vegnettet for veg-, gang- og sykkeltrafikk som omfatter:

- Alle typer veg- og gangbruer med spennvidde større enn eller lik 2,5 m og med hovedfunksjon å bære trafikklaster. Omfatter konstruksjoner som hvelv-, plate-, bjelke-, kasse-, fagverk-, bue-, FFB-, skråstag-, henge-, flyte-, rør- og bevegelige bruer, samt ferjekaier (inkludert ferjekaibruer etc.) og nedfylte konstruksjoner som kulverter og rør.
- Andre bærende konstruksjoner som skal prosjekteres, bygges og forvaltes som bruer, herunder løsmassetunneler, veglokk/vegoverbygg, tunnelportaler, skredoverbygg og støttemurer med konstruksjonshøyde større enn eller lik 5,0 m.

Løsmassetunneler omfatter konstruksjoner som bygges i byggegrop, som deretter tilbakefylles. Eksempler er senketunnel og permanent sikringskonstruksjon i løsmassesoner i bergtunneler.

Veglokk/vegoverbygg omfatter konstruksjoner som bygges over vegen for å utnytte arealet over, bedre trafiksikkerheten og/eller redusere miljøulemper.

Støttemurer omfatter i tillegg til murer i betong, også murer av blant annet naturstein, betongblokker, gabioner, armert jord, jordnagling og permanent spunt.

Prosjektering:

Alle arbeider forbundet med valg av brutype og utstyr, konstruktiv utforming, bestemmelse av laster og lastkombinasjoner, beregning og dimensjonering, tegning, utarbeidelse av teknisk del i konkurransegrunnlag, IDV-plan (se 1.4.7), dokumentasjon, kontroll og godkjenning av prosjekteringen.

I forbindelse med oppdrag utført av engasjerte konsulenter kan betegnelsen prosjektering ha mer omfattende betydning. Håndbok 185 omfatter ikke arbeider forbundet med forundersøkelser, innsamling og sammenstilling av grunnlagsmateriale, planbehandling etc.

Prosjekteringsgrunnlag:

Omfatter grunnlagsmateriale for utarbeidelse av bruprosjekter som angitt i 1.4.2, samt eventuell supplerende informasjon og særskilte regler for det enkelte prosjekt.

1.1.5 Forutsetninger

1.1.5.1 Prosjekteringsforutsetninger

Det forutsettes at ansvaret for å framskaffe nødvendig prosjekteringsgrunnlag er klarlagt før prosjekteringen settes i gang. Prosjekteringen skal ledes, utføres og kontrolleres av fagfolk med nødvendig teoretisk kunnskap og praktisk innsikt.

Det forutsettes at formell plangodkjenning foreligger. Det skal settes av tilstrekkelig tid til å sikre en kvalitetsmessig god prosjektering, samt til kontroll og godkjenning av prosjekteringen, se [2.4.3.4](#).

Kvalitetssystem skal etableres, se [1.5](#).

Før prosjekteringsarbeidet begynner skal brua/byggverket tildeles et bru-/byggverksnummer på formen XX-YYYY (der XX er fylkesnummer og YYYY er løpende nummerering). Parallele bruer og separate portaler i hver ende av parallelle tunneler skal ha hvert sitt bru-/byggverksnummer. Bru-/byggverksnummer fastsettes av Statens vegvesen og skal framgå av alle dokumenter som følger prosjektet.

1.1.5.2 Utførelsesforutsetninger

Det vises til *håndbok 147 Bruforvaltning* og *håndbok 151 Styring av utbyggings-, drifts- og vedlikeholdsprosjekter*.

1.1.5.3 Driftsforutsetninger

For elementer og utstyr som er vesentlige for konstruksjonens bæreevne og funksjon, men som ikke forventes å vare ut konstruksjonens dimensjonerende brukstid, skal det utarbeides prosedyrer for utskifting, se *håndbok 147 Bruforvaltning*. Tillatt maksimal bredde på avsperrt område som skal legges til grunn i forbindelse med planlegging av slik utskifting er 3,5 m, inkludert 0,5 m til midlertidig rekkverk. For større reparasjoner, for eksempel av brudekkets overside, utskifting av fugekonstruksjon eller fuktisolerings- /slitelagsarbeider etc., se [4.1.1](#).

1.1.6 Mål for prosjekteringen

Konstruksjonen og konstruksjonens enkelte elementer skal prosjekteres slik at de i hele sin dimensjonerende brukstid:

- fungerer tilfredsstillende for det planlagte formål
- oppfører seg tilfredsstillende under normale forhold med hensyn til forskyvninger, setninger, svingninger og støy etc.
- er sikret bestandighet og funksjonsdyktighet med et normalt vedlikehold uten unødig bruk av ressurser
- har tilfredsstillende sikkerhet mot utmattingsbrudd
- kan oppta alle forutsatte laster og deformasjoner med tilfredsstillende sikkerhet mot brudd eller tilstand som kan sammenlignes med brudd
- kan oppta alle forutsatte laster og deformasjoner med tilfredsstillende sikkerhet mot velting, oppløft, knekking eller annen virkning som endrer konstruksjonens statiske system vesentlig
- har tilfredsstillende sikkerhet mot at utilsiktede hendelser eller mangler skal kunne medføre skader eller ulykker som er uforholdsmessig store i forhold til den utløsende årsak
- er lokalisert slik at for eksempel snøskred, flom og oversvømmelse, jordskred, permanente store setninger eller at grunnen blir «flytende» ikke får urimelig store konsekvenser.

1.1.7 Utforming

Bruer, ferjekaier og andre konstruksjoner skal i system og detaljer utformes slik at en oppnår konstruksjoner som:

- er tilpasset miljø og landskap og er logiske og konsekvente i sin oppbygging
- er universelt utformet og sikrer god framkommelighet og brukbarhet for alle trafikkgrupper
- tilfredsstillende kravene til god arkitektonisk utforming som beskrevet i *Statens vegvesens arkitekturstrategi*.
- ivaretar sikkerheten mot skade fra fallende gjenstander ved trafikk eller annen aktivitet under konstruksjonen
- kan bygges på en sikker og forsvarlig måte
- er tilpasset de stedlige grunn- og fundamenteringsforhold
- oppfører seg duktilt i bruddgrensetilstanden og er lite ømfintlige for lokale skader
- har entydig statisk system med enkle spenningsforløp og godt samsvar mellom beregningsmodell og virkelig konstruksjon
- har enkle detaljer uten store spenningskonsentrasjoner
- er lite ømfintlig for endringer i det statiske systemet, variasjoner i materialparametere, korrosjon og annen nedbryting og mulige feil og mangler ved utførelsen

- er enkle å utføre og gir tilfredsstillende adkomst for inspeksjon, vedlikehold og reparasjoner, samtidig som krav til trafikkavvikling kan ivaretas
- muliggjør utskifting av lagre, fugekonstruksjoner og eventuelle andre elementer som kan ha kortere dimensjonerende brukstid enn forutsatt for brukonstruksjonen, samtidig som krav til trafikkavvikling kan ivaretas
- er sikret tilfredsstillende mot at uvedkommende kan komme til i uønskede områder på brua som ved klatring på kabler, underflenser, buer etc.

1.1.8 Prosjekteringsprinsipper

Håndbok 185 er basert på grensetilstandsmetoden.

Det sikkerhetsnivå som er lagt til grunn i dette regelverket skal opprettholdes uansett valg av tekniske løsninger og beregningsmetoder selv om det ikke foreligger skrevne regler for de valgte løsninger og metoder.

Prosjekteringsforutsetningene skal være i samsvar med de toleransekravene som er spesifisert for utførelsen av byggearbeidene.

For nye konstruksjonstyper hvor erfaringen er begrenset, skal det ved prosjekteringen tas tilbørlig hensyn til at slike konstruksjoner vil ha karakter av pilotprosjekt. Dette vil kunne medføre økte krav til dokumentasjon og verifikasjon.

1.1.9 Dimensjonerende brukstid

1.1.9.1 Generelt

Dimensjonerende brukstid er i henhold til *NS-EN 1990:2002 punkt 1.5.2.8* definert som tidsperioden en konstruksjon eller en del av denne, med et tiltenkt formål og med antatt vedlikehold, skal kunne brukes uten at det skal være nødvendig med omfattende reparasjon.

Bruer skal prosjekteres for 100 års dimensjonerende brukstid. For ferjekaier skal det benyttes dimensjonerende brukstid som angitt i **13.9.1.2**.

Elementer og utstyr som har dimensjonerende brukstid mindre enn 100 år, skal kunne skiftes ut. Korrosjonsbeskyttelsessystemer skal kunne fornyes.

Konstruksjonen skal være dimensjonert og utformet for å ta hensyn til planlagte utskiftningsarbeider. For elementer og utstyr som har dimensjonerende brukstid mindre enn 100 år skal det under prosjekteringen utarbeides prosedyrer for planlagte utskiftningsarbeider.

1.1.9.2 Redusert dimensjonerende brukstid

For nye bruer som inngår i eksisterende vegstrekninger skal 50 års dimensjonerende brukstid vurderes. Forutsetningen er at brua skal fjernes f.eks. på grunn av planlagt vegomlegging. Bruer med redusert dimensjonerende brukstid skal behandles som permanente konstruksjoner.

Brua skal dimensjoneres for trafikklast i henhold til *Forskrift for trafikklast: Trafikklast på ferjekaibruer*.

Belegning skal tilfredsstillende krav i **12.2**, dvs. uten reduksjon.

Krav til overdekning for betongkonstruksjoner framgår av 7.5.2.4. Overflatebehandling av stålkonstruksjoner skal være som for 100 års dimensjonerende brukstid. For trekonstruksjoner, se 9.2.5.3, 9.2.6 og 9.5.

1.1.9.3 Midlertidige bruer

Bruer og andre bærende konstruksjoner i tilknytning til veglinja defineres som midlertidige når dimensjonerende brukstid er mindre enn 5 år.

Det skal legges til grunn trafikkklaster som tilsvarer bruksklasse og veggruppe på aktuell strekning i henhold til gjeldende vegliste. Videre skal det dimensjoneres for Bk 10/60 dersom brua vil bli trafikkert av tømmervogntog og/eller modulvogntog med 60 tonn totalvekt. Det skal også kontrolleres for spesielle vegnett som Sv 12/65 og Sv 12/100 etter 14.2.3 dersom dette er eller kan bli tillatt i brukstiden. Eventuelle restriksjoner ved passering skal velges i forhold til gjeldende restriksjon på bru som erstattes. Ved endringer i restriksjoner på strekningen skal dette meldes inn og implementeres ved skilttiltak eller i vegliste i god tid før brua settes under trafikk.

Belegningstype og dimensjonerende belegningsvekt bestemmes for det enkelte prosjektet.

Krav til overdekning for betongkonstruksjoner framgår av 7.5.2.4. For stålkonstruksjoner er materialkrav gitt i 8.2.1, mens krav til overflatebehandling er gitt i 8.6.2. For trekonstruksjoner, se 9.2.5.3, 9.2.6 og 9.5.

1.1.10 Enheter og betegnelser

Enheter skal være i henhold til SI-systemet.

I den utstrekning dette er ansett nødvendig, er betegnelser definert i tilknytning til de formler eller krav hvor betegnelsene benyttes.

1.2 Grunnlagsmateriale

1.2.1 Generelt

I det etterfølgende er teknisk grunnlagsmateriale listet opp. Generell saksbehandling som høringer, skjønn, grunnverv etc. er ikke tatt med. I **Vedlegg 1** er det listet opp hvilke øvrige dokumenter i tillegg til denne håndboken som utgjør regelverket, samt hvilket hierarki som gjelder for dokumentene. Grunnlagsmaterialet vil variere avhengig av om brua krysser vassdrag, fjord og sund, jernbane eller veg. I **1.2.3** er det generelle grunnlagsmateriale som skal foreligge for alle typer bruer listet opp.

1.2.2 Regelverk og dokumenthierarki

Håndbok 185 gjelder foran dokumenter det henvises til. Inneholder håndboken motstridende krav, skal spesielle krav gjelde foran de generelle kravene.

Dokumentasjonen og prosjekteringen skal for øvrig utføres i overensstemmelse med dokumenter som er listet opp i **Vedlegg 1**.

1.2.3 Grunnlagsmateriale for bruer

1.2.3.1 Materiale for alle bruer

- Oversiktskart
- Detaljkart
- Lengdeprofil av vegtrasé (LM = 1:1000, HM = 1:200)
- Tverrprofil av vegtrasé
- Lengdeprofil av brusted, M = 1:200
- Dimensjoneringsklasse (veg)
- Rapport om grunnundersøkelser
- Opplysninger om stedlige forhold som kan ha innflytelse på valg av brutype

1.2.3.2 Tilleggsmateriale for bruer over vassdrag

- Lengdeprofil og tverrprofil av elveløpet
- Beskrivelse av elveløpet (jevnhet, bergblokker, stein, sand, mudder, vegetasjon, lokale strømforhold etc.)
- Vannføringsobservasjoner. Høyeste og laveste vannstand, om mulig med dato eller år.

Opplysninger om dette kan innhentes hos NVE. Det henvises til NVE's publikasjon: Katalog over nivellerte elver med korreksjoner og tillegg.

- Vannføringsberegninger dersom observasjoner ikke finnes. Det vil da være behov for opplysninger om nedbørsfelt, areal, lengde, høydeforskjell, sjøprosent og årsavløp.
- Ved vurdering av vannføringsobservasjoner og eventuelle vannføringsberegninger skal mulige effekter av klimaendringer også tas med i betraktningen
- Vannets surhetsgrad dersom dette har betydning for aktuell konstruksjon.
- Spesielle opplysninger om is og isgang, fiske, båttrafikk, båttyper og -størrelse.

Opplysninger om dette kan innhentes hos NVE, lokale myndigheter, organisasjoner, etc.

- Eventuelle krav til fri åpning for båttrafikk.

Opplysninger kan innhentes hos lokale myndigheter, organisasjoner, store bedrifter, etc.

1.2.3.3 Tilleggsmateriale for bruer over fjorder og sund

- MV, HAT, LAT og eventuelt andre nødvendige tidevannsdata som blant annet finnes i *Tidevannstabeller for den norske kyst med Svalbard*, som utgis av Statens kartverk, Sjøkartverket. Alternativt skal det gjøres lokale målinger. Ved valg av dimensjonerende vannstand skal usikkerhet i bestemmelse av stormflo og mulig effekt av klimaendringer tas med i vurderingen.
- Opplysninger om strøm-, vind- og bølgeforhold. Krav til når det skal utføres vindmålinger på brustedet er gitt i **5.5.3.2**.

Bølger kan måles på stedet eller beregnes ut fra vindhastighet og strøklengde, se håndbok 274 Grunnforsterkning, fyllinger og skrånninger, kapittel 3.4.

- Krav til seilåpning, merking av seilløp og opplysninger om skipstrafikk, båttyper og -størrelser, seilingshyppighet, etc.

Opplysningene kan innhentes hos Kystverket/Sjøforsvaret.

- Spesielle opplysninger om isforhold, fiske, etc.

Opplysningene kan innhentes hos Kystverket, lokale myndigheter, organisasjoner etc.

- Krysningssløyve fra Kystverket.

1.2.3.4 Tilleggsmateriale for bruer over jernbane

- Krav til minste fri åpning (høyde og bredde). Krav til fri høyde vil avhenge av toghastighet, brubredder og jernbanens tverrfall. I byggeperioden vil Jernbaneverket kunne dispensere fra de generelle kravene i enkelte tilfeller.
- Jernbaneverkets uttalelse om bruprosjektet. Forprosjektet sendes til Jernbaneverket.
- Det henvises til Jernbaneverkets tekniske regelverk.

1.2.3.5 Tilleggsmateriale for bruer over veg

- Grunnlagsmaterialet skal omfatte begge (alle) vegene i krysningen.
- Krysning (krysningspunkt, krysningsvinkel, krav til minste fri høyde og bredde).
- Det skal avklares med Statens vegvesen/kommune om det foreligger opplysninger om eventuell framtidig utvidelse av veg.

1.2.3.6 Tilleggsmateriale for høye bruer og tårn

- Høye bruer, tårn, skråstag, hengebrukabler etc. som kan være en luftfartshindring, skal merkes etter regler gitt av Luftfartsverket.

1.2.3.7 Tilleggsmateriale for eksisterende bruer

For eksisterende bruer som skal inngå i nye vegprosjekter, skal følgende dokumentasjon foreligge:

- Tilstandsrapport
- Bæreevnevurdering
- Funksjon i vegnettet
- Oppgraderingsbehov for å tilfredsstille standard krav

1.3 Utførelse

1.3.1 Generelt

Håndbok 185 omfatter også krav til utførelsen av fabrikkasjons- og byggearbeider i den utstrekning disse har betydning for prosjekteringen av bruer.

Det skal utarbeides kontrollplaner for utførelsen av alle fabrikkasjons- og byggearbeider. Kontrollplanene skal omfatte alle forhold som påvirker byggverkets funksjonsdyktighet og holdbarhet. Detaljerte krav med hensyn til utførelseskontroll og utførelsesklasser (tidligere benevnt kontrollklasser) er gitt i Statens vegvesens håndbøker og norske standarder.

1.3.2 Toleranser og geometrikontroll

De spesifiserte toleransene skal dekke tilfeldige avvik ved utførelsen og skal ikke utnyttes systematisk.

Fabrikkasjons- og byggetoleranser er gitt i *håndbok 026 Prosesskode 2*. Andre toleransekrav kan gjelde for spesielle konstruksjonstyper; det vises til kapittel 3 og kapittel 13, samt øvrige relevante håndbøker.

Gjeldende toleranser skal framgå av produksjonsunderlaget.

Det skal gjennomføres en systematisk kontroll av konstruksjonens dimensjoner og geometri for løpende å kunne påvise om de spesifiserte toleransekrav overholdes.

For slikt formål skal det i nødvendig utstrekning utarbeides tegninger som viser teoretiske forskyvninger av brukonstruksjonen i alle stadier av utbyggingen.

Det skal spesifiseres toleransekrav for egenvekten av eventuelle fyllmasser i ballastkasser. Kontrollplanen for prosjektet skal omfatte nødvendig dokumentasjon av at den spesifiserte egenvekt er oppnådd. Slik kontroll skal angis som egen post i tilbudet ved entreprisearbeider.

1.4 Krav til dokumentasjon

1.4.1 Generelt

Med dokumentasjon forstås prosjekteringsgrunnlag, oversiktstegning, beskrivelser, arbeidstegninger, materiallister, spennlister og beregninger. Under dokumentasjon inngår også utredninger, undersøkelser og rapporter som utgjør en del av prosjekteringsoppdraget, samt inspeksjons-, drifts- og vedlikeholdsplan (IDV-plan), se 1.4.7.

Krav som stilles til konstruksjonens bruksegenskaper, bæreevne og tekniske standard skal påvises teoretisk, erfaringsmessig eller ved forsøk.

Beregninger og rapporter skal være oversiktlige med innholdsfortegnelse, forutsetninger, antagelser og resultater. Kortfattet sammendrag av rapporter og notater skal utarbeides.

Dokumentasjonen av den ferdige konstruksjonen skal være ajourført.

Den utførte prosjekteringskontrollen skal fremgå av dokumentasjonen, se kapittel 2.

Den prosjekterende skal angi eventuelle deler av konstruksjonen hvor en nøye kontroll av utførelsen er spesielt viktig, slik at dette kan innarbeides i kontrollplanene for byggearbeidene. Det vises til 1.3.1.

Det skal framgå av dokumentasjonen at arkitektonisk og funksjonell utforming er vurdert

Om ikke annet er avtalt, skal dokumentasjonen være på norsk. All dokumentasjon skal foreligge elektronisk.

1.4.2 Prosjekteringsgrunnlag

Av prosjekteringsgrunnlaget skal fremgå:

- beskrivelse av natur- og grunnforhold
- dimensjoneringsklasse (veg), trafikkmengde (ÅDT), eksponeringsklasser og eventuell salting
- geometrikrav (fri høyde og bredde, seilåpning etc.)
- beskrivelse av konstruksjonen inkludert fundamentering
- lastantagelser og begrunnelse for disse
- valg av konstruksjonsmaterialer med angivelse av materialparametere og opplysninger om bestandighet
- forutsetninger med hensyn til byggemetode og utførelseskontroll
- øvrige forutsetninger for konstruksjonsberegningene
- eventuelle godkjente fravik fra regelverk, se 1.1.3.

1.4.3 Konstruksjonsberegninger

Riktigheten av alle valg og antagelser skal påvises og dokumenteres enten ved beregninger eller ved henvisning til anerkjent litteratur eller praksis. Dersom nye eller uvante metoder ønskes benyttet, skal disse dokumenteres og godkjennes.

Av beregningene skal fremgå:

- oversikt over beregningsprogrammer med versjonsnumre
- for anvendte dataprogrammer skal det foreligge brukerbeskrivelse som redegjør for beregningsmetoder, restriksjoner, utprøving, innlesing av data, regnenøyaktighet og resultatutskrifter
- sammendrag av beregningsprosedyre
- konstruksjonens statiske system
- beskrivelse og begrunnelse for valg av modeller for statiske og/eller dynamiske beregninger, stivheter osv.
- beregningsforutsetninger og -metoder
- dimensjonerende lastvirkninger
- toleranser, toleranseklasse
- kapasitetskontroll i samsvar med regelverk.

Ved bruk av elektroniske beregningsverktøy skal resultater for viktige størrelser verifiseres, eventuelt sannsynliggjøres ved alternative analyser, overslagsberegninger, resultater fra litteratur etc. avhengig av konstruksjonens kompleksitet og konsekvenser av svikt. Som et minimumskrav til verifikasjon av analysemodellen, skal det for konstruksjonen påført egenlast vedlegges:

- forskyvningsfigurer
- diagrammer over snittkrefter og påvisning av resultatenes riktighet, for eksempel ved overslag for hånd eller basert på diagrammer fra anerkjente håndbøker.

For ikke alminnelig kjente beregningsmetoder skal kilder oppgis eller formler utledes så langt at riktigheten kan kontrolleres.

Beregninger skal være oversiktlig redigert og tydelig ført, slik at de er lette å kontrollere. Beregningene skal være kopierbare. Håndskrift kan benyttes, men krav om elektronisk format gjelder, se [1.4.1](#) og [1.4.9](#).

1.4.4 Beskrivelse og mengdefortegnelse

Beskrivelse og mengdefortegnelse skal i innhold, redigering og omfang være i samsvar med *håndbok 025 og 026 Prosesskode 1 og 2, og håndbok 066 Retningslinjer for utarbeidelse av konkurransegrunnlag*.

Byggverks- og arbeidsbeskrivelser skal videre inneholde alle opplysninger forlangt i de aktuelle konstruksjonsstandardene.

I tilfeller hvor en prosessbasert arbeidsbeskrivelse ikke er nødvendig med tanke på kontraktsinngåelse og vederlagsberegning, som for eksempel i en totalentreprise, OPS (Offentlig og privat samarbeid) etc., skal det likevel som en del av prosjekteringen utarbeides en prosesskodebasert beskrivelse på vanlig måte slik at produksjonsunderlaget blir komplett. (Mengder og enhetspriser vil som regel i slike tilfeller ha liten relevans.)

1.4.5 Tegninger og materialister

1.4.5.1 Generelt

Tegninger skal utarbeides ved hjelp av et digitalt tegneverktøy, og filene skal være i dwg-format, som er Statens vegvesens etatsstandard. Utveksling av digital informasjon med øvrige fagområder innen et veg- og bruprosjekt skal kunne utføres, for eksempel gjennom e-post, webhotell etc.

Tegninger skal, dersom annet ikke er avtalt, utarbeides i A1-format til bruk som arbeidstegninger på byggeplass og A3-format til øvrig filutveksling. Tegningene skal være i henhold til bestemmelsene i Statens vegvesens *PROF-manual*.

Tegninger skal være slik organisert og målsatt at konstruksjonen kan bygges del for del, uten behov for å søke informasjon på tegninger som viser andre deler av konstruksjonen.

1.4.5.2 Oversiktstegninger

Oversiktstegning skal utføres som beskrevet i *håndbok 139 Tegningsgrunnlag punkt 2.11*. Bruer skal deles inn i akser. Aksenummereringen skal følge stigende profilnummer på veggen og akse 1 skal legges ved laveste profilnummer. Oppriss skal i tillegg til krav i *håndbok 139* vise:

- dimensjonerende nivå for stormflo for bruer over sjøfarvann
- strømningsretning, dimensjonerende flomnivå og vannhastighet, med korresponderende returperiode, for bruer over vassdrag.

Årstall for overtakelse av byggverket skal påføres tegningen under merknadsfelt.

For bruer der det er aktuelt, skal saks- og dokumentnummer i Sveis for eventuelle godkjente fravik og/eller krysningsløyve påføres tegningen under merknadsfeltet.

Ved ombygging av eksisterende bruer skal ny oversiktstegning utarbeides. Denne tegningen skal vise både eksisterende og nye konstruksjonsdeler samt øvrige endringer.

Se også [1.4.8](#).

1.4.5.3 Utbyggings- og montasjetegninger

Det skal utarbeides tegning(er) som i nødvendig grad viser byggemåte med angivelse av seksjonsinndeling, montasjemetoder, rekkefølge, eventuelle hjelpesøyler, type stillas, avstivningssystemer og lignende i samsvar med antatte beregningsforutsetninger for byggefasen.

1.4.5.4 Fundamenteringstegninger

Det skal lages fundamenteringstegninger i en detaljeringsgrad som sikrer at utførelsen på byggeplass kan foregå uten ytterligere beskrivelse, og som dessuten gir nødvendig dokumentasjon for forvaltning av konstruksjonen. Dette innebærer at tegningene må oppdateres med hensyn til eventuelle avvik fra forutsetningene (nivå utgravd/utsprengt byggegrop, pelegeometri/erstatningspeler etc.).

Det skal lages egne tegninger som viser fundamenteringsplan.

Tegninger skal vise alle detaljer som utgravingsomfang og -nivå, grunnforsterkning, fundamenteringsnivå, drenering, tilbakefyllingsnivå, komprimering, eventuell frostisolasjon og erosjonssikring (utstrekning, tykkelse, massetyper og gradering).

For sålefundamenter på løsmasser og ved fundamentering på svevende peler skal målepunkter for kontroll av setninger og rotasjoner fremgå av tegningsgrunnlag, fortrinnsvis formtegninger.

For pelefundamenter skal hver pel ha unik nummerering på hver bru. For peler til berg skal detaljer som viser overgang mellom pel og berg tegnes spesielt.

1.4.5.5 Betongtegninger

Ved prosjekteringen utarbeides et produksjonsunderlag i samsvar med *NS-EN 1992* og *NS-EN 13670:2009 punkt 4.2*.

Det skal utarbeides form- og armeringstegninger med nødvendige armeringslister, spennarmeringstegninger, samt tegninger av utstyr, innstøpningsgoods etc. Betongspesifikasjon og armeringsoverdekning som velges for hele eller deler av byggverket, skal angis i prosjekteringsdokumentene og på arbeidstegninger.

Formtegningene skal vise bygningsdelene i plan, oppriss (eventuelt lengdesnitt), tverrsnitt og nødvendige detaljer. Eventuelle overhøyder skal angis, enten på egen tegning eller på formtegning. Spesielle detaljer eller spesiell utførelse som innstøpningsdetaljer og lignende, skal i nødvendig utstrekning være vist i stor målestokk, enten på formtegningene eller på separate tegninger (for eksempel typetegninger).

Armering skal være vist i plan, eventuelt i oppriss, med full angivelse kun ett sted i henhold til *NS-EN ISO 3766*, og i nødvendig utstrekning i snitt med diameter og pos.nr. Det skal detaljeres i større målestokk, spesielt i områder hvor dette er viktig for å sikre god utførelse, for eksempel i skjøteområder og hvor det er stor armeringstetthet. Her skal det vises beliggenhet av alle armeringsjern, samt armeringsavstander. Antall, dimensjon, kvalitet, senteravstand, beliggenhet og henvisning til armeringsliste skal fremgå. Hver stang som har en definert geometri ut fra betongformen skal være målsatt med nominelt (tilstrebet) mål i armeringslisten. Variable mål målsatt med matematiske formler skal ikke benyttes.

Spennarmeringstegningene skal vise beliggenheten av hver enkelt kabel definert i bruas høyde- og tverretning i hele kabelens lengde. Mål og vinkler/helninger i støpeskjøter og forankringsdetaljer angis spesielt.

Spennlister skal utarbeides av spennarmeringsleverandør. Vedrørende ansvarsfordeling mellom byggherre/rådgiver og utførende/leverandør på spennarmering, vises det til *Norsk Betongforenings publikasjon nr. 14, Kapittel A4*.

Krav til utførelsen angitt i Håndbok 185 som fortanning av støpeskjøter, epoksyylim i støpeskjøter og alle andre detaljer som forutsettes gjennomført ved utførelsen, skal gjengis og detaljeres på arbeidstegningene. Utførelsesklasse skal påføres tegningene.

1.4.5.6 Ståltegninger

For stålkonstruksjoner skal det utarbeides komplette målsatte arbeidstegninger med nødvendige snitt og detaljer.

Alle sveiser skal være påført med sine respektive dimensjoner og sveise- og bearbeidingsymboler. Viktige sveiser og sveiser med spesiell utforming skal vises i snitt og i stor målestokk. Tegningene skal påføres utførelsesklasse, og dersom dette er hensiktsmessig, stålkvalitet. På de aktuelle tegningene skal det påføres skruesymboler og fasthetsklasser.

Verkstedtegninger utføres vanligvis av entreprenør. Dersom den prosjekterende skal ha ansvaret for utarbeidelse av disse tegningene, skal dette tas inn i kontrakten med ham. Det skal tegnes skjæreplan for delene til bærende konstruksjoner. Pos.nummer og stålkvalitet skal angis på skjæreplanen. Utlegg av hovedkonstruksjonen i verkstedet i spenningsløs tilstand skal vises på egen tegning.

Det skal utarbeides materiallister inneholdende pos.nr., dimensjoner, antall, vekt, stålkvaliteter og overflatebehandling for samtlige ståldeler.

1.4.5.7 Tretegninger

Det skal utarbeides komplette, målsatte arbeidstegninger med alle nødvendige snitt og detaljer.

Alle bolte- og dybelforbindelser skal angis med dimensjon og nødvendige mål, som for eksempel kantavstander og innbyrdes avstander. Tegningene påføres utførelsesklasse, trevirkets fasthetsklasse og eventuell impregneringstype og -klasse, eventuell avfasing av kanter og tillatt formavvik.

Produksjonstegninger skal kun være et supplement til arbeidstegningene og utarbeides av leverandøren for dennes interne behov.

Spennarmeringen i tverrspente dekker skal tegnes inn slik at de enkelte spennstengers beliggenhet vises entydig. Der lamellene buttskjøtes skal skjøtesystemet med forskyvning av skjøter vises tydelig på en tegning.

Det skal utarbeides materialliste inneholdende pos.nr., dimensjoner, antall, vekt, materialkvaliteter, samt overflatebehandling eller impregnering for alle tre- og ståldeler.

For betong- og ståltegninger til trebruer gjelder de samme regler som for betong- og stålkonstruksjoner, angitt i henholdsvis [1.4.5.5](#) og [1.4.5.6](#).

1.4.5.8 Aluminiumtegninger

For aluminiumkonstruksjoner gjelder samme krav til tegninger som beskrevet i [1.4.5.6](#) for ståltegninger.

1.4.5.9 Tegninger av konstruksjoner i stein

For bruer og støttemurer i stein skal følgende framgå av tegning:

- Steintyper
- Stein størrelser
- Maksimale fugeåpninger
- Minimum overlapp i forband
- Synlig flater på stein (borepipemønster, hugget flate, polert flate eller lignende)

1.4.5.10 Belegnings- og utstyrstegninger

Det skal utarbeides egne belegnings- og utstyrstegninger (K-tegninger) i en detaljeringsgrad som sikrer at utførelse i verksted og på byggeplass kan foregå uten ytterligere beskrivelse, og som dessuten gir nødvendig dokumentasjon for forvaltning av konstruksjonen. Dette gjelder også for installasjoner for øvrige serviceetater (kabler, ledninger osv.).

Tegninger skal vise alle detaljer som overganger og tilslutninger, avslutninger, føringer ved geometrisprang, dilatasjonsskjøter, innfestinger til øvrig del av konstruksjonen, gjennomføringer, føringsveier osv.

Rekkverkstegninger skal vise avslutninger av rekkverket og eventuelle overgangsrekkverk til vegrekkverk.

Det skal lages egen tegning som viser plassering og orientering (horisontalt og vertikalt) av lagre og fuger samlet for hele konstruksjonen. Alle lager- og fugetyper skal fremgå sammen med dimensjonerende rotasjoner, bevegelser og belastninger, samt eventuell forhåndsinnstilling ved montasje. Plassering av jekkepunkt med målsatte detaljer skal vises på lagertegning. Jekkekraft i bruksgrensetilstanden med og uten trafikklast, skal angis på samme tegning.

Lokalisering, innfesting og montasje skal videre framgå av relevante arbeidstegninger.

1.4.6 Avtaler med eksterne eiere

Det vises til *håndbok 147 Bruforvaltning*.

1.4.7 Inspeksjons-, drifts- og vedlikeholdsplan

Som en del av prosjekteringen skal det for hver bru utarbeides en inspeksjons-, drifts- og vedlikeholdsplan (IDV-plan). Dersom det ikke er forhold som må beskrives spesielt, angis kun at inspeksjon, drift og vedlikehold utføres i henhold til standard rutiner i Statens vegvesen, se *håndbøkene 111 Standard for drift og vedlikehold av riksveger, 136 Inspeksjonshåndbok for bruer og 147 Bruforvaltning*.

Spesielle forhold eller avvik i byggefasen som vil kreve ekstra oppfølging eller tiltak i driftsfasen, skal innarbeides i en IDV-plan som minst omfatter følgende:

Inspeksjonsplan: Angir alle inspeksjonstyper med intervaller og eventuelle behov for tilkomstutstyr. Videre en detaljert beskrivelse av forhold som det er forutsatt skal følges spesielt opp, som for eksempel setningsutvikling i fundamenter, deformasjoner i overbygning, kloridinntrengning, anodeforbruk osv.

Driftsplan: Angir alle driftstiltak med intervaller og nødvendig beskrivelse. Omfatter også operasjonsinstrukser for ferjekaibruer, bevegelige bruer osv., samt nødvendig kontroll/service av elektrisk og maskinelt utstyr.

Vedlikeholdsplan: Omfatter beskrivelse av vedlikeholdsaktiviteter som vedlikehold av overflatebehandling og utskifting av elementer, for eksempel fugekonstruksjon, som med sikkerhet vil komme til utførelse i bruas dimensjonerende brukstid.

1.4.8 Tegninger av ferdig konstruksjon

Når byggearbeidene er avsluttet, skal alle tegninger og tegningslister ajourføres for alle endringer som er foretatt i byggefasen. Videre skal beskrivelse av fuktisolering, bruutstyr etc. gjøres entydig med leverandørens typebetegnelser eller produktnavn.

Det skal utarbeides en tegningsliste for hver bru. Av tegningslisten skal det framgå:

- Bru-/Byggverksnummer
- Navn på byggverk (i henhold til BRUTUS)
- Hvem som har utarbeidet tegningen
- Tegningstittel
- Tegningsnummer
- Revisjon
- Dato for opprettelse av tegning
- Dato for siste revisjon
- Navn på fil som inneholder tegningen

Tegningene skal merkes "Som bygd". Disse skal leveres elektronisk i pdf-format til godkjenningmyndigheten i Statens vegvesen.

Dersom godkjenningmyndighet og fremtidig brueier ikke er samme enhet, skal "Som bygd"-tegninger også leveres elektronisk i pdf-format til respektive eier.

Elektronisk format skal ha slik oppløsning at tegningen kan reproduseres i originalformat med korrekt målestokk og original kvalitet.

1.4.9 Beregninger og øvrig dokumentasjon av ferdig konstruksjon

Beregninger og øvrig dokumentasjon skal leveres elektronisk i pdf-format, eventuelt scannet i pdf-format hvis original ikke foreligger elektronisk.

1.4.10 Arkivering

Den prosjekterende skal oppbevare ajourført dokumentasjon som tegninger, beregninger og lignende i minst 10 år. Oppbevaringen skal skje på betryggende måte, og dokumentasjonen skal være lett tilgjengelig for brueier ved behov.

1.5 Kvalitetssikring

1.5.1 Generelt

Formålet med kvalitetssikring er å oppnå kvalitet slik den er spesifisert i prosjekteringsgrunnlaget. Kvalitetssystemet skal bygge på de internasjonale standardene i ISO 9000-serien.

Standarden *NS-EN ISO 9001* skal benyttes. Kvalitetsrevisjoner skal gjennomføres i henhold til *NS-ISO 19011*.

Den prosjekterende skal etablere et kvalitetssystem. Kvalitetssikringen skal være systematisk oppbygd og dokumentert, og tilpasset de oppgaver som utføres i organisasjonen. En overordnet beskrivelse av kvalitetssikringen skal være sammenfattet i en kvalitetshåndbok. Kvalitetshåndboka skal, foruten å informere de ansatte om deres ansvar og plikter i kvalitetstekniske saker, også kunne dokumentere prosjekterendes organisasjons kvalitetssikring overfor oppdragsgiver.

I prosjekterendes organisasjon skal det være en person med tilstrekkelig definert ansvar, myndighet, ressurser og organisasjonsmessig handlefrihet til å gjennomføre følgende arbeidsoppgaver:

- planlegge og vedlikeholde organisasjonens kvalitetssikring
- verifisere at spesifiserte krav tilfredsstilles
- sette i verk tiltak eller medvirke til løsninger for å sikre kvalitet
- planlegge og utføre kvalitetsrevisjoner

Den prosjekterendes kvalitetssystem skal minst sikre at:

- organisasjon og interne ansvarsforhold er kjent; stillings- og arbeidsinstrukser skal utarbeides i nødvendig omfang
- prosjekteringen ledes, utføres og kontrolleres av fagfolk med nødvendig teoretisk kunnskap og praktisk innsikt
- alt personell som utfører arbeid av betydning for kvalitet, skal ha de nødvendige kvalifikasjoner og forutsetninger for dette
- rammebetingelser og gjeldende retningslinjer for prosjekteringen er forstått og overholdes
- den prosjekterendes egenkontroll omfatter alle sider av prosjekteringsoppgaven
- dokumentasjonen er oversiktlig og klart viser grunnlaget for og resultatene av prosjekteringen
- alle avvik fra definerte krav registreres og systematiseres som grunnlag for korrigerende tiltak

For større prosjekter og/eller der oppdragsgiver stiller krav om dette, skal det utarbeides en kvalitetsplan. Den prosjekterendes kvalitetssystem danner sammen med oppdragsgivers kvalitetssystem og krav, grunnlaget for en kvalitetsplan for det konkrete bruprojektet.

Kvalitetsplanen kan ha følgende oppbygging:

0. *Ajourhold/distribusjon*
1. *Prosjektbeskrivelse/informasjon*
2. *Organisasjon*
3. *Framdrift/dokumenter/økonomi*
4. *Dokumentbehandling*
5. *Kontraktsgjennomgang*
6. *Prosjektgjennomføring*
7. *Avviksbehandling - korrigerende og forebyggende tiltak*
8. *Kvalitetsrevisjoner*

En kvalitetsplan vil ofte inneholde følgende delplaner:

- *Aktivitetsplan* (1)
- *Organisasjonsplan* (2)
- *Fremdriftsplan* (3)
- *Dokumentplan* (3)
- *Kontrollplan* (5)
- *Plan for kvalitetssikring av HMS* (6)
- *Revisjonsplan* (8)

I parentes er angitt hvor i kvalitetsplanen de ulike delplanene hører til. Stillingsinstrukser bør tas inn i (2), og endringer og kontroll i (5).

Resultatene av utførte kvalitetssikringsaktiviteter skal registreres. Byggherren vil kunne foreta kvalitetsrevisjon av den prosjekterendes kvalitetssystem.

1.5.2 Helse, miljø og sikkerhet (HMS)

Systemet for kvalitetssikring av Helse, miljø og sikkerhet (HMS) skal tilfredsstillere kravene i:

- *Forskrift om systematisk helse, miljø og sikkerhetsarbeid i virksomheter (Internkontrollforskriften)*
- *Forskrift om sikkerhet, helse og arbeidsmiljø på bygge- og anleggsplasser (Byggherreforskriften)*
- *Håndbok 066 Konkurransgrunnlag, kapittel C*
- *Håndbok 151 Styring av vegprosjekter*
- *Håndbok 211 Avfallshåndtering*

Høringsutgave 01.11.2013

2 Kontroll og godkjenning

2.1 Kontroll utført av den prosjekterende

Den prosjekterende skal sette seg inn i hvilke kontroll- og godkjenningsprosedyrer som gjelder i det enkelte tilfelle og tidsfristene for gjennomføring av kontroll og godkjenning, i henhold til 2.4.3.3.

Alle beregninger og tegninger skal kontrolleres av en annen kyndig person enn den som har utarbeidet disse (kollegakontroll i henhold til *NS-EN 1990*). Det skal fremgå av tegning hvem som har utarbeidet, kontrollert og godkjent den. Beregninger skal underskrives og dateres av en person som har overordnet ansvar og nødvendig fullmakt før dokumentene oversendes godkjenningsmyndigheten for kontroll og godkjenning. Armeringslister, materialister og lignende som ikke omfattes av godkjenningsordningen og som sendes direkte fra den prosjekterende til byggeplassen skal også være kontrollert av en annen kyndig person før materialet oversendes.

Kollegakontrollen skal utføres i henhold til en på forhånd etablert kontrollplan. Kontrollform og -omfang skal velges ut fra prosjektets vanskelighetsgrad og pålitelighetsklasse og skal sammen med kontrollrutiner, sjekklister etc., framgå av kontrollplanen.

2.2 Kontroll for godkjenning

For alle bruer, se 1.1.4, i tilknytning til riks- og fylkesveger skal prosjekteringsmateriale kontrolleres og arbeidstegninger godkjennes av Statens vegvesen, Vegdirektoratet. Krav om kontroll og godkjenning gjelder også for hjelpekonstruksjoner samt for øvrig prosjektering som omtalt i 1.1.2.

I forbindelse med kontroll og godkjenning av arbeidstegninger skal det gjennomføres en utvidet prosjekteringskontroll etter *NS-EN 1990*. Kontrollen skal utføres av Statens vegvesen eller av rådgivende ingeniører engasjert av Statens vegvesen.

Den som utfører kontrollen skal ikke ha deltatt i prosjektering eller utførelse av det tiltaket som kontrolleres, og skal være uavhengig av det foretaket som utfører prosjekteringen.

Dokumentasjon av utført kontroll i form av sjekklister, likevektskontroller, uavhengige kontrollberegninger og lignende skal kunne framlegges på forlangende.

2.3 Informasjonsplikt

Den prosjekterende skal på forespørsel fra Statens vegvesen kunne framlegge alle opplysninger som er nødvendig for vurdering av om prosjekteringen utføres i samsvar med de til enhver tid gjeldende bestemmelser. Dersom dette ikke er oppfylt, skal prosjekterende kunne legge fram tilleggsinformasjon som for eksempel sikkerhetsstudier og konsekvensanalyser. Nevnte dokumentasjon skal anses som del av prosjekteringen, og berettiger ikke til økning av tids- og kostnadsrammene for et eventuelt prosjekteringsoppdrag. Dersom Statens vegvesen krever materiale og informasjon i tillegg til det som er nevnt over, og dette anses å berettigede økning av tids- og kostnadsrammene for et eventuelt prosjekteringsoppdrag, skal økningen av rammene avtales på forhånd i det enkelte tilfelle.

2.4 Godkjenning

2.4.1 Generelt

Godkjenning av teknisk standard og sikkerhet for bruer i tilknytning til riks- og fylkesvegnettet gis av Vegdirektoratet på bakgrunn av utført uavhengig kontroll i henhold til 2.2.

Statens vegvesens kontroll og godkjenning representerer ingen overtagelse av ansvar. Den prosjekterende har fortsatt det hele og fulle ansvar for eventuelle feil eller mangler som måtte forekomme i prosjekteringsdokumentene.

2.4.2 Vegdirektoratets godkjenningsordning

2.4.2.1 Generelt

Den prosjekterende skal tidligst mulig ta kontakt med Vegdirektoratet for å orientere om prosjektets tidsplan, foreslåtte konstruksjonsløsninger samt eventuelle spesielle forhold ved prosjektet. Det skal i samme forbindelse dokumenteres at det foreligger nødvendig grunnlagsmateriale for utarbeidelse av bruplaner.

For bruer med spennvidde over 100 m eller total lengde over 300 m skal forprosjekt sendes til Vegdirektoratet til uttalelse før prosjektering starter.

Omfanget av Vegdirektoratets kontroll vil avhenge av konstruksjonens vanskelighetsgrad og den prosjekterendes tidligere erfaring med den aktuelle brutypen.

2.4.2.2 Utstyr som ikke omfattes av godkjenningsordningen

Utstyr, komponenter etc. som er godkjent av andre instanser, for eksempel utstyr med CE-merking, skal ikke godkjennes av Statens vegvesen. Tegninger av produktet samt dokumentasjon på godkjenningen skal vedlegges prosjekteringsmaterialet for kontroll med hensyn til riktig bruk.

Som eksempel kan nevnes heisanordning for ferjekaibruer, løftemaskineri for bevegelige bruer, avfuktingsanlegg for stålkonstruksjoner, inspeksjons- og vedlikeholdsvogner etc.

For noen produkter, for eksempel rekkverk og annet vegutstyr, har Statens vegvesen egen godkjenningsordning (typegodkjenning). Planer for bruk av slike produkter skal likevel omfattes av kontroll- og godkjenningsordningen som tidligere beskrevet. Dette gjelder også om produktet er CE-merket.

2.4.2.3 Oversendelse av prosjekteringsmateriale

Regionvegkontoret, eller den prosjekterende på vegne av regionvegkontoret, skal oversende prosjekteringsmaterialet til Vegdirektoratet i pdf-format per e-post eller ved opplasting til webhotell. Metode for oversendelse skal avtales i forbindelse med bestilling av kontroll. Dersom det er engasjert kontrollkonsulent, skal prosjekteringsmaterialet også sendes kontrollkonsulent på tilsvarende vis, hvis ikke annet er avtalt. Dersom prosjekteringen utføres av Statens vegvesen, skal tegninger og beregninger legges inn i Statens vegvesens arkivsystem, i tillegg til oversendelse som nevnt over. Oversendelsen skal ledsages av et følgebrev som inneholder en liste over tegninger og øvrig dokumentasjon. Dokumentasjonen skal være i samsvar med kravene i 1.4.

For bruer og andre bærende konstruksjoner som ikke skal eies og vedlikeholdes av staten eller fylkeskommunen, skal eierskap og vedlikeholdsansvar klart framgå av dokumentene som sendes inn til kontroll og godkjenning.

2.4.3 Teknisk godkjenning

2.4.3.1 Generelt

Teknisk godkjenning av byggeplan skal gis samlet eller i to trinn. Når teknisk godkjenning gis i to trinn, skal denne deles i:

- teknisk delgodkjenning
- godkjenning av arbeidstegninger

Godkjenning gis i notat fra Vegdirektoratet til regionvegkontoret med gjenpart til den prosjekterende, hvis ikke annet er avtalt.

Før konkurransegrunnlag sendes ut på tilbudskonkurranse, skal alle bruer ha teknisk delgodkjenning eller samlet teknisk godkjenning. Det kreves dokumentasjon i henhold til [2.4.3.2](#) for:

- bruer med landkar der vingemurer er monolittisk festet til landkaret
- hvelvbruer, bue- og fagverksbruer
- bjelkebruer i stål, samvirkebruer
- kasse- og fritt frambyggbruer
- henge- og skråstagbruer
- rør- og flytebruer
- bevegelige bruer, ferjekaier (inkludert ferjekaibruer osv.)
- løsmassetunneler helt eller delvis neddykket i vann
- bruer med uinjisert/ ekstern spennarmering
- veglukk/ vegoverbygg
- bruer bygget i uvanlige konstruksjonsmaterialer som for eksempel aluminium og kunststoff/ komposittmaterialer
- pelefundamenterte konstruksjoner
- konstruksjoner med spesielle fundamenteringsforhold, for eksempel lettfyllinger, høye steinfyllinger, senkekasser etc.

Det anbefales også at konstruksjoner med totallengde > 100 m er kontrollert og gitt teknisk delgodkjenning eller samlet teknisk godkjenning før utsending på tilbudskonkurranse.

For øvrige konstruksjoner er komplett oversiktstegning tilstrekkelig dokumentasjon for teknisk delgodkjenning.

Teknisk delgodkjenning eller samlet teknisk godkjenning gis ikke uten at grunnforholdene i fundamenteringsområdene er undersøkt av geoteknisk kyndig person.

Teknisk delgodkjenning skal ikke gis i forbindelse med totalentrepriser.

2.4.3.2 Teknisk delgodkjenning

Teknisk delgodkjenning gis når det er dokumentert at sikkerhet, teknisk standard og økonomi er forsvarlig ivaretatt. Dette innebærer at dokumentasjonen for teknisk delgodkjenning skal omfatte:

- prosjekteringsgrunnlag som beskrevet i 1.4.2
- eierskap og vedlikeholdsansvar når brua ikke skal eies og vedlikeholdes av staten eller fylkeskommunen (inngått avtale)
- vurderinger av grunnlagsmaterialet og eventuelle initiativ som er tatt for supplerende undersøkelser
- tegningsliste
- komplett oversiktstegning i henhold til 1.4.5.2
- tegninger som viser form for bruas over- og underbygning, typiske detaljer, sikring mot kollisjonskrefter på piler og søyler, erosjonssikring, elveregulering etc. samt beskrivelse av utførelse og omfang for alle tiltak som har betydning for byggverkets funksjon og dimensjonerende brukstid
- målsatte formtegninger for alle hoveddeler av konstruksjonen
- tegninger som viser rekkverkløsning, lager- og fugekonstruksjoner, eventuelle belyningsanordninger, sluk og drenasjesystemer og lignende utstyr
- tegninger som viser armeringen i de mest påkjente snitt
- komplette spennarmeringstegninger
- belegningsklasse i henhold til 12.2.2
- utdrag av statiske beregninger som viser beregningsforutsetninger, lastvirkninger og dimensjoner samt tilhørende kapasiteter for typiske snitt. Utdraget skal sammen med tegningene entydig definere byggverket.
- teknisk del av konkurransegrunnlag med forutsetninger for og beskrivelse av byggverkets utførelse og drift (dokumentliste i Kapittel A1 og Kapittel D1).
- beregning av nødvendige tverrsnitt og avstivningssystemer for stål- og aluminiumkonstruksjoner; de viktigste skjøtene bør være dimensjonerte

For aluminiumkonstruksjoner skal valgte legeringstyper og tilstander med tilhørende mekaniske egenskaper framgå av prosjekteringsgrunnlaget. Videre skal mekaniske egenskaper for skruer og sveisetilsettmaterialer framgå.

I tillegg bør følgende være oppfylt:

- beregning og dimensjonering av typiske fundament
- stabilitetsberegninger for landkar og støttekonstruksjoner
- kontroll av bruksgrensetilstanden for de mest påkjente snitt
- kontroll av installasjoner.

Krav til dokumentasjonsomfang skal avklares med Vegdirektoratet for hvert enkelt prosjekt.

2.4.3.3 Godkjenning av arbeidstegninger

Godkjenning av arbeidstegninger gis når nødvendige beregninger er innsendt og kontrollert, og arbeidstegninger er utført i samsvar med forutsetningene for den tekniske godkjenningen. Godkjente tegninger skal påføres henvisning til saks- og dokumentnummer i Statens vegvesens arkivsystem for godkjenningsnotatet fra Vegdirektoratet. Denne henvisningen skal gis på egen linje i tittelfeltet som vist i *håndbok 139 Tegningsgrunnlag punkt 2.11.3*.

Ved alle utsendelser av godkjente arbeidstegninger, samt eventuelle senere revisjoner av disse, skal det vedlegges en ajourført tegningsliste med tegningsnummer, tittel, revisjonsbokstav og dato for tegningene.

Alle konstruksjonstegninger som benyttes på byggeplassen skal ha henvisning til godkjenningsnotat i tittelfeltet.

Tegninger med henvisning til godkjenningsnotat skal sendes Vegdirektoratet i pdf-format pr e-post eller ved opplasting til webhotell. Tilsvarende gjelder for eventuell kontrollkonsulent. Samme prosedyre skal følges ved eventuelle revisjoner.

Ved store eller prinsipielle endringer skal den prosjekterende vurdere om de tegningene som omfattes av endringen skal forelegges Vegdirektoratet til ny godkjenning.

2.4.3.4 Tidsfrister

For *vanlige bruanlegg* bør byggeplan for teknisk delgodkjenning være Vegdirektoratet i hende senest 6 uker før tilbudsinnbydelsen. Vegdirektoratet skal orienteres om materialet som skal kontrolleres senest 2 uker før dette oversendes. Samme behandlingstid gjelder også når produksjonsunderlag sendes inn til samlet teknisk godkjenning.

Disse tidsfristene kan kun påregnes dersom eventuelle behov for omprosjektering og tilleggsarbeider er begrenset. Ved større mangler vil produksjonsunderlag bli returnert uten at godkjenningsprosessen påbegynnes.

Kortere tidsfrister skal avtales spesielt.

For *større og/eller komplekse bruanlegg* skal den prosjekterende på et tidligst mulig tidspunkt ta kontakt med Vegdirektoratet for å avtale nødvendig tidsfrist for innsendelse av materialet.

Ved godkjenning av arbeidstegninger i prosjekter som tidligere er gitt teknisk delgodkjenning, bør tegningene være Vegdirektoratet og eventuell kontrollkonsulent i hende minst 15 arbeidsdager før de skal leveres på byggeplassen.

Kortere frist kan avtales i enkelte tilfeller. Avhengig av tegningsomfang kan det være nødvendig med lengre tidsfrister.

2.5 Kontrollgrader og sjekklister

2.5.1 Generelt

Kontroll av teknisk dokumentasjon, som omtalt i [2.2](#), skal utføres i et omfang som tar hensyn til konstruksjonens vanskelighetsgrad og til den prosjekterendes erfaring med den aktuelle brutype.

For beskrivelse av de ulike kontrollgradene samt bruk av sjekklister vises det til [Vedlegg 2](#).

Høringsutgave 01.11.2013

3 Generelle konstruksjonskrav

3.1 Funksjonskrav for bruer

3.1.1 Generelt

I dette kapitlet gis generelle funksjonskrav for de vanligste brutyper. For spesielle brutyper, som henge- og skråstagbruer med store spenn, flytebruer og dykkede rørbruer, gjelder kapittel 13.

3.1.2 Nedbøyning

Nedbøyning av brukonstruksjonens brubane på grunn av karakteristisk trafikklast alene skal ikke for noen lastplassering overstige $L/350$, hvor L = lengden av det betraktede spenn. Med nedbøyning forstås her også negativ nedbøyning (oppbøyning). Deformasjon eller rotasjon fra ugunstigste skjevbelastning skal inkluderes.

Lokale nedbøyningsforskjeller ved fuger i kjørebanelen, for eksempel mellom overbygning og landkar, skal ikke overstige 5 mm. For gang- og sykkelanlegg er tilsvarende krav 7 mm. Eventuelle deformasjoner i lagre skal inkluderes. Hvis den valgte fugekonstruksjon har strengere krav, eventuelle tilleggskrav til deformasjon skal disse overholdes. Kontrollen skal utføres i bruksgrensetilstand kombinasjon *ofte forekommende*.

Bruer skal ha riktig vertikal- og horisontalkurvatur for en lastsituasjon med alle permanente laster.

Nedbøyning av brukonstruksjonens brubane på grunn av permanente laster, inkludert langtidseffekter, kompenseres med overhøyde. Nødvendig overhøyde skal beregnes i bruksgrensetilstand kombinasjon *tilnærmet permanent*. Kombinasjonsfaktoren ψ_2 for variable laster skal settes lik 0.

For bruer med overliggende bæresystem, samt overgangsbruer, skal det kontrolleres at krav til fri høyde og bredde i henhold til 4.1 og 4.2 overholdes i bruksgrensetilstand kombinasjon *ofte forekommende*.

3.1.3 Svingninger

3.1.3.1 Vegbruer

Svingningsømfintlige vegbruer skal vurderes med hensyn til trafikantenes komfort og slitasje på bevegelige deler.

3.1.3.2 Gang- og sykkelbruer

Svingningsømfintlige gang- og sykkelbruer skal vurderes med hensyn til fotgjengernes komfort. Dynamiske laster fra vind og trafikk skal vurderes både i vertikal og horisontal retning.

NS-EN 1990 Endringsblad A1:2005 punkt 2.4.3.2 har anbefalinger om komfortkriterier for fotgjengere.

3.2 Konstruksjonsregler

3.2.1 Generelt

Det skal legges vekt på å oppnå vedlikeholdsvennlige konstruksjoner. Alle konstruksjonsdeler skal utformes med sikte på god og hensiktsmessig vannavrenning. Det skal være god tilgjengelighet til alle eksponerte flater slik at inspeksjon og vedlikehold kan gjennomføres på en sikker og effektiv måte.

3.2.2 Plassering av fuger, lagre og ledd

Fuger og lagre skal plasseres på en optimal måte med hensyn til framtidig vedlikehold. Antall fugekonstruksjoner per bru skal minimaliseres. To fuger uten bevegelige deler skal prioriteres foran én fuge med bevegelige deler. Videre skal en minimalisering av antall fuger prioriteres foran en minimalisering av antall lagre.

Bruer med kjørebane som strekkbånd eller separat strekkbånd i noenlunde samme nivå skal være uten ledd.

Buer og sprengverk plassert direkte på fundamentene skal enten innspennes eller forsynes med ledd. Ved ledd gjelder utskiftingskravene i 12.4.1 og 12.4.2. Øvrige deler av buen eller sprengverket skal være uten ledd. Eventuelle montasjeskjøter utenom overgang bue/sprengverk og fundament, skal ha samme dimensjonerende brukstid som hovedbærekonstruksjonen.

3.2.3 Fugefrie bruer

3.2.3.1 Generelt

I dette punktet er tilleggskrav til utforming og dokumentasjon av fugefrie bruer samlet.

Fugefrie bruer karakteriseres ved at de er uten fugekonstruksjon og at bruoverbygningen avsluttes direkte mot vegfyllingen. Belegningen føres kontinuerlig over overgangen. Vingemurer og endeskjørt støpes monolittisk med overbygning/tverrbærer.

Med hensyn til overbygningens opplagring i bruendene skilles det mellom:

- Bruer med forkyvelig opplagring i begge ender, se 3.2.3.2
- Bruer med én forkyvelig og én fastholdt ende, se 3.2.3.3

Plate- og bjelkebruer i armert betong skal utformes fugefritt når total brulengde $L_{tot} < 100$ m og fastholdning i bruas lengderetning er noenlunde midt på. Ved fastholding i en ende gjelder kravet for $L_{tot} < 50$ m.

For samvirkebruer og bruer i andre materialer kan grenser for total lengder beregnes/vurderes basert på temperaturutvidelseskoeffisienter, materialets reaksjonsegenskaper på temperaturendringer og anbefalt maksimal lengde for betongbruer.

3.2.3.2 Bruer med forskyvelig opplagring i begge ender

For bruer med forskyvelig opplagring i begge ender og brulengder som beskrevet i 3.2.3.1, er det tilstrekkelig å dokumentere kraftopptak i horisontalplanet dersom:

- Skjevhet i begge bruender $< 30^\circ$ (skjevheten måles som vinkelavviket fra en rett bru)
- Forholdet mellom bruendenes skjortbredde $< 1,1$ og skjortenes areal $< 1,2$
- Skjørtets høyde målt fra underkant plate eller bjelke til uk skjørt $\leq 2,5$ m, se Figur 4.7 og 4.8
- Horisontalkurvatur ≥ 300 m
- Det ikke er benyttet lette masser i noen av bruendene

De horisontale kreftene som påvirker brua i lengderetning skal opptas enten ved passivt jordtrykk mot endeskjørt, se 5.6.5, direkte ned i underbygningen, eller ved forankringsplate. Kontrollen skal gjøres i bruddgrensetilstanden.

Krefter i tverretning skal opptas direkte i underbygningen eller gjennom forankringsplate.

Dersom forutsetninger i prikkpunktene ikke er oppfylt skal det ved fugefri utforming gjøres en vurdering av risiko for oppsprekking av belegningen i henhold til 3.2.3.4.

3.2.3.3 Bruer med én forskyvelig og én fastholdt ende.

For bruer med én forskyvelig og én fastholdt ende og brulengder i henhold til 3.2.3.1, skal fastholdt ende dimensjoneres i bruddgrensetilstand for sidekrefter og krefter i bruas lengderetning.

Den forskyvelige enden skal kontrolleres for krefter på tvers i bruddgrensetilstand med kraftopptak enten direkte i underbygningen eller i forankringsplate.

3.2.3.4 Bruer med større total lengde

Dersom bruer med total brulengde større enn kravene i 3.2.3.1 skal utformes fugefritt gjelder også kravene i 3.2.3.2 og 3.2.3.3 til dokumentasjon av kraftopptak horisontalt. I tillegg skal risiko for oppsprekking av belegningen i overgang bru/løsmasser kontrolleres i bruksgrensetilstand kombinasjon *karakteristisk* for forskyvninger fra temperaturvariasjoner.

For forskyvelig ende skal temperaturen på brustedet med returperiode på 1 år legges til grunn for døgnvariasjoner og 5 år for ukevariasjoner. Deformasjon fra laster påført konstruksjonen, se 5.6, der lasten varierer mellom et døgn og en uke medtas. Deformasjonen skal ikke overskride 10 mm per døgn eller 20 mm per uke.

For fastholdt ende skal deformasjonene i overkant brubelegning tilfredsstillende følgende:

- Rotasjon om horisontal lagerakse (opplagerlinjen) for *karakteristisk* trafikklasten alene, i ugunstigste stilling på overbygningen. Eventuell sentrifugal virkning av trafikklasten skal inkluderes. Tillatt deformasjon er 10 mm.
- Rotasjon om vertikal akse (fastlageret) for *karakteristisk* vindlast alene. Tillatt deformasjon er 20 mm.

3.2.3.5 Overbygningens utkraging

Overbygningens utkraging forbi endeopplegg skal ikke være større enn 2,5 m. Utkragingen måles parallelt med bruas senterlinje fra oppleggets rotasjonsakse til overbygningens ende, se Figur 4.7. Kravet gjelder også ved vingeutforming som vist i Figur 4.8.

3.2.4 Bruer med fugekonstruksjon

Fugekonstruksjoner skal plasseres ved landkar.

For hengebruer kan det benyttes fugeplassering ved tårn. Eventuelle viadukter skal da fastholdes ved landkar.

For bevegelige bruer og ferjekaibruer gjelder egne regler gitt i 13.4 og 13.9.

For bruer med lavbrekk skal fugekonstruksjon plasseres minst 10 m fra lavbrekket. Det skal også kontrolleres at fugekonstruksjonen plasseres så langt fra lavbrekket at høydeforskjellen, målt inntil kantdrager, blir minimum 0,20 m.

Bruer med totallengde mindre enn 500 meter skal prøveprosjekteres med fastholding i lengderetning i den ene enden og med fuge i den andre. Kravet gjelder ikke buebruer med delvis over-/underliggende eller underliggende kjørebane, samt fritt frambyggbruer med monolittiske hovedsøyler.

I fastholdt ende skal deformasjonene inn mot fylling kontrolleres i henhold til siste avsnitt i 3.2.3.4.

To-fugeløsning skal velges dersom deformasjonskravene overskrides.

Fundamenteringsforhold kan også være begrensende for én-fugeløsningen dersom forholdene gir behov for opptak av store forankringskrefter.

Ved én-fugeløsning skal fastholdingsenden ha samme løsning som beskrevet i 3.2.3.

4 Utforming og krav til tilkomst

4.1 Krav til bredder

4.1.1 Kjørebane

Valg av tverrprofil for bruer skal foretas i henhold til *håndbok 017 Veg- og gateutforming*.

Kjørefeltbredder, fri bredde mellom rekkverk etc. skal føres uendret over brua.

Minstebredden mellom rekkverk som avgrenser kjørebane skal være 7,5 m for 2-feltsveg og 6,5 m for 1-feltsveg.

Ved overliggende bærekonstruksjon, skal denne ha en sikkerhetsavstand $a \geq 0,5$ m til trafikkprofilen. Forutsetningen er brurekkverk i klasse H2. Hvis det brukes rekkverk med deformasjonsbredde større enn 0,5 m, skal den største verdien brukes, se *håndbok 231 Rekkverk*.

Se også Figur 4.1 og 4.2.

For at større reparasjoner av brudekkets overside, utskifting av fugekonstruksjon eller membran-/ slitelagsarbeider skal kunne gjennomføres i 2 etapper, uten stengning, skal det forutsettes følgende minste fri bredde:

- for vanlig trafikk: 7,5 m
- inkludert spesialtransporter: 8,0 m

Eventuell kurveutvidelse kommer i tillegg.

For bruer med fri bredde $< 8,0$ m skal det gjennomføres en risiko og sårbarhetsanalyse (ROS) for å kontrollere om framkommeligheten er tilfredsstillende.

Behovet for ekstra oppleggsplass for snø skal vurderes for smale overgangsbruer. Som tiltak skal utvidelse av skulder vurderes.

4.1.2 Fortau

Fortau skal føres over bruer med samme bredde som tilstøtende fortau, se *håndbok 017 Veg- og gateutforming*. Fortauet skal være adskilt fra kjørebane med minimum 0,15 m høy føringskant målt fra topp slitelag i kjørebane. Ved lavere kant skal det tas hensyn til økte trafikkklaster i henhold til *NS-EN 1991-2*.

4.1.3 Gang- og sykkelanlegg

Gang- og sykkelanlegg skal føres over bruer med samme fri bredde som for tilstøtende gang- og sykkelveg, se *håndbok 017 Veg- og gateutforming*.

Innerrekkverket skal være i henhold til *håndbok 231 Rekkverk*.

4.1.4 Gang- og sykkelbruer

Separate bruer for gangtrafikk eller gang- og sykkeltrafikk skal ha minimum fri bredde som tilstøtende gang- og sykkelveg. Det samme gjelder løsning der gående og syklende er skilt fra hverandre med fortauskant, se *håndbok 017 Veg- og gateutforming*.

Som overgangsbru skal behov for ekstra oppleggsplass for snø vurderes.

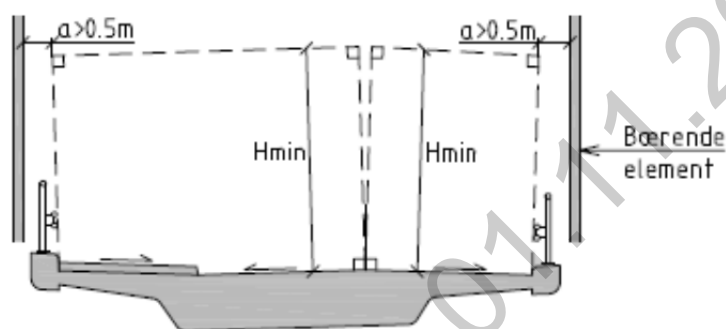
4.1.5 Sikkerhetsrom

Sikkerhetsrom er et område mellom to rekkverk som ikke er beregnet på gang- og sykkeltrafikk, men som skal tjene som sikkerhetsområde/evakueringsveg ved vedlikehold/nødstopp/ulykker. Sikkerhetsrommet skal ha en fri bredde på minimum 0,75 m.

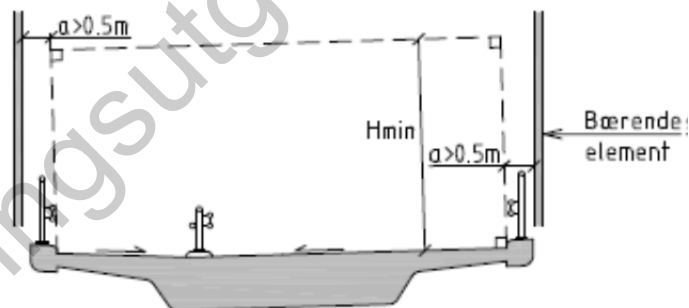
4.1.6 Fri bredde over rekkverk

For enkelte brutyper stilles det krav til sidevegs klaring til bærende elementer, eksempelvis skråstag, hengestenger, fagverksstaver etc.

For vegbruer skal sideavstanden være minimum $a = 0,5$ m, som definert i Figur 4.1 og 4.2. Separate bruer for gangtrafikk eller gang- og sykkeltrafikk skal ha minimum sideavstand $a = 0,2$ m.



Figur 4.1 - Fri høyde og bredde over kjørebane med takfall



Figur 4.2 - Fri høyde og bredde over kjørebane og gang-/sykkelanlegg med ensidig tverrfall

4.2 Krav til høyder over og under bruer

4.2.1 Fri høyde for vegtrafikk under bru og for bærende elementer over kjørebane

Krav til fri høyde på vegnettet er gitt i *håndbok 017 Veg- og gateutforming*. Krav til fri høyde i tunnelportaler er gitt i *håndbok 021 Vegtunneler*.

Det samme høydekravet gjelder for bruer med overliggende bærekonstruksjoner. Kravet gjelder fra overkant belegning til underkant konstruksjon. Høydekravet gjelder også for fortau og gang- og sykkelanlegg. Fri høyde skal måles fra nivå med overkant slitelag i kjørebane, se Figur 4.1 og 4.2.

4.2.2 Fri høyde for gang- og sykkeltrafikk under bruer og i underganger

Krav til fri høyde for bruer over gang- og sykkelveg og for underganger er gitt i *håndbok 017 Veg- og gateutforming*.

4.2.3 Fri høyde i sideterreng for trafikkert veg under bruer

Inntil veg uten rekkverk er det definert krav til fri høyde i sikkerhetssonen avhengig av avstand fra kjørebane kant. Konstruktive elementer eller deler av disse som ligger lavere enn høydekravet, utløser krav om vegrekkverk.

Håndbok 231 Rekkverk Figur 2.6 gir krav til fri høyde i sikkerhetssonen.

Ved beregning av påkjøringslaster vises det til [5.7.2](#).

4.2.4 Fri høyde over vassdrag

Fri høyde over vassdrag skal velges slik at flomvannstanden tilsvarende en flom med returperiode på 200 år, har minst 0,5 m klaring mot overbygningen. For bruer over vassdrag skal det velges robuste brutyper som motstår eventuelle støt fra drivende gjenstander.

Bruer med kassetverrsnitt kan vanligvis vurderes som mer robust mot slike støt enn bjelkebruer.

Reglene gjelder ikke for kulverter som brukes til vanngjennomløp i fyllinger.

4.2.5 Fri høyde for jordbrukstrafikk

Krav til fri høyde for bruer over jordbrukstrafikk er gitt i *håndbok 017 Veg- og gateutforming*.

4.2.6 Fri høyde og bredde for jernbanetraffikk

Det vises til Jernbaneverkets og andre baneeieres tekniske regelverk.

4.2.7 Fri høyde over fjorder og sund

4.2.7.1 Fri høyde utenom farled

Fri høyde over fjorder og sund skal velges slik at overbygningen unngår direkte kontakt med sjøen med god klaring.

I områder med moderat bølgehøyde (ca. 0,5 m) skal minste frie høyde for bruer være den største av HAT + 2,5 m og MV + 3,5 m. I områder med større bølgehøyder skal fri høyde vurderes spesielt.

Reglene gjelder ikke for kulverter som brukes til vanngjennomløp i fyllinger.

4.2.7.2 Fri høyde over farled

Kystverket gir generelle rammer for utforming og standard for de ulike typer farleder, blant annet krav til fri seilåpning med plassering for bruer over fjorder og sund. Ved bygging av slike bruer skal det dermed foreligge tillatelse etter havne- og farvannsloven.

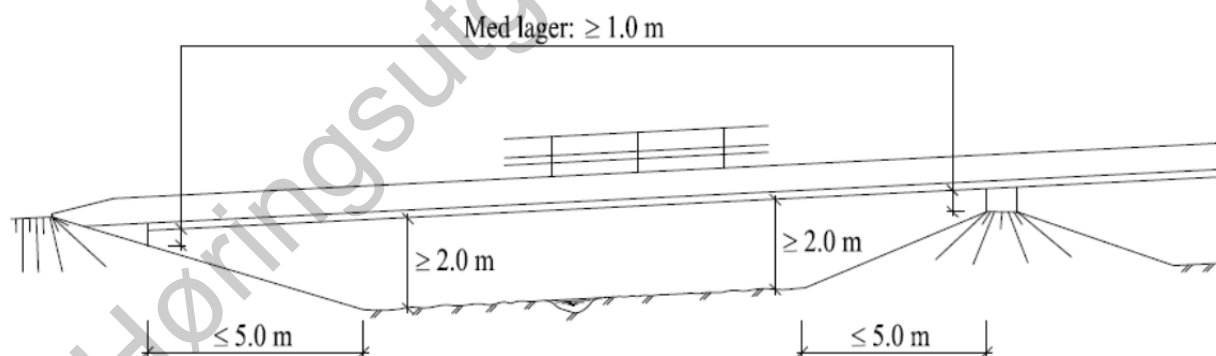
Det skal legges inn tilstrekkelige marginer i bruas vertikalkurvatur som sikrer at kravet til fri seilåpning er oppfylt gjennom hele bruas dimensjonerende brukstid.

4.2.8 Fri høyde over terreng

Minste fri høyde fra terreng til underkant bru skal være 2,0 m.

For landkar eller søyle med lager, skal minste fri høyde inntil frontmur eller søyle være 1,0 m, se Figur 4.3.

Avtrapping kan foretas i bruas lengderetning over maksimalt 5,0 m lengde.



Figur 4.3 - Fri høyde over terreng. Målt vertikalt fra terrengnivå til underkant bru

4.3 Krav til linjeføring

Linjeføring over bruer skal være i henhold til *håndbok 017 Veg- og gateutforming punkt E.9*. Det vises spesielt til krav om økt minste radius i horisontalkurve på bruer i forhold til veg.

Spesielle krav til linjeføring vil gjelde for fritt frambyggbruer, hengebruer, skråstagbruer, bevegelige bruer, steinhvelvbruer, segmentbruer og flyte-/rørbruer.

4.4 Utforming av detaljer

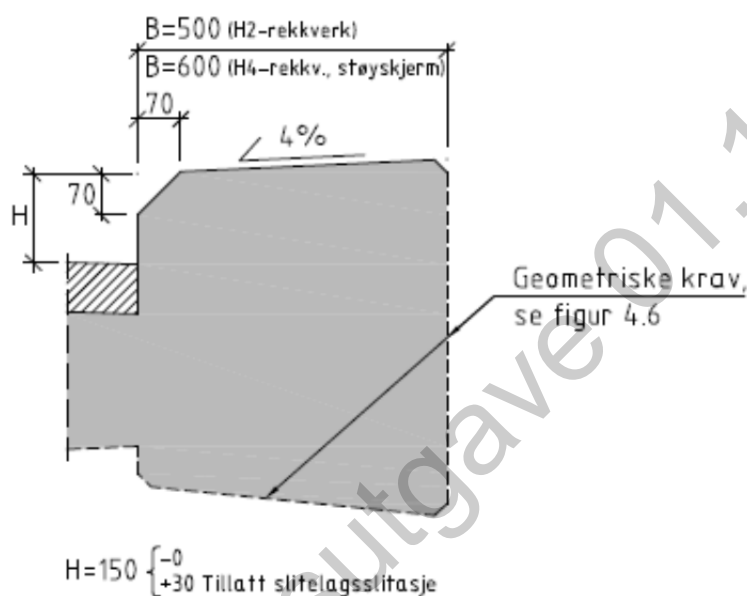
4.4.1 Brurekkverk og kantdrager

Bruer og andre bærende konstruksjoner i veglinja med tilsvarende sikringsbehov, skal ha rekkverk i henhold til *håndbok 231 Rekkverk*.

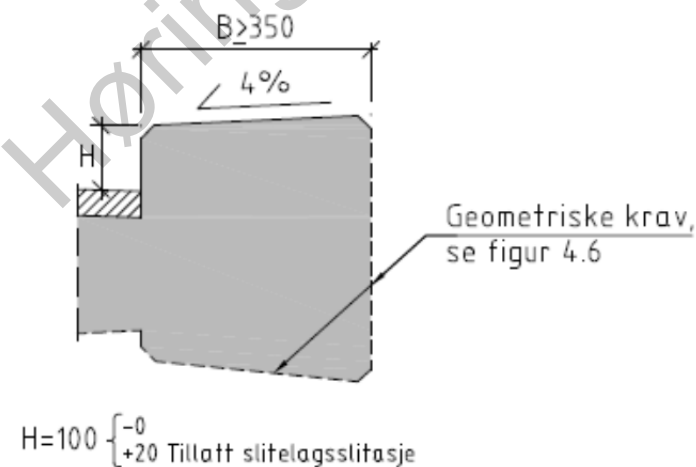
Over veg, gang- og sykkelveg, jernbane, parkeringsarealer eller områder med andre former for aktivitet, skal brudekkets ytterkanter være utformet slik at kontrollert vannavrenning oppnås, samt at risikoen for at småstein eller andre løse gjenstander på brua kan falle ned på underliggende områder minimaliseres.

Detaljerte geometrikrav til kantdrager framgår av Figur 4.4 - Figur 4.6.

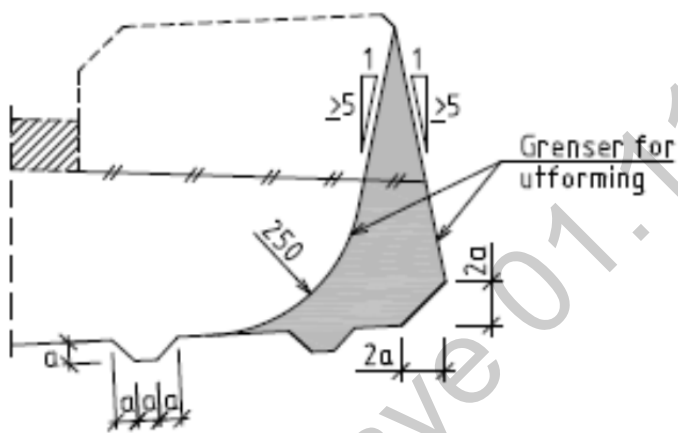
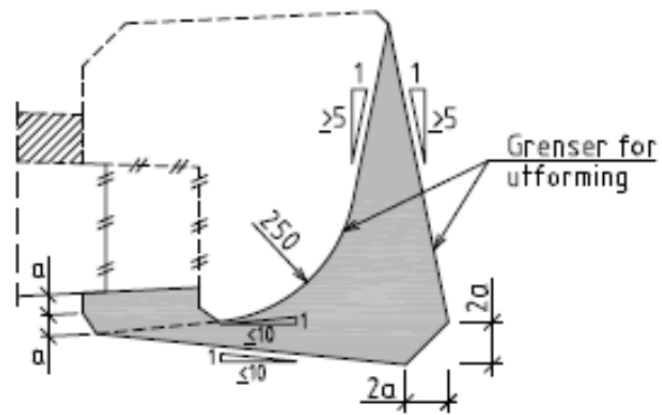
Bruenes ytterkanter skal ha dryppneser, uavhengig av krav til kantdrager eller ikke. Hengebruene med behov for aerodynamisk utformet tverrsnitt er unntatt fra dette kravet.



Figur 4.4 - Kantdrager for vegbruene. Geometrikrav til inner- og overkant.



Figur 4.5 - Kantdrager for separate gang- og sykkelbruene. Geometrikrav til inner- og overkant.

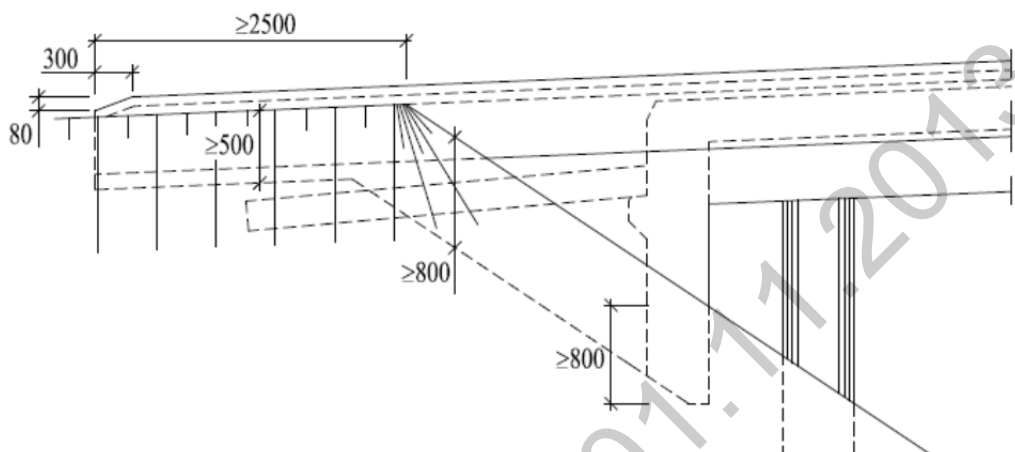


Figur 4.6 - Geometrikrav til ytter- og underkant kantdrager inkludert dryppnese. $a \geq 25$ mm

4.4.2 Landkarvinger

For landkarvinger orientert parallelt med kjøreretningen, skal vingeavslutningen føres minimum 2500 mm inn i den horisontale delen av fyllingskjeglen. Vingedybden ved avslutningen skal være minimum 500 mm målt i forhold til ok slitelag, se Figur 4.7.

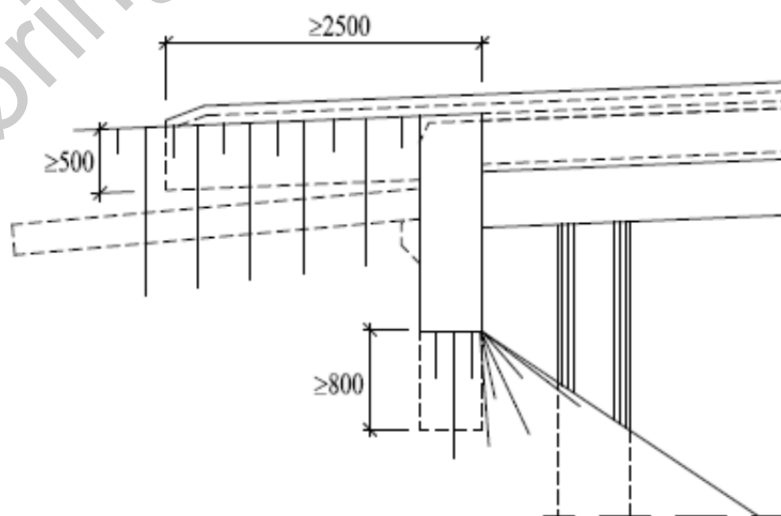
Endeskjørt på fugefrie bruer og tilsvarende konstruksjonsdel på skivelandkar skal på luftsiden ha minimum dybde 800 mm under fyllingsnivå. Kravet gjelder også vingene generelt, se Figur 4.7.



Figur 4.7 – Landkarvinger parallelt med kjøreretning

For landkarvinger med kantdragerhøyde $H = 150$ mm, som vist på Figur 4.4, skal overkant kantdrager brekkes ned 80 mm over en lengde på 300 mm mot enden, se Figur 4.7. Innside kantdrager skal avfases 70 mm x 70 mm. Avfasing av kantdrager skal følge overkant helt til vingeende.

Dersom landkarvinger og kantdragere er orientert i ulik retning, skal bruas kantdrager føres 2500 mm videre inn i fyllinga parallelt med kjøreretning, se Figur 4.8. Dybden under ok slitelag skal være minimum 500 mm og være monolittisk forbundet med overbygningen.



Figur 4.8 – Landkarvinger og kantdrager orientert i ulik retning

4.4.3 Overgangsplater

4.4.3.1 Generelt

Dette punktet omhandler geometrikrav. For krav til dimensjonering, se kapittel 7.

For å redusere ulempene ved eventuelle setninger i overgang til vegfylling, skal bruer og andre konstruksjoner forsynes med overgangsplate i henhold til følgende minimumsregler:

Når fyllingshøyden inntil bruenden er større enn 3,0 m skal det brukes overgangsplate. Fyllingshøyden F regnes fra overkant (ok) landkarsåle eller setningsfri fast grunn til ok slitelag. For planlagt fartsgrense over 50 km/t skal overgangsplaten ha en lengde på minimum 4,0 m målt vinkelrett på oppleggsaksen. For vegtyper planlagt for fartsgrense 50 km/t eller lavere, samt gang- og sykkelveger, skal lengden være minimum 3,0 m. Kravene gjelder for bruer med tradisjonelle landkar og skivelandkar, samt for løsmassetunneler, kulverter etc. med tilnærmet firkanttverrsnitt og trafikk over.

Det kreves ikke overgangsplate når overfyllingshøyden D , fra ok konstruksjon til ok slitelag, er minimum 1,5 m ved planlagt fartsgrense ≤ 50 km/t og minimum 2,5 m ved tillatt fartsgrense > 50 km/t, se Figur 4.10. Det kreves heller ikke overgangsplate for bruer på driftsveg eller for konstruksjoner med avrundet tverrsnitt, for eksempel sirkulært eller ellipseformet.

Løsmassetunneler, kulverter og tunnelportaler (trafikk inne i løpet) med hel bunnplate fundamentert på løsmasser, peler eller lignende, skal ha overgangsplate i bunnplatens ender i henhold til reglene for den aktuelle vegtype. Høydekravene gjelder fra berg eller setningsfri, fast grunn. Se for øvrig Figur 4.9 og 4.10.

Hvis fyllingen inntil en konstruksjon er bygd opp av lette masser (ekspandert polystyren, lettklinker etc.), skal det brukes overgangsplate uansett fyllingshøyde.

4.4.3.2 Fugefrie bruer

Fugefrie bruer skal ha overgangsplate i henhold til 4.4.3.1.

Lengden av overgangsplaten skal økes med minimum 1,0 m dersom summen av søylebreddene ($B_1 + B_2 + \dots$) $< B_{\text{tot}}/2$, der B_{tot} er total skjørtbredde, se Figur 4.20. Alle mål er parallelt søyleaksen.

For fugefrie bruer med total brulengde $L_{\text{tot}} \geq 100$ m og fastholdning i bruas lengderetning er noenlunde på midten eller $L_{\text{tot}} \geq 50$ m og fastholdning i en ende, skal lengden av overgangsplaten økes med minimum 1,0 m uansett.

4.4.3.3 Krav til overfylling

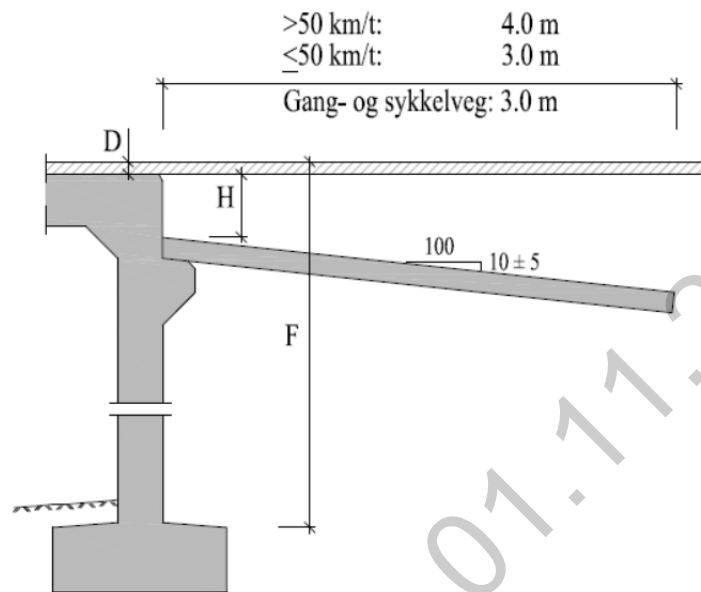
Ved belegning (membran og slitelag) direkte på konstruksjonen, skal høyden fra ok overgangsplate til ok konstruksjon være $0,2 \text{ m} \leq H \leq 1,0 \text{ m}$ i platens oppleggsakse. Dersom trekkerør for kabler plasseres oppå overgangsplate, gjelder høydekravet $\geq 0,2$ m fra ok trekkerør eller ok betong for innstøpning av de samme rør.

For konstruksjoner i fylling, for eksempel kulverter med rektangulært tverrsnitt og med overfyllingshøyde $D \geq 0,3$ m, kan ok overgangsplate ligge i samme nivå som ok konstruksjon i platens oppleggsakse.

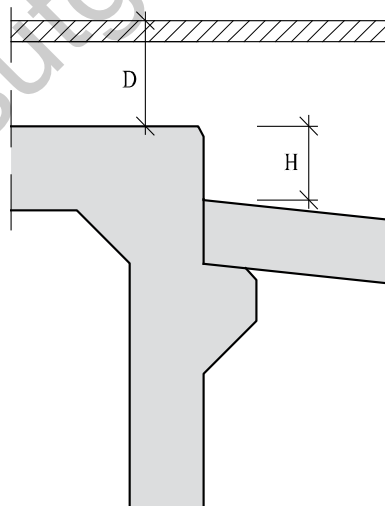
4.4.3.4 Krav til bredder og fall

Overgangsplatens utstrekning i vegens tverretning skal være slik at den dekker under skuldrene uten å komme i konflikt med rekkverksstolper, lysmastfundament etc. For å unngå samme konflikt stilles det ikke krav til overgangsplate under midtdeler.

Ok overgangsplate skal ha fall på $(10 \pm 5):100$ fra opplegget, se Figur 4.9.



Figur 4.9 - Overgangsplate for konstruksjon uten overfyllmasser med belegning direkte på takplate



Figur 4.10 - Overgangsplate for konstruksjon med overfyllmasser

4.5 Geometrikrav til hulrom

4.5.1 Generelt

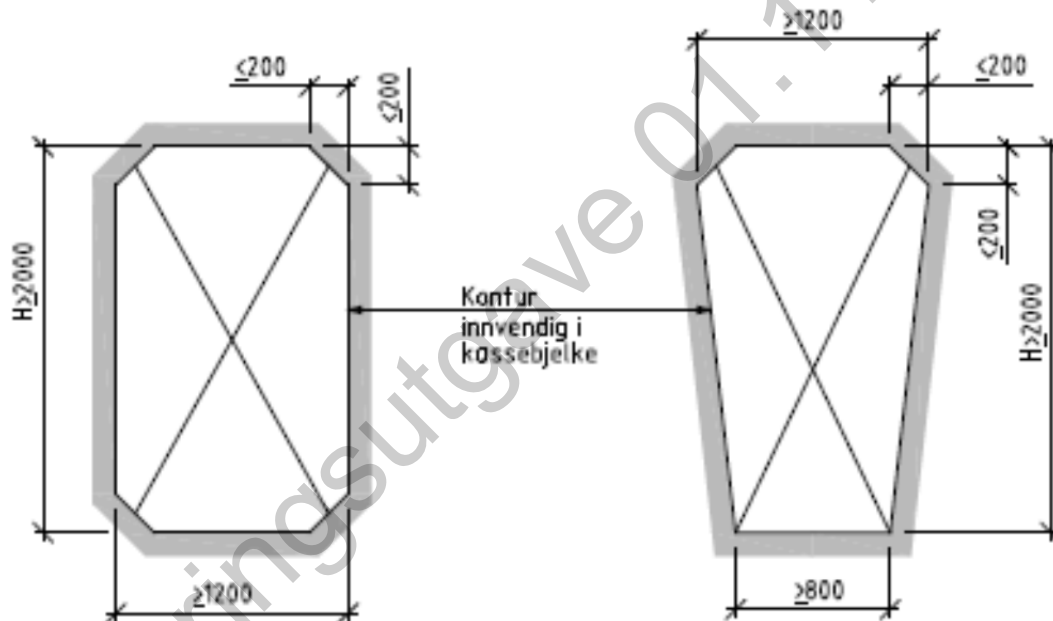
Det skilles mellom hvorvidt hulrom skal inspiseres fra innsiden eller ikke. Typiske konstruksjonselementer som skal inspiseres innvendig er kassebruer, samt hultverrsnitt i tårn, søyler, buer og rigler. For kassebruer i stål som er prosjektert lufttett etter prinsippene i 8.5.2.2 stilles det ingen krav til tilkomst for innvendig inspeksjon.

4.5.2 Hulrom i kassebruer med inspeksjonskrav

4.5.2.1 Generelt

Kassetverrsnitt, med konstant kassehøyde, som forutsettes tilgjengelig for innvendig inspeksjon i henhold til *håndbok 136 Inspeksjonshåndbok for bruer* skal ha minimum innvendig kassehøyde $H = 2000$ mm.

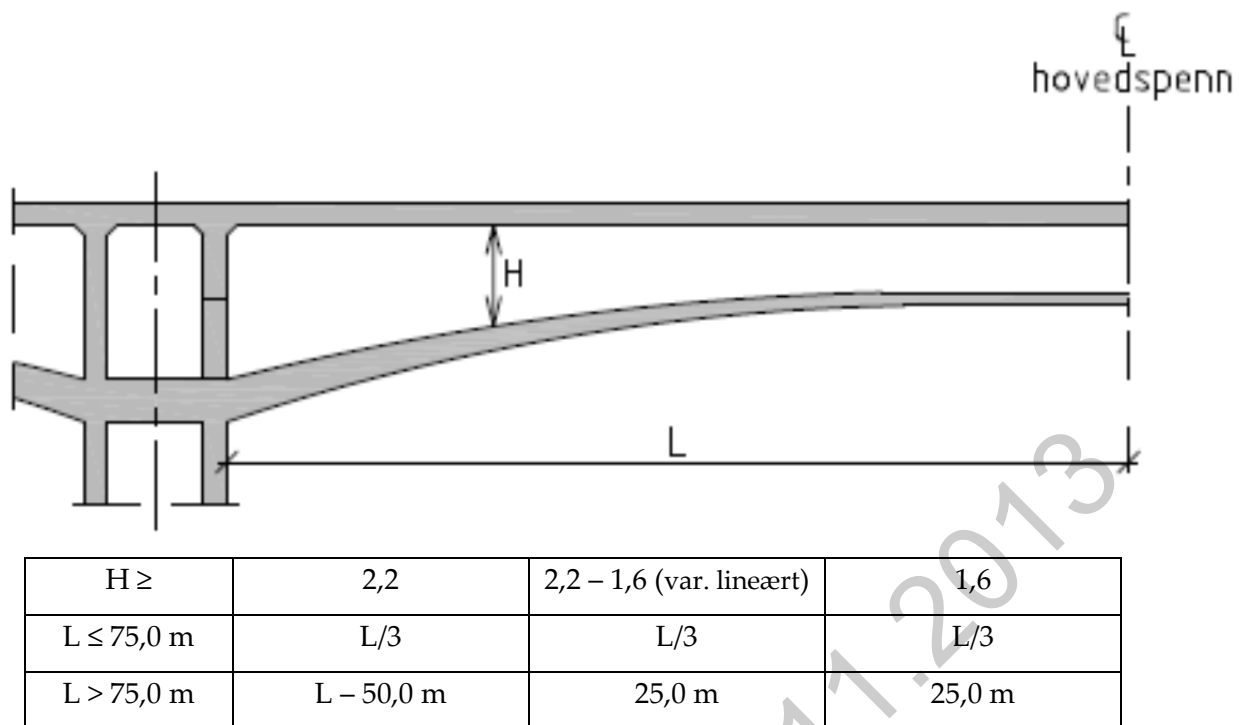
Kassetverrsnitt skal ha minimum innvendig fri bredde i henhold til Figur 4.11. For minste bredde skal vouter ikke være større enn 200×200 mm.



Figur 4.11- Kassetverrsnitt. Minimums- og maksimumsmål innvendig med og uten fremmedinstallasjoner

For bruer med variabel innvendig kassehøyde er minimumshøyden redusert til $H = 1600$ mm, begrenset til den minste av lengdene $L/3$ eller $25,0$ m, se Figur 4.12. Samme lengdebegrensning gjelder for det midtre område i tabellen i samme figur.

Minimumshøyden øker der lineært fra 1600 til 2200 mm. For det gjenværende område er høydekravet på minimum 2200 mm.

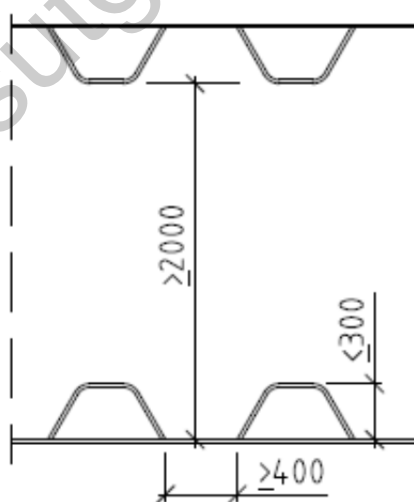


Figur 4.12 – Fri høyde for kassetverrsnitt med variabel høyde. Mål i meter.

4.5.2.2 Spesiell høyderegel for stålkasser

For stålkasser gjelder krav til innvendig høyde som beskrevet i 4.5.2.1.

Hvis bunnplata er avstivet med for eksempel trapesstivere og avstanden mellom stiverne er ≥ 400 mm gjelder kravet til innvendig høyde fra overkant bunnplate mellom stiverne, se Figur 4.13.



Figur 4.13 – Kassetverrsnitt i stål, utsnitt

4.5.3 Hulrom i søyler, tårn og rigler

Hulrom i tårn og søyler skal være på minimum 1200 x 1200 mm eller \varnothing 1400 mm. For firkantet hulrom med minstedimensjon skal vouter ikke være større enn 200 x 200 mm.

Krav til utstyr som trapper, gangbaner etc. er angitt i 12.8.1.2.

For rigler med hultverrsnitt gjelder de samme geometrikrav som for kassebruer, se 4.5.2.

4.5.4 Hulrom i buebruer

For buer utformet som hultverrsnitt gjelder de samme geometrikrav som for kassebruer, se 4.5.2.

4.6 Dører, luker og mannhull

4.6.1 Generelt

Dører er orientert stående og skal tette åpninger i vertikale elementer som vegger, tverrbærere, tverrskott og landkarvegger.

Luker er orientert liggende og skal tette åpninger i horisontale element som bunnplater i kassebruer og gulv i overgang rigler og søyler/tårn. Luker skal ikke plasseres i kjørebane, skulder og gang- og sykkelareal.

Mannhull vil kunne være orientert både stående og liggende, og er uten lukke-/stengemekanisme.

For buer kan det være aktuelt å orientere/montere dør, luke eller mannhull på skrå.

4.6.2 Plassering av dører, luker og mannhull

Bruer med kassetverrsnitt skal ha tilkomstmulighet i begge bruender. I fugefrie bruender skal tilkomsten skje gjennom luke i bunnplata. Bruender med fugekonstruksjon skal ha tilkomst gjennom åpning i endetverrbærer.

Tårn eller buer der deler av konstruksjonen er over kjørebanenivå, skal ha dør i nevnte nivå samt ved fundament-/terrengnivå.

Alle innvendige rom skal forsynes med mannhull slik at de er tilgjengelige for inspeksjon.

For å sikre mot at uvedkommende kan ta seg inn i konstruksjonens indre skal ytterdører og luker være låsbare, se også 12.8.1.1.

4.6.3 Geometrikrav til dører, luker og mannhull

4.6.3.1 Dører og mannhull i vertikale flater

Krav til minimum fri høyde h_{\min} skal være som angitt i Tabell 4.1. Kravet er avhengig av veggens tykkelse (t).

Dører og mannhull skal ha minimum fri bredde i henhold til Figur 4.14.

Hjørner på dører og mannhull kan kuttes 45 grader 100 mm inn på hver sidekant. Alternativt kan hjørner avrundes med radius $R = 200$ mm.

| | | | | | | | | |
|--------------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|---------|
| t [mm] | ≤ 200 | 600 | 1 000 | 1 400 | 1 800 | 2 200 | 2 600 | ≥ 3 000 |
| h_{\min} [mm] | 1 000 | 1 200 | 1 300 | 1 400 | 1 500 | 1 600 | 1 700 | 1 800 |

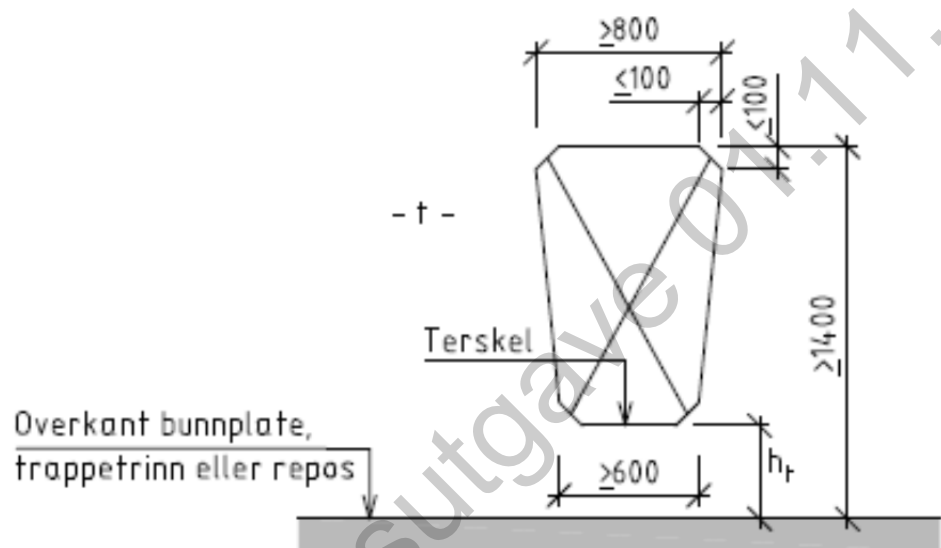
Tabell 4.1: Fri høyde for dører og mannhull i vertikale flater

For innvendig kassehøyde $H \geq 2800$ mm, skal fri høyde h være ≥ 2000 mm uavhengig av veggens tykkelse.

Overkant åpning på dør eller mannhull skal være minst 1400 mm over bunnplate, oppbygd trappetrinn eller repos, se Figur 4.14.

Terskelhøyde h_t målt fra overkant bunnplate, trappetrinn eller repos skal være:

- $h_t \leq 400$ mm for veggtykkelse $t \leq 200$ mm
- $h_t \leq 200$ mm for veggtykkelse $t > 200$ mm.



Figur 4.14 – Typiske mål for dører og mannhull i vertikale flater. Breddereduksjon i åpningens bunn gjelder kun for mannhull.

For tverrskott, tverrbærere etc. oppbygd som fagverk skal mannhullets minstekontur kunne passere gjennom fagverket uten konflikt.

For krav til eventuelle trapper, repos etc., se 12.1 og 12.8.

4.6.3.2 Luker og mannhull i horisontale flater

Luker og mannhull skal i horisontale flater ha fri åpning på minimum 800×800 mm, eventuelt $\varnothing 900$ mm. Krav til luker er gitt i 12.8.1.1.

4.7 Tilkømt

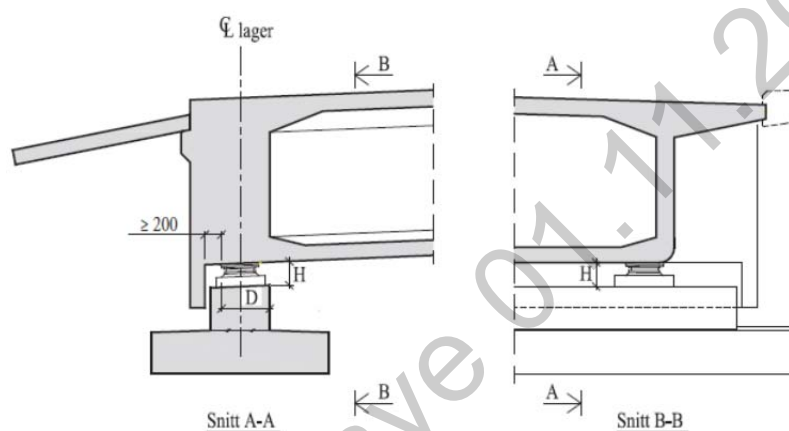
4.7.1 Tilkømt til lagre

I områder ved lagre skal konstruksjoner utformes med tilstrekkelig fri åpning for å sikre tilgjengelighet ved inspeksjons-/vedlikeholdsarbeider, uavhengig av brukonstruksjonens materiale.

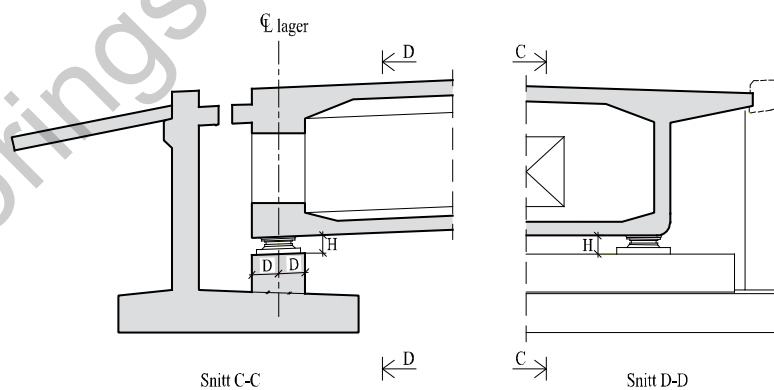
Avhengig av dybden D skal høyde H være som følger, se Figur 4.15 til 4.18:

| | |
|--|-------------------------|
| $D < 400 \text{ mm}$: | $H \geq 200 \text{ mm}$ |
| $400 \text{ mm} \leq D \leq 1200 \text{ mm}$: | $H \geq 0,5 D$ |
| $D > 1200 \text{ mm}$: | $H \geq 600 \text{ mm}$ |

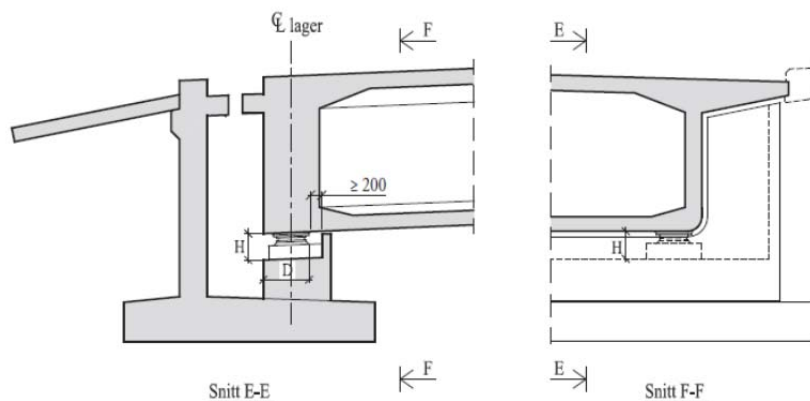
Størrelsen på H skal vurderes spesielt for konstruksjoner med glidelagre som har store bevegelser.



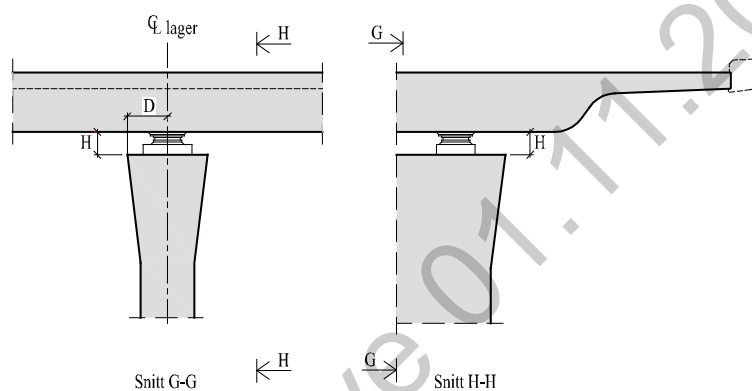
Figur 4.15 - Krav til frihøyde ved lagre – 1-sidig tilkømt/fastlager



Figur 4.16 - Krav til frihøyde ved lagre – 2-sidig tilkømt/bevegelig lager



Figur 4.17 - Krav til frihøyde ved lagre – 1-sidig tilkomst/bevegelig lager

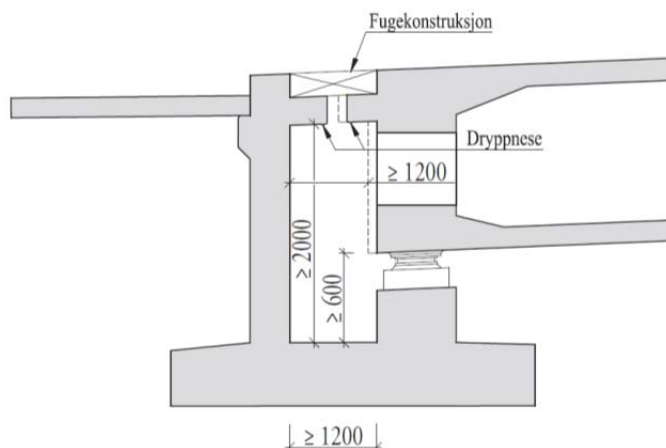


Figur 4.18 - Krav til frihøyde ved lagre – 2-sidig tilkomst/fast eller bevegelig lager

4.7.2 Tilkomst til fuger

Fuger skal være lett tilgjengelige for inspeksjon uavhengig av brukonstruksjonens materiale.

Under fugekonstruksjonen skal det være tilgjengelighet for inspeksjon i hele dens lengde. Inspeksjonsrommet skal ha et tverrsnitt på minimum $B \times H = 1200 \text{ mm} \times 2000 \text{ mm}$, se Figur 4.19. Hvis rommet bygges inn i landkaret, skal det dreneres. Det skal tas hensyn til overbygningens utvidelse.



Figur 4.19 - Fugerom

4.7.3 Tilkomst rundt søyler og mellom søyler og vegg

Følgende krav skal sikre tilfredsstillende tilkomst rundt søyler/veggsøyler i samme akse, se Figur 4.20:

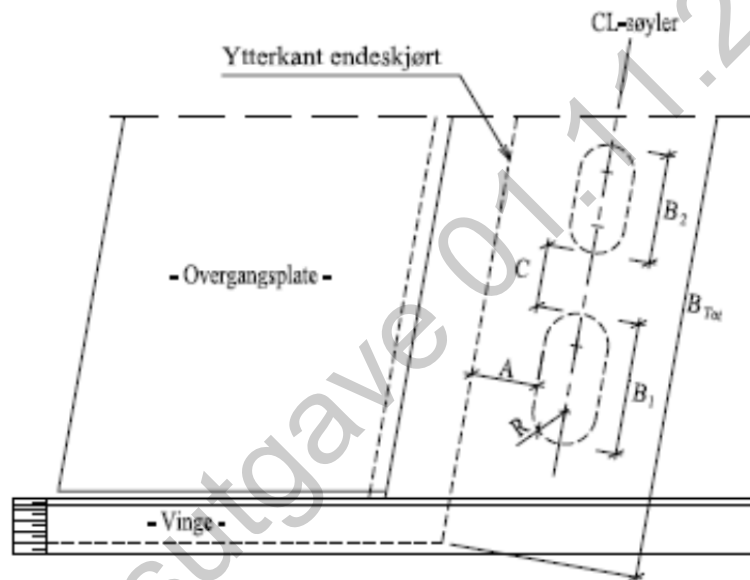
- Minste avstand mellom søyler/veggsøyler i samme akse, $C \geq 1000$ mm
- Minste avstand mellom søyler/veggsøyler og ytterkant endeskjørt er gitt som:

$$1500 \text{ mm} \geq A \geq 600 \text{ mm} + 1/2 (B - 2R) \quad (4.1)$$

hvor:

$(B - 2R)$ settes inn for den søylen som gir størst verdi.

For sirkulære søyler settes $B = 2R$. For rektangulære søyler settes $R = 0$.



Figur 4.20 - Tilkomst rundt søyler og avlangt søyletversnitt

5 Laster

5.1 Generelt

Dette kapitlet inneholder regler for klassifisering av påvirkninger og beregning av karakteristiske laster. Særskilte regler for trafikklaster er gitt i *Forskrift for trafikklaster*.

Kapitlet omfatter alminnelig opptredende påvirkninger og forutsettes ikke å dekke alle spesialtilfeller. Det skal derfor alltid vurderes om et aktuelt tilfelle er dekket av reglene i kapitlet.

5.2 Klassifisering av påvirkninger

Laster skal klassifiseres etter deres variasjon over tid på følgende måte:

- permanente påvirkninger
- variable påvirkninger
- ulykkespåvirkninger

Indirekte påvirkninger forårsaket av påførte deformasjoner vil enten være permanente eller variable.

Den karakteristiske verdien av påvirkningen skal benyttes som grunnlag for beregning av dimensjonerende lastvirkning. Verdier av en karakteristisk påvirkning vil være avhengig av om den opptrer i midlertidige faser, under normal bruk, under unormal påvirkning eller i en skadetilstand.

Påvisning av utmatting skal gjøres ved en definering av lasthistorien. Karakteristisk last og antall vekslinger bestemmes som forventet lasthistorie over konstruksjonens dimensjonerende brukstid.

5.3 Permanente påvirkninger

5.3.1 Generelt

Permanente påvirkninger ventes å være tilnærmet konstante innenfor det tidsrom som betraktes. Som permanent påvirkning regnes følgende:

- tyngde av konstruksjonen (egenlast)
- tyngde av permanent ballast og utstyr som ikke vil bli fjernet
- ytre vanntrykk regnet ut fra midlere vannstand eller midlere grunnvannstand og med midlere tetthet
- jordtrykk, vekt av jord og eventuelle andre fyllmasser

5.3.2 Egenlaster

5.3.2.1 Generelt

Som egenlast regnes tyngden av alle permanente deler av konstruksjonen. Det skal ikke tas hensyn til konstruksjonstoleranser ved beregning av egenlasten.

For beregning av egenlast for ulike konstruksjonsmaterialer vises det til kapittel 7, 8, 9 og 10, samt NS-EN 1991-1-1.

I tilfeller hvor nøyaktig bestemmelse av størrelse og fordeling av konstruksjonens egenlast er spesielt viktig for konstruksjonens sikkerhet, som ved kontroll av veltestabilitet og lageroppløft, skal det tas hensyn til usikkerheter i fordelingen av egenlasten.

5.3.2.2 Belegning

Dimensjonerende belegningsvekt skal alltid inkluderes i egenlasten. Krav til dimensjonerende vekt er gitt i dette punktet, mens valg av belegningsklasser er behandlet i 12.2.

Dimensjonerende belegningsvekt skal fastlegges i hvert enkelt tilfelle. Minimumskrav til dimensjonerende belegningsvekter i kjørebane er gitt i Tabell 5.1.

Fortau over vegbruer skal dimensjoneres for en belegningsvekt på minimum 1,5 kN/m² (60 mm) i tillegg til vekten av selve fortauet, se også 12.2.5.7.

| Største spennvidde l [m] | | | |
|-----------------------------------|-----------------------------------|-----------------------------------|----------------------------------|
| l ≤ 10 | 10 < l ≤ 50 | 50 < l ≤ 200 | l > 200 |
| 5,0 kN/m ² (200 mm) | 3,0 kN/m ² (120 mm) | 2,5 kN/m ² (100 mm) | 2,0 kN/m ² (80 mm) |

Tabell 5.1 - Minstekrav til dimensjonerende belegningsvekter i kjørebane med brudekker i betong, stål eller tre

Gang- og sykkelanlegg og separate gang- og sykkelbruer skal dimensjoneres med minimumskrav til belegningsvekter som angitt i Tabell 5.2.

| Største spennvidde l [m] | |
|----------------------------------|----------------------------------|
| l ≤ 200 | l > 200 |
| 2,0 kN/m ² (80 mm) | 1,5 kN/m ² (60 mm) |

Tabell 5.2 - Minstekrav til dimensjonerende belegningsvekter for bruer med gang- og sykkeltrafikk med brudekker i betong, stål eller tre

Bevegelige bruer skal dimensjoneres for minimum 2,0 kN/m² i kjørebane og 1,0 kN/m² på fortau og gang- og sykkelanlegg ved spennvidder større enn 10 meter.

Bruer med gjennomgående vegoverbygning skal dimensjoneres for denne vekten i tillegg til belegningsvektene i Tabell 5.1 og 5.2.

5.3.3 Vanntrykk

Vanntrykk bestemmes som angitt i NS-EN 1997-1 og håndbok 016 Geoteknikk i vegbygging. Variabel del av vanntrykket er behandlet i 5.5.5.

5.3.4 Jordtrykk

5.3.4.1 Generelt

Jordtrykk bestemmes som angitt i NS-EN 1997-1 og håndbok 016 Geoteknikk i vegbygging. Trykk fra andre typer fyllmasser skal bestemmes særskilt.

Vekt av jord og jordtrykk kan anses som permanent unntatt i tilfeller hvor jord eller eventuelle andre fyllmasser må antas å kunne bli fjernet eller tilført. I slike tilfeller skal den tilhørende endring i last anses som variabel og fri last.

5.4 Variable påvirkninger

5.4.1 Generelt

Laster fra variable påvirkninger er laster som varierer i tid, og omfatter:

- trafikklast
- støt- og fortøyningslaster fra ferje
- naturlaster
- andre variable laster som:
 - last fra variabel ballast og utstyr som kan fjernes
 - laster påført konstruksjonen i midlertidige faser som fabrikasjon, installering, spesielle kortvarige operasjoner, fjerning etc.

Karakteristiske verdier for normerte trafikklast, unormal trafikklast og støt- og fortøyningslaster fra ferje er gitt i NS-EN 1991-2, samt særskilte regler i Forskrift for trafikklast. Karakteristisk verdi for "andre variable laster" defineres som den ugunstigste forventede last ut fra de aktuelle forhold.

5.4.2 Midlertidige laster

Det skal tas hensyn til midlertidige laster fra:

- materialer og utstyr som lagres på konstruksjonen eller tilstøtende vegfylling
- utstyr og transport som er nødvendig for utførelsen

Størrelsen på lastene bør bestemmes i samråd med entreprenøren.

Hvis ikke nøyaktigere beregninger eller undersøkelser gjennomføres, skal det for anleggstrafikk som trafikkerer konstruksjonen i byggefasen, regnes et dynamisk tillegg på 20 % av kjøretøyets totallast. Hastigheten for slik trafikk skal begrenses til maksimalt 40 km/t.

5.5 Naturlaster

5.5.1 Generelt

Naturlaster er laster som skyldes klimatiske påvirkninger. Behovet for og omfanget av eventuelle målinger og observasjoner for å fastlegge naturforholdene på brustedet skal avgjøres særskilt for det enkelte prosjekt.

Den karakteristiske verdi av en variabel naturlast på en permanent konstruksjon bestemmes som den last som har en sannsynlighet $p = 0,98$ for at den ikke overskrides et enkelt år, det vil si ved en returperiode på 50 år.

I byggetilstander med varighet mindre enn 1 år kan returperioden reduseres til 10 år i henhold til NS-EN 1991-1-6. Returperiode lik 10 år kan også benyttes ved kontroll av skadetilstander.

Unormale naturlaster har returperiode tilsvarende ulykkeslaster.

5.5.2 Snølast

Snølast regnes ikke å opptre samtidig med trafikklast på vegbruer, fergekaier, fergekaibruer eller gang- og sykkelbruer. Dersom konstruksjonsdelen kan brukes til lagringsplass for snø, eller ikke kan påregnes ryddet for snø, skal lasten vurderes særskilt.

Konstruksjoner som beskytter bruer (tak etc.) skal beregnes for snølast som angitt i NS-EN 1991-1-3.

Snølast som kan bli liggende på konstruksjonen over tid, skal i beregningene medtas som permanent last.

5.5.3 Vindlast

5.5.3.1 Generelt

Vindlast på brukonstruksjoner skal bestemmes for følgende vindlastklasser:

Vindlastklasse I: Brukonstruksjoner med ubetydelig dynamisk lastvirkning fra vind.

Vindlastklasse I omfatter alle bruer, hvor høyeste egensvingeperiode er < 2 s.

Eksempel på brutyper i vindlastklasse I er platebruer, bjelkebruer i betong eller stål, samvirkebruer, fagverksbruer, fritt frambyggbruer i ferdigtilstand, hvelvkonstruksjoner.

Vindlastklasse II: Brukonstruksjoner med dynamisk lastvirkning fra vind som ikke kan neglisjeres. Vindlastklasse II omfatter alle brukonstruksjoner hvor én av følgende er oppfylt:

- høyeste egensvingeperiode er ≥ 2 s og spennvidden er < 300 m
- høyeste egensvingeperiode er < 2 s og spennvidden er ≥ 300 m

Eksempel på brukonstruksjoner i vindlastklasse II er fritt frambyggbruer i byggetilstand, slanke søyler og tårn i byggetilstand, henge- og skråstagbruer med begrenset spennvidde.

Vindlastklasse III: Brukonstruksjoner med utpreget dynamisk lastvirkning fra vind.

Vindlastklasse III omfatter alle bruer hvor følgende to betingelser er oppfylt:

- høyeste egensvingeperiode er ≥ 2 s
- spennvidden er ≥ 300 m

Brukonstruksjoner med særlig spesiell utforming, for eksempel slanke gangbruer, skal regnes å tilhøre vindlastklasse III selv om spennvidden er < 300 m, gitt at høyeste egensvingeperiode er ≥ 2 s.

En brukonstruksjon kan beregnes etter en høyere vindlastklasse enn den tilhører.

5.5.3.2 Vindfeltets karakteristiske egenskaper

Stedsvindhastigheten v_m som uttrykker tidsmiddelverdien av vindhastigheten i hovedstrømsretningen (x), er i henhold til *NS-EN 1991-1-4:2005 punkt NA.4.2 + punkt 4.3* gitt ved:

$$v_m(z, T, R) = v_{b,0} \cdot c_{dir} \cdot c_{season} \cdot c_{alt} \cdot c_{prob} \cdot c_0(z) \cdot c_r(z) \quad (5.1)$$

hvor:

- z - posisjon i vertikalretning lokalt over terreng
- T - statistisk midlingsperiode, $T = 600$ s
- R - returperiode, $R = 1/p$, hvor p er sannsynlighet for årlig overskridelse

Verdier for $v_{b,0}$, c_{dir} , c_{season} , c_{alt} , c_{prob} , $c_0(z)$ og $c_r(z)$ bestemmes i henhold til *NS-EN 1991-1-4*. Dersom vindfeltet kan beskrives innenfor basistilfellene av terrengruhetskategorier som angitt i *NS-EN 1991-1-4:2005 Tabell NA.4.1*, beregnes turbulensintensiteten, I_u , i hovedstrømsretningen etter *NS-EN 1991-1-4:2005 punkt 4.4*.

For bruer i vindklasse II og III skal vindfeltets integrale lengdeskalaer, ettpunkts turbulensspekter (vindspektrum) og normaliserte kospekter (koherens) defineres.

Den integrale lengdeskalaen ${}^x L_u$ er gitt ved:

$${}^x L_u(z) = \begin{cases} L_1(z/z_1)^{0,3}, & z > z_{min} \\ L_1(z_{min}/z_1)^{0,3}, & z \leq z_{min} \end{cases} \quad (5.2)$$

hvor:

- L_1 - referanse lengdeskala lik 100 m
- z_1 - referansehøyde lik 10 m

For tilnærmet homogene strømningsforhold er de øvrige turbulensintensitetene og integrale lengdeskalaene gitt ved:

$$\begin{bmatrix} I_v \\ I_w \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 3/4 \\ 1/2 \end{bmatrix} I_u \quad \text{og} \quad \begin{bmatrix} {}^y L_u \\ {}^z L_u \\ {}^x L_v \\ {}^y L_v \\ {}^z L_v \\ {}^x L_w \\ {}^y L_w \\ {}^z L_w \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1/3 \\ 1/5 \\ 1/4 \\ 1/4 \\ 1/12 \\ 1/12 \\ 1/18 \\ 1/18 \end{bmatrix} {}^x L_u \quad (5.3)$$

Ettpunkts spektra $S_i(n)$ for turbulenskomponentene u, v og w , uttrykt ved frekvensen n , er gitt ved:

$$\frac{n S_i}{\sigma_i^2} = \frac{A_i \hat{n}_i}{(1 + 1,5 A_i \hat{n}_i)^{5/3}} \quad \text{for } i = u, v, w \quad (5.4)$$

hvor σ_i er standardavviket til turbulenskomponenten i , og:

$$\hat{n}_i = \frac{n \cdot L_i(z)}{v_m(z)} \quad , \quad A_u = 6,8 \quad , \quad A_v = 9,4 \quad , \quad A_w = 9,4 \quad (5.5)$$

Kospektra $S_{i_1 i_2}$ på normalisert form for separasjon normalt på hovedstrømsretningen, horisontalt (y) eller vertikalt (z), er gitt ved:

$$\frac{Re[S_{i_1 i_2}(n, \Delta s_j)]}{\sqrt{S_{i_1}(n) \cdot S_{i_2}(n)}} = \exp\left(-C_{ij} \frac{n \Delta s_j}{v_m(z)}\right) \quad (5.6)$$

hvor Δs_j er horisontal- eller vertikalavstanden mellom betraktete punkter, og:

$$i_1, i_2 = u, v, w, \quad j = y, z$$

$$C_{uy} = C_{uz} = 10,0 \quad , \quad C_{vy} = C_{vz} = C_{wy} = 6,5 \quad , \quad C_{wz} = 3,0$$

Alternative spektra skal kun brukes etter godkjenning av Vegdirektoratet.

Hvis forutsetningene for å bestemme vindfeltets karakteristiske egenskaper etter *NS-EN 1991-1-4:2005 Tabell NA.4.1* ikke er til stede, skal det gjøres vindmålinger på brustedet. For å kartlegge vindfeltet mer detaljert, kan slike feltmålinger suppleres med undersøkelser av terrengmodell i vindtunnel, eller med numeriske simuleringer. Disse undersøkelsene skal ikke erstatte feltmålinger.

For bruer i vindlastklasse III med spennvidde over 300 m skal det alltid utføres vindmålinger på brustedet.

5.5.3.3 Grensetilstander og lastkombinasjoner

Den ferdige brukonstruksjonen uten trafikklast skal kontrolleres i bruks- og bruddgrensetilstand for et vindfelt med returperiode lik 50 år.

I byggetilstander kan brukonstruksjonen kontrolleres for et vindfelt med returperiode lik 10 år i henhold til 5.5.1.

Vegbruer i vindlastklassene I, II og III skal kontrolleres i bruks- og bruddgrensetilstand med samtidig vind- og trafikklast. Vindlasten beregnes med et vindfelt hvor kastvindhastigheten ved kjørebans høyeste punkt er lik 35 m/s, eller med et vindfelt med returperiode lik 50 år dersom det gir lavere verdi. For gangbruer stilles ikke krav til kontroll for samtidighet av vind- og trafikklast.

For vegbruer i vindlastklasse I og II skal vindflaten av kjøretøy antas som en rektangulær flate med høyde 2,0 m regnet fra kjørebans overside. Det skal ikke regnes med samtidig tillegg fra rekkverk. Lengden på kjøretøyets vindflate (og trafikklasten) settes lik det som samlet sett gir ugunstigst lastvirkning.

For vegbruer i vindlastklasse III skal vindflaten av kjøretøy antas som en rektangulær flate med høyde 2,0 m regnet 0,2 m fra kjørebans overside. Bredden på kjøretøyene settes lik 2,0 m per lastfelt. Lengden av kjøretøyets vindflate og antall lastfelt med plassering i tverretning bestemmes ut fra hva som samlet sett gir ugunstigst lastvirkning. Kraftfaktorer skal bestemmes ved numeriske simuleringer eller ved seksjonsmodell i vindtunnel.

Brukonstruksjoner i vindlastklassene I, II og III skal vurderes kontrollert i utmattingsgrensetilstand.

5.5.3.4 Brukonstruksjoner i vindlastklasse I

Lastvirkninger beregnes på grunnlag av kasthastighetstrykket i hovedstrømsretningen som angitt i *NS-EN 1991-1-4:2005 punkt NA.4.5*.

Den totale vindlasten per lengdeenhet av brukonstruksjonen er gitt som produktet av topphastighetstrykket og kraftfaktorer (formfaktorer). Vindlastens tre komponenter q_D , q_L , q_M , henholdsvis horisontalkraft, vertikalkraft og vridningsmoment, refereres til tverrsnittets skjærsenter:

$$\begin{bmatrix} q_D(t) \\ q_L(z) \\ q_M(z) \end{bmatrix}_{\text{tot}} = q_p \begin{bmatrix} c_D h \\ c_L b \\ c_M b^2 \end{bmatrix} \quad (5.7)$$

hvor:

- h - referansehøyde for kraftfaktoren c_D
- b - referansebredde for kraftfaktorene c_L og c_M

Kraftfaktorer (formfaktorer) bestemmes etter *NS-EN 1991-1-4* eller andre relevante litteraturkilder.

Høringsutgave 01.11.2013

5.5.3.5 Brukonstruksjoner i vindlastklasse II

Den totale vindlasten deles opp i to bidrag; ett fra middelvindhastigheten og ett fra fluktuerende vindlast, slik at $q_{\text{tot}} = \bar{q} + q(t)$. Lastvirkninger fra fluktuerende vindlast beregnes i frekvensplanet.

Bidrag fra middelvindhastigheten beregnes tilsvarende som for brukonstruksjoner i vindlastklasse I, se 5.5.3.4. Vindlastens tre lastkomponenter er dermed gitt ved:

$$\begin{bmatrix} q_D(z) \\ q_L(z) \\ q_M(z) \end{bmatrix} = \bar{q} \begin{bmatrix} c_D h \\ c_L b \\ c_M b^2 \end{bmatrix} \quad (5.8)$$

hvor hastighetstrykket \bar{q} er gitt ved:

$$\bar{q} = \frac{1}{2} \rho v_m^2(z, T, R) \quad (5.9)$$

Luftens densitet ρ skal settes lik $1,25 \text{ kg/m}^3$.

I tidsplanet er de tre komponentene av den fluktuerende delen av vindlasten gitt som:

$$\begin{bmatrix} q_D(y, z, t) \\ q_L(y, z, t) \\ q_M(y, z, t) \end{bmatrix}_{\text{tot}} = \frac{1}{2} \rho v_m(z, T, R) \begin{bmatrix} 2c_D h & (c'_D h - c_L b) \\ 2c_L b & (c_D h + c'_L b) \\ 2c_M b^2 & c'_M b^2 \end{bmatrix} \mathbf{v} \quad (5.10)$$

Her gjelder faktorene c_D , c_L og c_M for vindinnfallsvinkelen $\alpha = \bar{r}_\theta$ hvor \bar{r}_θ er midlere tverrsnittsrotasjon, og:

$$c'_D = \frac{\partial c_D(\bar{r}_\theta)}{\partial \alpha}, c'_L = \frac{\partial c_L(\bar{r}_\theta)}{\partial \alpha}, c'_M = \frac{\partial c_M(\bar{r}_\theta)}{\partial \alpha} \quad (5.11)$$

For horisontalt bruelement, eksempelvis en brubjelke, er:

$$\mathbf{v} = \begin{bmatrix} u(y, z, t) \\ w(y, z, t) \end{bmatrix} \quad (5.12)$$

For vertikalt bruelement, eksempelvis en søyle, er:

$$\mathbf{v} = \begin{bmatrix} u(y, z, t) \\ v(y, z, t) \end{bmatrix} \quad (5.13)$$

Kraftfaktorer (formfaktorer) bestemmes fra NS-EN 1991-1-4 eller andre relevante litteraturkilder.

5.5.3.6 Brukonstruksjoner i vindlastklasse III

For brukonstruksjoner i vindlastklasse III skal dynamiske lastvirkninger beregnes med utgangspunkt i prinsippene angitt for vindlastklasse II, se 5.5.3.5, men beregningen skal utvides til i større grad å ta hensyn til interaksjon mellom den svingende brukonstruksjonen og strømmingen. Dette innebærer blant annet at:

- kraftfaktorer og deres deriverte skal bestemmes med seksjonsmodellundersøkelser i vindtunnel
- seksjonsmodellen skal også benyttes til å bestemme uttrykk for aerodynamisk deriverte (flutterderiverte)
- beregningsmodellen skal utvides slik at den også inkluderer aerodynamisk demping og aerodynamisk stivhetsreduksjon
- lastbidrag fra turbulenskomponentene, aerodynamisk demping og aerodynamisk stivhetsreduksjon skal alle baseres på aerodynamisk deriverte fra seksjonsmodellundersøkelser i vindtunnel

Endrede egenskaper til brukonstruksjonen på grunn av mulig opphopning av snø på brubjelken eller mot rekkverk; snø, is og vann på kabler; eller andre tilsvarende endringer av det dynamiske systemet, skal vurderes.

Høringsutgave 01.11.2013

5.5.3.7 Hvirvelavløsningssvingninger

Brukonstruksjoner i vindlastklassene I, II og III skal vurderes med hensyn til hvirvelavløsningssvingninger.

Hvirvelavløsninger oppstår på grunn av alternerende hvirveldannelser på hver side av tverrsnittet, som gir fluktuerende krefter $q_L(t)$ på tvers av hovedstrømsretningen og vridningsmoment $q_M(t)$ om skjærsenteret.

Hvirvelavløsningsfrekvensen n_s er gitt ved:

$$n_s = \frac{V St}{h} \quad (5.14)$$

hvor:

V - middelvindhastighet

St - Strouhals tall

h - referanse høyde for måling av Strouhals tall

Hvirvelavløsningssvingninger vil kunne oppstå innenfor et vindhastighetsområde rundt hver middelvindhastighet V som gir resonans. Resonante vindhastigheter V_r som skal vurderes er gitt ved:

$$V_r = \frac{n_i h}{St} \quad (5.15)$$

hvor:

n_i - brukonstruksjonens egensvingefrekvens nr. i

For brukonstruksjoner i vindlastklasse III skal data fra felt- eller vindtunnelundersøkelser legges til grunn ved beregning av lastvirkninger.

For brukonstruksjoner i vindlastklasse I og II, kan data og metoder gitt i NS-EN 1991-1-4 brukes for å vurdere muligheten for, og størrelsen på eventuelle hvirvelavløsningssvingninger.

Beregning av lastvirkninger i brukonstruksjoner i vindlastklassene I, II og III skal baseres på et lavturbulent vindfelt, hvor $I_u < 0,05$. Brukonstruksjonens dempingsegenskaper ved beregning av hvirvelavløsningssvingninger er gitt i Tabell 5.3.

| Brukonstruksjon | Dempingsforhold ξ [%] |
|-------------------------|---------------------------|
| Henge- og skråstagbruer | 0,2 |
| Stålbruer | 0,4 |
| Betongbruer, urisset | 0,8 |
| Betongbruer, risset | 1,6 |
| Samvirkebruer | 0,6 |
| Trebruer | 1,25 |

Tabell 5.3 – Konstruksjonsdemping, der $\xi = \frac{c}{c_{cr}}$

For utmattingsberegninger på grunn av hvirvelavløsningssvingninger skal årlig sannsynlighet for at middelvindhastigheten V har retning $\varphi \pm \Delta \varphi$ i forhold til brukonstruksjonen, og samtidig ligge innenfor et område av V_r som gir hvirvelavløsningssvingninger, beregnes av:

$$P(V_r, \varphi) = 2\varepsilon_0 \left(\frac{V_r}{V_m} \right)^2 \exp \left[- \left(\frac{V_r}{V_m} \right)^2 \right] P(\varphi - \Delta\varphi \leq \bar{\varphi} \leq \varphi + \Delta\varphi) \quad (5.16)$$

hvor:

ε_0 er en parameter som beskriver hastighetsområdet omkring V_r , hvor hvirvelavløsningssvingningene eksisterer. Dersom ikke andre verdier kan dokumenteres, settes $\varepsilon_0 = 0,3$.

$P(\varphi - \Delta\varphi \leq \bar{\varphi} \leq \varphi + \Delta\varphi)$ angir sannsynligheten for at middelvindretningen ligger i området $\pm \Delta\varphi$. Denne bestemmes ut fra meteorologiske data fra nærliggende målestasjoner. Hvis ikke annen verdi anses som mer hensiktsmessig, settes $\Delta\varphi = 15^\circ$.

V_m - middelvindhastighet ved hastighetsfordelingens topp, gitt ved:

$$V_m = \frac{1}{5} V(z = z_m, T = 600, R) \quad (5.17)$$

hvor z_m er posisjonen der hvirvelavløsningseffekten er størst, for eksempel midt i bjelkespennet eller i tårntopp.

5.5.3.8 Kontroll av instabilitetsfenomenene

Brukonstruksjoner i vindlastklasse III skal kontrolleres for instabilitet.

Instabilitet betegner her en fiktiv grense for kritisk vindhastighet V_{crit} , hvor brukonstruksjonens totale demping eller stivhet beregningsmessig er lik null. Når vindhastigheten V nærmer seg V_{crit} er brukonstruksjonens oppførsel preget av betydelige forskyvninger, som i hovedsak skyldes interaksjon mellom luftstrømningen og brukonstruksjonens statiske og dynamiske respons.

Det skal for instabilitet kontrolleres at:

$$\frac{V_{crit}}{\gamma_{V_{crit}}} \geq v_m(z = z_m, T = 600, R = 500) \quad (5.18)$$

hvor:

$$\gamma_{V_{crit}} = 1,6$$

z_m - referanseposisjon for beregning av kritisk vindhastighet V_{crit}
eksempelvis midlere høyde over terreng for brubjelkens skjærsenter

Den kritiske vindhastigheten skal dokumenteres eksperimentelt med seksjonsmodellundersøkelser i vindtunnel. Det skal i tillegg gjennomføres beregninger i frekvensplanet basert på aerodynamisk deriverte (flutterderiverte) fra vindtunnelundersøkelsen.

For spesielt slanke brukonstruksjoner skal det også undersøkes om mer enn én vertikal egensvingeform bidrar til fluttermekanismen. Disse undersøkelsene skal baseres på frekvensavhengige lastkoeffisienter.

Enkelte konstruksjonselementer, for eksempel kabler og slanke staver i fagverk, skal også kontrolleres for instabiliteter, spesielt med tanke på galloping.

De fire kategoriene av instabilitetsfenomen som skal kontrolleres er:

1) Galloping

Galloping er et instabilitetsfenomen som skyldes bevegelsesinduserte krefter på tvers av hovedstrømsretningen. Fenomenet forekommer for brukonstruksjoner med en tverrsnittsfom hvor løftekoeffisientens helning er c'_L negativ.

Den kritiske vindhastigheten for galloping er gitt ved:

$$V_{crit} = \frac{8\pi n_z m_z \xi_z}{\rho b} \cdot \frac{1}{\left[c'_L(\bar{r}_\theta) + \frac{h}{b} c_D(\bar{r}_\theta) \right]} \quad (5.19)$$

hvor:

n_z - laveste egenfrekvens ved egensvingninger på tvers av hovedstrømsretning

ξ_z - dempingsforhold for tilhørende egensvingeform

m_z - jevnt fordelt ekvivalent modal translasjonsmasse:

$$m_z = \frac{\int_L m_{z0}(s)\phi_z^2(s)ds}{\int_L \phi_z^2(s)ds} \quad (5.20)$$

hvor:

$m_{z0}(s)$ - translasjonsmasse pr. lengdeenhet i vilkårlig posisjon

$\phi_z(s)$ - egensvingeform med tilhørende egenfrekvens n_z

2) Statisk divergens

Statisk divergens er et instabilitetsfenomen som skyldes negative bidrag fra bevegelsesinduserte vridningskrefter til brukonstruksjonens totale torsjonsstivhet.

Den kritiske vindhastigheten for statisk divergens er gitt ved:

$$V_{\text{crit}} = 2\pi b n_\theta \sqrt{\frac{2m_\theta}{\rho b^4 c'_L(\bar{r}_\theta)}} \quad (5.21)$$

hvor:

n_θ - laveste egenfrekvens for torsjonssvingning

m_θ - jevnt fordelt ekvivalent modal rotasjonsmasse

3) Koblet vertikal- og torsjonsinstabilitet (klassisk flutter)

Koblet vertikal- og torsjonsinstabilitet (klassisk flutter) er et instabilitetsfenomen som skyldes bevegelsesinduserte krefter på tvers av hovedstrømsretningen i kombinasjon med tverrsnittsvridning.

Den kritiske vindhastigheten for klassisk flutter kan forenklet beregnes etter Selbergs formel:

$$V_{\text{crit}} = 3,7 b n_\theta \sqrt{\frac{m_z r}{\rho b^3} \left[1 - \left(\frac{n_z}{n_\theta} \right)^2 \right]} \quad (5.22)$$

hvor:

$$r = \sqrt{\frac{m_\theta}{m_z}} \quad \text{- treghetsradien til tverrsnittet} \quad (5.23)$$

4) Torsjonsinstabilitet

Torsjonsstabilitet er et instabilitetsfenomen som skyldes bevegelsesinduserte vridningskrefter.

Torsjonsinstabilitet skal dokumenteres for de tilfeller hvor det er krav til at koblet vertikal- og torsjonsinstabilitet skal dokumenteres ut over bruken av Selbergs formel.

5.5.4 Laster fra bølger og strøm

5.5.4.1 Konstruksjonselementer

Dette kapitlet behandler hydrodynamiske laster på bruelementer i grunt vann; søyle og søylefundament, senkekasse samt pelefundament (pelehode og peler). For flytebruer, rørbruer og bruelementer på dypt vann vises det til 13.12.

For bruelementer i elver vises det til *Vassdragshåndboka* (NVE 2010).

5.5.4.2 Dimensjonerende bølge og strøm

Bølge- og strømforhold skal bestemmes, og dette skal baseres på en konservativ vurdering.

Dimensjonerende bølgetilstand kan etableres på grunnlag av tilgjengelige observasjoner og data for brustedet, eller den kan estimeres på grunnlag av data fra sammenlignbare steder.

5.5.4.3 Bølgelast

Morisons ligning skal benyttes for å beregne bølgelasten. Den horisontale lasten dF per enhetslengde på en stripe av bruelementet er gitt ved:

$$dF = \rho \frac{\pi D^2}{4} C_m D^2 \dot{u} + \frac{\rho}{2} C_d D u |u| \quad (5.24)$$

hvor:

- ρ - vannets densitet
- D - bruelementets dimensjon i horisontalretning
- u - vannets horisontale og uforstyrrete partikkelhastighet
- \dot{u} - vannets horisontale og uforstyrrete partikkelakselerasjon
- C_m - massekoeffisient
- C_d - dragkoeffisient

Verdier for C_m og C_d kan finnes i anerkjente litteraturkilder.

Effekten av bølgeslag (sjokktrykk) skal vurderes.

En mer nøyaktig beregning av bølge- og strømlaster kan baseres på ISO 21650.

5.5.4.4 Hvirvelavløsning

For sirkulære og slanke staver (for eksempel frittstående peler) skal det vurderes om hvirvelavløsninger gir lastvirkninger som det må tas hensyn til. Responsen både i strømningsretninger og tvers på denne skal vurderes (in-line og cross-flow).

5.5.5 Laster fra variabelt vanntrykk

Variable vanntrykklaster skyldes variasjoner i vannstand eller grunnvannstand. Karakteristiske verdier skal bestemmes på grunnlag av høyeste og laveste observerte vannstand. For grunnvannstanden skal grensene vurderes særskilt.

Dersom det sørges for effektiv og varig drenering, kan dette tas hensyn til ved bestemmelse av variabel vanntrykklast.

5.5.6 Laster fra skred

For konstruksjoner som har til hensikt å sikre øvrig infrastruktur mot skred, skal skredlasten, avhengig av skredtype, beregnes i henhold til følgende rapporter:

- Snøskred: Vd rapport 27 Veger og snøskred, kapittel 6
- Steinskred: Vd rapport 32 Sikring av veger mot steinskred, vedlegg 1
- Flomskred: Vd rapport 73 Flom- og sørpeskred, punkt 6.5.3

For beregning av ulykkeslaster fra skred vises det til [5.7.6.1](#).

Høringsutgave 01.11.2013

5.5.7 Islast

5.5.7.1 Generelt

Brukonstruksjoner skal dimensjoneres for mulige islaster. Lastene bestemmes ut fra stedlige forhold, hvilke krefter som virker på isen (strøm, bølger, vind og temperatur) og konstruksjonens utforming. De vurderinger som legges til grunn for valg av type islast og isens egenskaper som tykkelse, tetthet, salinitet og styrke skal begrunnes.

Islaster deles inn i følgende hovedtyper:

- Type 1: Støtlaster fra isflak som driver eller presses mot konstruksjonen under påvirkning fra vind og strøm, inkludert laster på grunn av isgang, skruis, pakkis, etc.
- Type 2: Horisontale ekspansjonslaster på grunn av temperaturendringer i sammenhengende fastholdte isdekker.
- Type 3: Løftelast eller påhengslast fra is som er frosset til konstruksjonen.

Angrepsnivået for islaster både i sjø og elver skal vurderes ut i fra type last.

I sjø kan lasten antas å virke i ugunstige nivå mellom HAT og LAT, se 1.2.3.3.

For støtlast fra isflak i forbindelse med vårflom i elver skal vannivået tilsvarende en 200 års flom legges til grunn for vurdering av angrepsnivå.

Isens bruddmekanisme mot konstruksjonen er bestemmende for lastens størrelse. Det skilles mellom bruddmekanismene: knusning, bøyning, kløyving og kryp. Isens bruddmekanisme vil avhenge av istykkelse, hastighet på isflak, isens temperatur og konstruksjonens geometri.

En skrå front (konisk utformet tverrsnitt) kan generelt antas å gi de laveste islastene ettersom bøyningsbrudd blir den dominerende bruddmekanismen.

5.5.7.2 Beregning av istykkelse

Beregning av istykkelse skal gjøres etter anerkjente metoder. Beregnet istykkelse og forutsetninger for beregning av islast (flakstørrelser, strømhastighet, drivretning, oppstuing etc.) skal sammenholdes med lokale observasjoner og registreringer.

Istykkelsen, h , på innsjøer vil variere med strømningsforholdene.

Istykkelsen, h , på innsjø kan forenklet beregnes etter (5.25). I stille vann kan dimensjonerende istykkelse settes lik $h_{\text{dim}} = h$. Ved strømmende vann kan dimensjonerende istykkelse settes lik $h_{\text{dim}} = 0,65h$.

$$h = \frac{\sqrt{F}}{175} [m] \quad (5.25)$$

der F er frostmengden i timegrader [$h^{\circ}C$], gitt ved:

$$F = (F_{10} + F_{100}) / 2 \quad (5.26)$$

hvor F_{10} og F_{100} er frostmengder med returperiode henholdsvis 10 år og 100 år, se håndbok 018 Vegbygging.

I elver skal istykkelsen antas å kunne variere både på tvers og på langs av elva.

I elver kan formlene for innsjø benyttes. Reduksjon av istykkelsen skal baseres på en vurdering av hastigheten til vannet.

For sjøis skal istykkelsen vurderes i det enkelte tilfelle.

5.5.7.3 Isens styrke

Isens styrke avhenger blant annet av størrelse og orientering av iskrystallene, luft- og saltinnhold, temperatur, hvor gammel isen er og hvor raskt den ble dannet.

Dersom ikke nøyaktige målinger gjøres kan ferskvannsisens knusningsfasthet, σ_k , bestemmes etter følgende veiledende verdier:

$\sigma_k = 3000 \text{ kN/m}^2$ - benyttes for isflak som drives av strøm og vind på den kaldeste årstiden.

$\sigma_k = 2500 \text{ kN/m}^2$ - benyttes for is som beveger seg langsomt, drevet av ekspansjon og kontraksjon.

$\sigma_k = 1500 \text{ kN/m}^2$ - benyttes for is om våren, med temperaturer nær isens smeltepunkt.

$\sigma_k = 1000 \text{ kN/m}^2$ - benyttes for delvis svekket is, med temperaturer nær isens smeltepunkt

Knusningsfasthet av sjøis kan settes til 2/3 av fastheten for tilsvarende angitte verdier for ferskvannsis.

5.5.7.4 Laster fra drivende is (Type 1)

Last fra drivende is beregnes av formelen:

$$I = C_1 C_2 C_3 \sigma_k t_{\text{dim}} b \quad (5.27)$$

Her er:

C_1 - formfaktor for pilarens bredde, se Tabell 5.4

C_2 - formfaktor for helningen av pilarfronten, se Tabell 5.5

C_3 - formfaktor for utforming av pilarfronten, se Tabell 5.6

Produktet $C_1 \cdot C_2$ skal ikke regnes mindre enn 0,50

σ_k - isens knusningsfasthet [kN/m²]

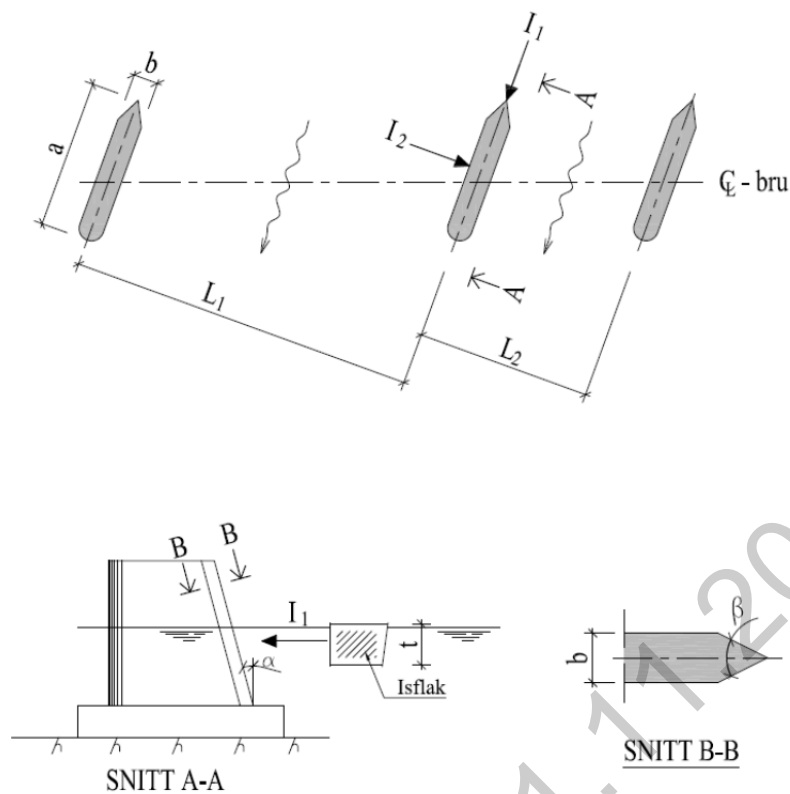
t_{dim} - dimensjonerende istykkelse [m]

b - tverrsnittsdimensjon i pilarens tverretning [m]

Dersom pilarens lengdeakse er tilnærmet parallell med isens bevegelsesretning, settes islast i pilarens lengderetning $I_1 = I$. Islasten vinkelrett på pilarens lengderetning settes lik

$I_2 = 0,15 I_1$. I_1 og I_2 skal regnes å virke samtidig.

Hvis bevegelsesretningen ved isgang ikke er tilnærmet parallell med pilarens lengdeakse, deles lasten opp vektorielt, men med $I_2 \geq 0,2 I_1$.



Figur 5.1 - Definisjon av pilardimensjoner og islaster

Både I_1 og I_2 virker horisontalt. Tilhørende vertikalkomponenter skal antas å kunne virke i begge retninger og beregnes med en friksjonskoeffisient mellom is og konstruksjon på $\mu = 0,15$.

Formfaktor for pilarens bredde, C_1 , er gitt i Tabell 5.4.

| | | | | | | |
|--------------------|-----|-----|-----|-----|-----|------------|
| b/t_{dim} | 0,5 | 1,0 | 1,5 | 2,0 | 3,0 | $\geq 4,0$ |
| C_1 | 1,8 | 1,3 | 1,1 | 1,0 | 0,9 | 0,8 |

Tabell 5.4: C_1 – Formfaktor for pilarens bredde. For mellomliggende verdier interpoleres lineært.

Formfaktor for helning av pilarfronten, C_2 , er gitt i Tabell 5.5. α er pilarfrontens helning med vertikalen, se Figur 5.1.

| | | | |
|--------------|------|---------|---------|
| α [o] | 0-15 | 15 - 30 | 30 - 45 |
| C_2 | 1,0 | 0,75 | 0,5 |

Tabell 5.5: C_2 – Formfaktor for helning av pilarfronten

Formfaktor for utforming av pilarfronten, C_3 , er gitt i Tabell 5.6. For halvsirkelformet kant regnes $C_3 = 0,9$.

| | | | | | | |
|-------------|------|------|------|------|------|------|
| β [o] | 45 | 60 | 75 | 90 | 120 | 180 |
| C_3 | 0,54 | 0,59 | 0,64 | 0,69 | 0,77 | 1,00 |

Tabell 5.6: C_3 – Formfaktor for utforming av pilarfronten. For mellomliggende verdier interpoleres lineært.

For bruer der pakkis kan bygge seg opp mot pilarer, kan islast bestemt av (5.27) antas også å dekke last fra pakkis. Det skal dessuten kontrolleres at:

$$I_1 \geq i_1 (L_1 + L_2) / 2 \quad (5.28)$$

hvor i_1 er islast i kN/m i bruas lengderetning (normalt i størrelsesorden 10 til 30 kN/m).

$L_1 + L_2$ skal ikke settes inn med større verdi enn 100 m.

Dersom store isflak støter mot en konstruksjon med stor utstrekning, eksempelvis den lengste siden av en pilar, skal det benyttes beregningsmetoder som tar hensyn til både isflakets bevegelsesenergi og konstruksjonens utstrekning/utforming.

5.5.7.5 Ekspansjonslaster (Type 2)

Ensidig last fra fast isdekke ved temperaturendringer skal beregnes ut fra en jevnt fordelt last i_{eksp} :

$$i_{\text{eksp}} = 300 t_{\text{dim}} + 1,6 |T_{\text{min}}| \leq 250 \text{ [kN / m]} \quad (5.29)$$

hvor:

t_{dim} - istykkelse [m], skal ikke innføres med større verdi enn 0,6 m.

T_{min} - Min. temperatur med returperiode 50 år, se NS-EN 1991-1-5:2003 Figur NA.A2.

Hvis det er råk på motsatt side av pilaren (ensidig last), beregnes islastene som:

$$I_{1,\text{eksp}} = i_{\text{eksp}} (L_1 + L_2) / 20 \quad (5.30)$$

$$I_{2,\text{eksp}} = i_{\text{eksp}} a \quad (5.31)$$

hvor L_1 , L_2 og a er definert i Figur 5.1. $L_1 + L_2$ skal ikke settes inn med større verdi enn 100 m. Bakenforliggende pilarer skal regnes for 25 % av verdiene i (5.30) og (5.31).

Ved fast isdekke på alle sider av pilaren (tosidig last), fastsettes islastene til 25 % av verdiene i (5.30) og (5.31).

Det skal vurderes ut fra lokale forhold om pilaren skal belastes med last i begge retninger og om de eventuelt skal virke samtidig.

I beregningene kan det tas hensyn til pilarens ettergivelse. Lengdeutvidelseskoeffisienten for is kan da settes til $\alpha = 5 \cdot 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$.

5.5.7.6 Vertikale laster fra fast isdekke (Type 3)

Ved fastfrosset isdekke skal det gjøres en vurdering av eventuelle påhengslaster fra fast isdekke. Dette vil være aktuelt for bruer i sjø der havnivået varierer på grunn av tidevann og i elver/innsjøer på grunn av reguleringer i forbindelse med kraftverk.

For mindre konstruksjoner skal det også gjøres en vurdering av løftelast ved stigende vannstand.

Løftelasten beregnes etter formlene:

$$I_v = 2(a + b) i_v \quad (5.32)$$

$$i_v = 0,6 t_{\text{dim}} \sqrt{\sigma_b h k} \quad (5.33)$$

hvor:

I_v - løftelast [kN]

i_v - løftelast ved lang rett vegg [kN/m]

σ_b - isdekkets bøyefasthet [= $0,7\sigma_k$]

h - vannstandsvariasjonen [m]

t_{dim} - istykkelse [m], skal ikke innføres med større verdi enn 0,6 m.

k - opptrykksmodul = 10 kN/m³

a - definert i Figur 5.1.

b - definert i Figur 5.1

Ved sirkulært tverrsnitt beregnes løftelasten etter formelen:

$$I_v = \pi d i_v \quad (5.34)$$

hvor:

d - tverrsnittets diameter

5.5.8 Termiske påvirkninger

5.5.8.1 Generelt

Termisk påvirkning er sammensatt av virkningene av:

- Jevnt fordelt temperaturandel
- Vertikal lineært varierende temperaturandel, alternativt vertikal ikke-lineært varierende temperaturandel
- Horisontal lineært varierende temperaturandel
- Forskjell i jevnt fordelt temperaturandel mellom konstruksjonsdeler
- Temperaturdifferanse over veggtykkelsen og mellom utvendige og innvendige vegger i kassetverrsnitt

De ulike temperaturandelene og samtidighet av disse skal beregnes i henhold til NS-EN 1991-1-5, samt tilleggsbestemmelser som angitt i 5.5.8.2 – 5.5.8.4.

For konstruksjoner og konstruksjonsdeler som ikke dekkes under tverrsnitt definert i NS-EN 1991-1-5:2003 punkt 6.1.1, type 1, 2 og 3, kan jevnt fordelt brutemperatur settes lik representativ lufttemperatur, dersom nøyaktigere verdi ikke legges til grunn. Varierende temperaturandel skal vurderes i hvert enkelt tilfelle.

5.5.8.2 Vertikalt varierende temperaturandel

Vertikal lineært varierende temperaturandel skal fordeles over tverrsnittshøyden slik at fordelingen gir $\Delta T = 0$ i tverrsnittets tyngdepunktsakse.

For vertikal ikke-lineært varierende temperaturandel kan man normalt utelate korreksjon for bidrag som fordelingen gir til $\Delta T_{N,exp}$ og $\Delta T_{N,con}$.

5.5.8.3 Forskjell i temperaturandel mellom ulike konstruksjonsdeler

Ved beregning av forskjell i jevnt fordelt temperaturandel mellom ulike konstruksjonsdeler, skal den ugunstigste konstruksjonsdelen antas å ha den ekstreme temperaturen ($T_{e,min} / T_{e,max}$), mens temperaturen for de andre konstruksjonsdelene framkommer som en reduksjon av tallverdien i forhold til ekstremtemperaturen.

5.5.8.4 Temperaturdifferanser

Temperaturdifferanser i hule ståltverrsnitt (overbygninger og pilarer) skal fastsettes i hvert enkelt tilfelle.

5.5.9 Seismiske påvirkninger

5.5.9.1 Generelt

Seismisk påvirkning er en unormal naturlast med returperiode som angitt i 5.5.1.

Den seismiske påvirkningen karakteriseres ved hjelp av seismiske sonekart for akselerasjon i berggrunn, gitt som spissverdien $a_{g40\text{Hz}}$ [m/s²] ved frekvens $f = 40$ Hz. Seismiske sonekart som skal brukes i Norge er gitt i NS-EN 1998-1:2004 punkt NA.3.2.1.

Jordskjelvbevegelsen angis som en beskrivelse av bevegelsen av berggrunnen i et enkelt punkt. For konstruksjoner som ikke står direkte på berggrunnen, skal det kompenseres for den endring av jordskjelvsakselerasjonen som skjer mellom berggrunnen og konstruksjonen i henhold til NS-EN 1998-1:2004 punkt 3.1 og Tabell NA.3.3.

Bruer skal prosjekteres i henhold til NS-EN 1998-2, med de unntak som er beskrevet i NS-EN 1998-2:2005 punkt 1.1.1 (4). Bruer som ikke dekkes av omfanget gitt i dette punktet skal så langt det er mulig prosjekteres etter bestemmelsene i NS-EN 1998-1.

Nedfylte konstruksjoner og støttemurer skal prosjekteres i henhold til NS-EN 1998-5.

5.5.9.2 Valg av seismisk klasse

Seismisk klasse for bruer skal velges i henhold til NS-EN 1998-2 Tabell NA.2(901) og Tabell NA.2(904).

For konstruksjoner som er lokalisert over veg som er av større samfunnsmessig betydning enn selve konstruksjonen, skal underliggende veg bestemme valg av seismisk klasse for konstruksjonen i henhold til NS-EN 1998-2:2008 Tabell NA.2(901).

Dersom underliggende veg har gode omkjøringsmuligheter og opprydding etter en jordskjelvskaide antas å ta forholdsvis kort tid, kan seismisk klasse bestemmes på grunnlag av kriterier for den overliggende konstruksjonen alene.

5.5.9.3 Krav til analyser

Bruer skal analyseres for seismisk påvirkning i henhold til bestemmelser i NS-EN 1998.

Det stilles ikke krav om seismisk analyse for bruer i kategori 0 i henhold til NS-EN 1998-2 Tabell NA.2(904).

5.6 Deformasjonslaster

5.6.1 Generelt

Deformasjonslaster er laster som er knyttet til påførte deformasjoner eller konstruksjonsmaterialets egenskaper, slik som:

- forspenning av konstruksjonen (spennkrefter)
- svinn, kryp og relaksasjon
- setninger
- deformasjoner fra laster påført konstruksjonen

Deformasjonslaster er ofte tidsavhengige. Karakteristisk last defineres som største forventede verdi innenfor det tidsrom som betraktes.

5.6.2 Forspenning, svinn, kryp og relaksasjon

Det vises til [7.3.2](#).

5.6.3 Setninger

Deformasjonslaster på grunn av setninger omfatter laster påført konstruksjonen som resultat av jevne setninger, differensial- og skjevsetninger eller skjærdeformasjoner i skråninger eller fyllinger med anstrengt stabilitet.

Ved beregning av karakteristisk verdi kan det tas hensyn til planlagt overvåking av setningene og til eventuelle forberedte tiltak for å hindre at de foreskrevne maksimalverdier overskrides.

For direkte- eller pelefundamentering vises det til henholdsvis [11.3.7](#) og [11.4.6](#).

5.6.4 Friksjonskrefter/deformasjonskrefter fra lager

Resulterende friksjonskraft fra glidelagre eller krefter fra deformering av blokklager skal fordeles på konstruksjonens øvrige opplegg i samsvar med stivhetene for disse opplegg. Det skal regnes med full friksjonskraft i alle glidelagre som har beliggenhet på den siden av konstruksjonens bevegelsescenter som samlet gir størst virkning, mens glidelagre på motsatt side regnes å ha 50 % av full friksjonskraft. Resulterende friksjonskraft skal likevel ikke være mindre enn største kraft fra glidelagrene i en enkelt oppleggsakse.

5.6.5 Jordtrykk mot endeskjørt på fugefrie bruer

For konstruksjoner som forskyves mot jorden skal det totale jordtrykket bestemmes.

Det totale jordtrykket, representert ved jordtrykkskoeffisienten k , kan forenklet bestemmes som:

$$k = \begin{cases} k_0 + (k_p - k_0)\delta / \delta_p; & 0 \leq \delta \leq \delta_p \\ k_p & ; \delta > \delta_p \end{cases} \quad (5.35)$$

hvor:

- k_0 - koeffisient for hviletrykk
- k_p - koeffisient for passivt jordtrykk
- δ - opptredende forskyvning
- δ_p - forskyvning ved full mobilisering av passivt jordtrykk

Jordtrykkskoeffisient på grunn av opptredende forskyvning fra termiske påvirkninger eller trafikklast kan bestemmes fra uttrykket foran ved innsetting av $\delta_p = H / 200$, hvor H er endeskjørtets høyde.

5.7 Ulykkeslaster

5.7.1 Generelt

Ulykkeslaster er laster som konstruksjonen kan bli utsatt for som resultat av uriktig operasjon, ulykkestilfelle eller unormale hendelser slik som:

- Påkjøringslaster fra kjøretøy, skip eller jernbanetraffikk
- Last fra fallende gjenstander
- Brann med mulig påfølgende eksplosjon
- Eksplosjon med mulig påfølgende brann
- Laster forårsaket av skred og flom

Forekomst og konsekvens av ulykkeslaster relateres som regel til et bestemt risikonivå. I den grad ulykkeslasten kan bestemmes ved hjelp av sannsynlighetsberegninger, bør sannsynligheten for hendelser som en ser bort fra i analysen, ikke overstige 10^{-4} pr. år.

Regelverk med andre sikkerhetsnivåer kan komme til anvendelse når bruer påvirkes av andre konstruksjoner. Det skal da i hvert enkelt tilfelle avklares hvilke regelverk som er bestemmende. Spesielt skal andre statlige eller kommunale godkjenningsmyndigheter varsles dersom sikkerhetsnivået i håndbok 185 er lavere enn i andre berørte regelverk.

5.7.2 Ulykkeslast forårsaket av kjøretøyer

Karakteristiske verdier for påkjøringslaster fra kjøretøy er angitt i *NS-EN 1991-1-7* og *NS-EN 1991-2*.

Søyler, overbygning og andre bærende konstruksjoner skal kontrolleres for påkjøringslaster fra kjøretøy dersom dette er relevant. Avgjørende for påkjøringsrisikoen er konstruksjonens plassering i vegbanen, siktforhold, kurvatur etc.

Dimensjoneringen for påkjøringslaster skal vurderes særskilt for

- bruer med flere piler nær vegbanen
- overbygning som består av flere bjelker ved siden av hverandre
- hengestenger, staver i overliggende fagverk eller lignende
- vegger i tunneler, underganger etc.

Påkjøringslasten regnes ikke å opptre samtidig med variable laster, unntatt ved avhengighet mellom påkjøringslasten og den variable lasten.

5.7.3 Ulykkeslast forårsaket av skipstrafikk

5.7.3.1 Generelt

Karakteristiske verdier for påseilingslaster fra skip er angitt i *NS-EN 1991-1-7*. Påseilingslastene avhenger av fartøyets utforming og størrelse, dets last og fart, kollisjonspunkt og støtretning samt brukonstruksjonens masse, stivhet og eventuelle fenderkonstruksjoner.

Bruer som går over seilled skal planlegges og utformes slik at risikoen for påseiling blir minst mulig. Steder hvor seilleden endrer retning, eller hvor navigasjonsforholdene av andre grunner er vanskelige skal konsekvenser av dette vurderes.

Fri høyde og bredde i seilløp skal minst tilfredsstillende krav som fastsettes av Kystverket for hvert enkelt prosjekt.

Seilløpet kan også være pålagt møterestriksjoner, krav til varslings- og navigasjonssystemer eller lignende.

Alle deler av en brukonstruksjon som kan påseiles av skip, skal dimensjoneres for de tilhørende påseilingslaster. Om en bestemt del av brukonstruksjonen kan bli påseilt avhenger blant annet av vanddyb, fri høyde og om konstruksjonen er beskyttet av naturlige eller kunstige hindringer.

Eventuell fending på brufundamenter skal være i betong.

Fendingen kan være ettergivende for dimensjonerende påseilingslast.

5.7.3.2 Bestemmelse av ulykkeslast fra skipstrafikk ved bruk av risikoanalyse

Støtkrefter fra havgående fartøyer bør vurderes i hvert enkelt tilfelle basert på en egen risikoanalyse, der skipsstørrelse, skipets hastighet ved sammenstøt og tilhørende påseilingslast vurderes.

Risikoanalysen skal gjennomføres i henhold til *NS 5814* og *NS-EN 1991-1-7 tillegg B* eller andre anerkjente metoder.

5.7.3.3 Forenklede regler for bestemmelse av ulykkeslast fra skipstrafikk

Forenklede regler og veiledende verdier av støtkrefter er angitt i *NS-EN 1991-1-7:2006 punkt 4.6*.

Påvirkning forårsaket av støt gis ved hjelp av frontalstøtkraften F_{dx} og tverrstøtkraften F_{dy} som virker vinkelrett på den frontale støtkraften og med en friksjonskomponent F_R som er parallell med F_{dx} .

Minsteverdien til støtkraft i områder der det ikke forventes skipstrafikk er angitt i *NS-EN 1991-1-7:2006 punkt NA.4.6.3*. For deler av overbygningen som ligger høyere enn seilløpet skal frontalstøtkraften, F_{dx} , ikke regnes mindre enn 0,1 MN.

Konstruksjonsdeler som er plassert utenfor kant av fundament eller fenderplate, for eksempel skrå søyler, bukonstruksjoner eller overbygningen, skal også dimensjoneres for støtlaster.

5.7.4 Ulykkeslast forårsaket av jernbanetraffikk

Det regnes vanligvis ikke med påkjøringslaster fra jernbanetraffikk, da påkjøringsrisikoen regnes mindre enn angitt i 5.7.1. Det vises til Jernbaneverkets prosjekteringsregler.

5.7.5 Brann med mulig påfølgende eksplosjon

Karakteristisk verdi for ulykkeslast forårsaket av brann eller eksplosjon skal fastsettes særskilt for det enkelte prosjekt.

For krav til brannbelastning for løsmassetunneler, lokk-konstruksjoner, senketunneler og rørbruer vises det til *håndbok 021 Vegtunneler* og *håndbok 163 Vann- og frostsikring i tunneler*.

For spesielle konstruksjoner eller deler av konstruksjoner hvor konsekvensene av en brann kan være vanninnbrudd og tap av konstruksjonen, skal konstruksjonen dimensjoneres for en brannbelastning på 300 MW basert på RWS - kurven i 2 timer, se *håndbok 163 Vann- og frostsikring i tunneler* Figur 5.1. Samme brannbelastningskrav gjelder også for konstruksjoner hvor brann kan medføre sammenbrudd i konstruksjonen med store konsekvenser for omgivelsene.

Dette kan eksempelvis gjelde for løsmassetunneler med overliggende bebyggelse eller installasjoner.

For bruer som vurderes som brannutsatt skal bærende konstruksjonsdeler dimensjoneres for brann. Konstruksjonsdetaljer skal videre utformes slik at konsekvenser av brann minimeres. Bruer som vurderes som brannutsatt, og som det skal vurderes spesiell brannbeskyttelse for er:

- Bruer med eksponerte kabler
- Bruer som er lokalisert slik at brann fra nærliggende bebyggelse, parkeringsplass eller lignende kan ha betydning trafikantenes og konstruksjonens sikkerhet

Ved beregning av reduksjon i bæreevne skal det tas utgangspunkt i den brannbelastning (temperatur og varighet) som tilliggende bebyggelse (bensinlager, trelastlager, parkeringsplass etc.) antas å representere.

5.7.6 Ulykkeslaster fra skred og flom

5.7.6.1 Ulykkeslast forårsaket av skred

Risiko for skred fra land eller undervannsskred skal vurderes for det enkelte brusted. I tilfelle slik risiko foreligger, skal dette tas hensyn til ved valg av brutype og konstruktiv utforming. Karakteristiske verdier for skredinduserte laster skal bestemmes i det enkelte tilfelle.

For konstruksjoner som har til hensikt å sikre øvrig infrastruktur mot skred, vises det til 5.5.6.

5.7.6.2 Ulykkeslast forårsaket av flom

Fri høyde over vassdrag skal tilfredsstillende krav i 4.2.4. Flomlasten for en returperiode på 200 år bestemmes i hvert enkelt tilfelle.

5.8 Samtidighet av laster

5.8.1 Generelt

To eller flere laster som er sterkt avhengige i tid og plassering, eller som ofte opptrer med sin maksimalverdi til samme tid, skal regnes som én last ved kombinasjon av laster. Laster som ut fra et rimelighetssynspunkt utelukker hverandre, kombineres ikke.

Temperaturlaster og laster forårsaket av variasjoner i vannets tetthet kan begge antas å ikke opptre samtidig med øvrige naturlaster.

5.8.2 Samtidighet av vind-, strøm-, bølge- og tidevannslast

Ugunstigste vind-, strøm-, bølge- og tidevannslast skal regnes å opptre samtidig. I kombinasjon med andre laster skal kombinasjoner av ovennevnte naturlaster regnes som én last.

Dersom det kan påvises ved hjelp av registreringer eller annen relevant dokumentasjon at ugunstigste vind-, strøm-, bølge og tidevannslast ikke opptrer samtidig, skal det dokumenteres hvordan ovennevnte laster opptrer sammen og hvordan de kombineres med andre laster.

6 Konstruksjonsanalyser

6.1 Generelt

Dette kapitlet inneholder generelle dimensjoneringsprinsipper og regler for beregning av dimensjonerende lastvirkning. Tilleggsbestemmelser for spesielle konstruksjonstyper er gitt i kapittel 13.

6.2 Dimensjoneringsprinsipper

6.2.1 Generelt

Det forutsettes dimensjonering ved beregninger etter partialfaktormetoden, se *NS-EN 1990:2002 kapittel 6*. Alternative dimensjoneringsmetoder, som for eksempel dimensjonering ved prøving eller probabilistisk metode, skal godkjennes av Vegdirektoratet i det enkelte tilfelle. Formålet med beregningene er å påvise at de dimensjonerende lastvirkninger ikke overskrider gitte motstandskriterier.

6.2.2 Kontroll av grensetilstander

6.2.2.1 Brudd- og bruksgrensetilstand

Bruer skal dimensjoneres i bruddgrensetilstand og bruksgrensetilstand i henhold til *NS-EN 1990:2002 kapittel 3*. Det skal også gjøres en vurdering av eventuelle ulykkessituasjoner.

6.2.2.2 Ulykkessituasjoner og seismiske situasjoner

Det skal etableres akseptkriterier som angir hvilke lokale skader som godtas i det enkelte tilfelle. Lokale skader aksepteres forutsatt at slik tilstand ikke medfører fare for:

- tap av menneskeliv
- totalt tap av brua eller store økonomiske tap
- skader som vanskelig lar seg reparere
- en trygg evakuering av brukonstruksjonen

I byggetilstand vil kontroll av ulykkessituasjoner kunne utelates dersom konsekvensen av skade vurderes til å ligge på et akseptabelt nivå. Det skal i en slik vurdering legges vekt på om:

- det er tid til å evakuere konstruksjonen
- konstruksjonen er midlertidig beskyttet mot unormal påvirkning ved fysiske beskyttelsestiltak, skilting, varsling, belysning, overvåkning etc.
- den som lider økonomisk tap (utførende/ byggherre) er villig til å akseptere tapet

6.2.3 Geometriavvik

Dersom geometriavvik har uheldig virkning på konstruksjonens sikkerhet, skal disse innføres i beregningen med sine ugunstigste toleransegrenser som angitt i de aktuelle standarder. Dersom toleransegrensene overskrides, skal konstruksjonen etterregnes med innmålte verdier.

6.2.4 Modellforsøk og feltmålinger

Dersom laster, lastvirkninger, motstander eller bestandighet har stor usikkerhet eller ikke er mulig å fastsette med rimelig nøyaktighet, skal det utføres modellforsøk og/eller feltmålinger.

6.3 Dimensjonerende lastvirkning

6.3.1 Beregning av lastvirkning

6.3.1.1 Generelt

Lastvirkningene skal bestemmes ved bruk av anerkjente metoder som tar hensyn til lastenes variasjon i tid og rom, og konstruksjonens respons.

Ved anvendelse av forenklete metoder skal det dokumenteres at disse gir resultater til den sikre siden.

6.3.1.2 Dynamiske analyser

Lastfaktorene gitt i *NS-EN 1990* inneholder ikke dynamiske tillegg. Virkningene av dynamisk last skal ivaretas ved en dynamisk analyse eller være inkludert i lasten med konservativt valgt dynamisk forstørrelsesfaktor.

6.3.1.3 Kombinasjon av ekstremverdier (korrelasjon) for dynamiske lastvirkninger

Ekstremverdiene for responsstørrelser som opptrer i samme lastsituasjon skal anses som fullt korrelerte dersom korrelasjonen ikke beregnes. Beregningsmetoden skal dokumenteres dersom slik korrelasjon tas hensyn til.

6.3.1.4 Modellforsøk

Modellforsøk skal ikke erstatte beregninger når beregninger er mulig. I slike tilfeller skal beregninger og modellforsøk gjøres parallelt.

Det skal benyttes modellforsøk til å bestemme last eller lastvirkning i de tilfeller regnemetoder, håndbøker og prosjekteringsstandarder ikke gir tilstrekkelige opplysninger for dimensjoneringen.

Modellforsøk kan også benyttes til å bestemme grunnlagsdata, for eksempel koeffisienter for bruk i beregninger, avdekke instabiliteter, bestemme kritiske hastigheter for ulike fenomener som skyldes interaksjon mellom konstruksjon og omkringliggende luft eller vann.

Det skilles prinsipielt mellom følgende lasttyper:

- Lasttype I: Laster som er uavhengig av konstruksjonens bevegelser, alternativt at bevegelsene er så små at de ikke påvirker lastbildet.
- Lasttype II: Tilfeller hvor konstruksjonens bevegelser påvirker lastbildet, for eksempel slanke konstruksjoner i luft eller vann.

Lasttype I og II setter ulike krav til representasjon av konstruksjonen i forsøkene. Dette skal vurderes ved planlegging og utforming av modellen.

Før modellforsøk skal det utføres lastvirkningsanalyser, eventuelt vurderinger for å fastlegge sensitivitet med hensyn til konstruksjonsparametre, som stivhet og egenperiode.

Riktig fordeling av stivhet og masse i alle viktige konstruksjonskomponenter skal ivaretas i forsøkene. Dette innebærer at både frekvenser og egensvingeformer skal gjenskapes. Dempingsforholdene i modell og omkringliggende luft eller vann skal også ivaretas, dersom dette har betydning for resultatene.

Valg av modellov og begrunnelse for denne skal foreligge i god tid før modell bygges og forsøk gjennomføres.

Alle konstruksjonsparametre (statiske og dynamiske) som har betydning for forsøket skal inkluderes i modellen. For både seksjonsmodell- og fullmodellforsøk skal egenskapene til den virkelige konstruksjonen gjenskapes.

Overflateruhet og Reynoldstall, eksempelvis for seksjonsmodeller, skal dokumenteres ved forsøk i luft eller vann.

6.3.2 Dimensjonerende lastkombinasjoner

6.3.2.1 Brudd- og bruksgrensetilstand

For brudd- og bruksgrensetilstanden henvises det til *NS-EN 1990:2002/A1: 2005+NA:2010*.

Supplerende tekst til *NS-EN 1990:2002, Tillegg A2, NA.A2.3.1 (5)*:

- Metode 3 skal brukes.
For beregning av kapasitet av konstruksjonsdeler (fundamenter, pilarer, side- og frontmur på landkar, ballastkonstruksjoner etc.) (STR) hvor geotekniske laster og grunnens bæreevne inngår, skal det for geotekniske laster brukes dimensjonerende verdier fra *Tabell NA.A2.4 (C)* og for øvrige laster på/fra konstruksjonen brukes dimensjonerende verdier fra *Tabell NA.A2.4 (B)*.
- For beregning av bygningsteknisk kapasitet av peler, skal metode 2 brukes.

6.3.2.2 Ulykkessituasjon og seismisk situasjon

Konstruksjonen i permanent tilstand utsatt for unormal påvirkning (ulykkespåvirkning, seismisk påvirkning, eller unormal trafikk- eller naturlast) skal beregnes i ulykkessituasjon eller seismisk situasjon i henhold til *NS-EN 1990:2002, Tabell NA.A2.5*. Dersom det er avhengighet mellom ulykkeslasten og trafikk, settes $\psi_{2,i} = 0,5$ for trafikk. $\psi_{2,i}$ settes lik 0,0 for øvrige variable laster.

Dersom man aksepterer større lokal skade som følge av ulykkessituasjon eller seismisk situasjon, skal den dominerende variable lasten regnes med $\psi_{2,1} = 0,5$ i skadet tilstand. For øvrige variable laster settes $\psi_{2,i} = 0,0$. Dersom brukonstruksjonen forutsettes stengt i skadet tilstand, vil trafikk kunne utelates fra lastkombinasjonen.

Ved kontroll av ulykkessituasjon godtas større forskyvninger enn de som vanligvis forutsettes ved påvisninger i bruddgrensetilstand. Det er derfor mulig å velge statiske systemer og bæremåter som normalt ikke tillates i bruddgrensetilstand.

6.4 Krav til ikke-lineære analysemetoder

6.4.1 Forutsetninger

Ikke-lineære analyser skal være basert på systemformuleringer som kan frambringe alle aktuelle bruddformer og bruddforløp. Slanke konstruksjoner skal analyseres med formulering for store forskyvninger. Virkning av formfeil skal medtas i konstruksjonens geometri i samsvar med kritiske knekkformer. Virkning av endringer i konstruksjonssystem skal kunne ivaretas.

Elementformuleringer med frihetsgrader og tøyningkomponenter etc. skal kunne frambringe alle aktuelle bruddformer. Finhet i elementinndeling skal være slik at spenninger/krefter kan beregnes med god nøyaktighet.

Det skal benyttes materialmodeller som:

- frambringer alle aktuelle bruddformer og som gir representativ styrke i aktuelle bruddgrensetilstander
- gir representativ stivhet i forhold til aktuelt lastnivå. (For betong kan det være aktuelt å gjennomføre analyser med ulike verdier for E-modul og strekkfasthet)
- ivaretar materialenes tidsavhengige egenskaper (kryp, svinn, relaksasjon, etc.)
- ivaretar materialenes ulike oppførsel under på- og avlastning

I analysen skal det være logisk rekkefølge i påføring av laster slik at permanente laster kommer forut for variable laster og slik at lastene blir påført i riktig konstruksjonssystem og til riktig tid. Samtidig (proporsjonal) påføring av alle laster skal kun benyttes i analysen dersom det dokumenteres at disse gir pålitelige resultater.

For spennkrefter skal det tas hensyn til friksjon og låsetap under oppspenningen og at kraftens retning følger deformert geometri. Effekt av tøyningendringer i konstruksjonen (fra oppspenning, kryp, svinn, temperatur, ytre last, etc.) skal være inkludert.

6.4.2 Dokumentasjon

Det skal påvises at konstruksjonens detaljutforming samsvarer med analysemodellens forutsetninger slik at for eksempel de inelastiske deformasjoner indikert i analysen faktisk kan finne sted.

Det skal foreligge dokumentasjon på at det anvendte analyseprogramet oppfyller kravene i 6.4.1, og at programmet er testet med godt resultat mot forsøk og standardeksempler ("benchmarks") som er relevante i forhold til den konstruksjon som skal analyseres.

7 Betongkonstruksjoner

7.1 Generelt

Dette kapitlet gir krav for materialvalg, dimensjonering og konstruktiv utforming av betongkonstruksjoner.

Betongkonstruksjoner skal prosjekteres i henhold til *NS-EN 1992-1-1* og *NS-EN 1992-2*. Hvor det i dette kapittel er henvist til *NS-EN 1992:2004*, punkt *x*, skal punkt *x+NA* i begge standarder ses i sammenheng.

Peler er behandlet under **11.4** og **11.5**. Samvirkekonstruksjoner i stål og betong er behandlet under kapittel 8.

Det vises for øvrig til **1.2** og **1.4** samt konstruksjonsspesifikke krav i kapittel 13.

7.2 Materialer

7.2.1 Betong

7.2.1.1 Generelt

Alle krav i *Håndbok 026 prosess 84*, *NS-EN 13670* og *NS-EN 206-1* til delmaterialer, materialsammensetning, fremstillingsmetode, utførelse, kontroll og den ferdige betongen skal følges.

7.2.1.2 Valg av betongspesifikasjon

Dersom det ikke prosjekteres spesielle beskyttelsestiltak, skal det velges betongspesifikasjon i henhold til Tabell 7.1.

7.2.1.3 Tyngdetetthet av armert betong

Tyngdetettheten av armert normalvektsbetong skal settes minst lik $25,0 \text{ kN/m}^3$ ved dimensjonering.

Tyngdetettheten skal beregnes på grunnlag av armeringsmengde og tyngdetetthet for uarmert betong for konstruksjoner

- der armeringsmengden overstiger 150 kg/m^3 betong
- der det benyttes tilslag med tyngdetetthet $> 28 \text{ kN/m}^3$
- som helt eller delvis bæres av oppdrift
- som utføres med lettbetong

For de to siste tilfellene skal alltid målt tyngdetetthet for uarmert betong legges til grunn.

*Tyngdetetthet for uarmert normalvektsbetong kan normalt settes lik $24,0 \text{ kN/m}^3$, se *Håndbok 026 prosess 84.4 b*).*

7.2.1.4 E-modul for betong

For konstruksjoner der verdien av betongens E-modul har betydning for sikkerheten i ferdig- eller byggetilstanden, skal krav til E-modul spesifiseres i konkurransegrunnlaget. Der deformasjonsforhold er av stor betydning, for eksempel for fritt frambyggbruer, skal målt E-modul legges til grunn for beregning av deformasjoner, se 13.1.5.

7.2.1.5 Lettbetong

Krav til tyngdetetthet skal være forenelig med spesifisert fasthetsklasse.

Densitetsklassene i NS-EN 1992/NS-EN 206 tillater store densitetsintervaller og er basert på «ovnstørr densitet». Kombinasjonen LB45 / 1950 ± 30 kg/m³ (avformingsdensitet) kan velges uten nærmere vurdering.

7.2.1.6 Lavvarmebetong

Fasthetsklasse skal ikke velges høyere enn B45.

Fortrinnsvis velges fasthetsklasse B35.

Tabell 7.1: Valg av betongspesifikasjon

| Eksponeeringsforhold og funksjonskrav | Betongspesifikasjon etter Håndbok 026 |
|---|---|
| Konstruksjonsdeler med eksponeeringsforhold og funksjonskrav som ikke krever en av spesialbetongene gitt under. | SV-Standard |
| Konstruksjoner i marint miljø. Brudekke og kantbjelker bør utføres med SV-Standard. | SV-Marin |
| Konstruksjonsdeler utsatt for kjemisk angrep fra grunnvann i jord og berg, hvor konsentrasjonene av aggressiver ligger innenfor grenseverdiene for eksponeeringsklassene XA2 og XA3 i NS-EN 206-1 Tabell 2. Herunder regnes syregivende varianter av alunskifer og sulfidførende bergarter med pH høyere enn 4. For konstruksjonsdeler eksponert i miljø med pH i naturtilstand lavere enn 4 og/eller aggressiver i konsentrasjoner utover de øvrige grenseverdiene for eksponeeringsklasse XA3, skal spesielle konstruktive tiltak og/eller membran/beskyttelse av betongen vurderes. | SV-Kjemisk |
| Konstruksjonsdeler hvor risikoen for gjennomgående fastholdingsriss på grunn av herdevarme og temperaturforskjeller er betydelig, og hvor slik opprissing er kritisk for funksjonsevnen. SV-Lavvarme skal ikke spesifiseres uten at nytteverdien er klarlagt og at det er bekreftet at betong med krevet sammensetning, i henhold til Håndbok 026 Prosesskode 2, kan leveres på det aktuelle anleggsstedet. <i>Supplerende tiltak, eventuelt som erstatning for SV-Lavvarme, kan være bruk av kjølerør, varmekabler, kald betong, etc.</i> | SV-Lavvarme |
| Konstruksjonsdeler støpt i vann <ul style="list-style-type: none">• Se Norsk Betongforenings publikasjon nr. 5 | AUV-betong Normal undervannsbetong |

1) Her definert som sone mellom: Laveste astronomiske tidevann (LAT) og høyeste astronomiske tidevann

2) Sone som regelmessig overvaskes av bølger

7.2.2 Slakkarmering

7.2.2.1 Ordinær slakkarmering

Armeringsstål skal tilfredsstillere krav og forutsetninger i NS-EN 1992.

Armering B500NC med mål og egenskaper som angitt i NS 3576-3 kan forutsettes å tilfredsstillere kravene.

7.2.2.2 Rustfri slakkarmering

Bruk av rustfri armering skal begrunnes. Armeringens geometriske og mekaniske egenskaper skal tilfredsstillere kravene i NS 3576-5 og ha en PRE-verdi større enn 20.

Typiske bruksområder kan være der vanlige overdekningskrav er vanskelig å tilfredsstillere, ledd ved overgangsplater og områder der tilkomst til inspeksjon og/eller vedlikehold er vanskelig.

7.2.2.3 Armering av komposittmaterialer

Bruk av komposittarmering skal begrunnes. Dokumentasjon på materialeegenskaper for slik armering skal sendes Vegdirektoratet for vurdering og eventuell godkjenning dersom European Technical Approval (ETA) og CE-merking ikke foreligger.

7.2.2.4 Fiberarmering

Stål- eller polymerfibre skal ikke benyttes ved lastopptak i bærende konstruksjoner.

Fiber i sekundære konstruksjonsdeler for begrensning av rissutvikling skal kun benyttes etter godkjenning fra Vegdirektoratet.

7.2.3 Spennarmering og spennarmeringssystemer

Spennarmeringen og spennarmeringssystemets delkomponenter skal være i henhold til ETA for systemet.

Gjeldende utgave av Norsk Betongforenings publikasjon nr. 14 skal legges til grunn.

7.3 Dimensjonerende lastvirkning

7.3.1 Generelt

Det skal benyttes beregningsmodeller og forutsetninger som er egnet til å forutsi konstruksjonens oppførsel med tilfredsstillende nøyaktighet i den aktuelle grensetilstand.

Grunnleggende krav i *NS-EN 1990:2002 punkt 5.1* og *NS-EN 1992:2004* skal følges.

Ved beregning av dimensjonerende snittkrefter kan NS-EN 1992:2004 punkt 5.3.2.2 benyttes. Ved bruk av lager kan oppleggets lengde i NS-EN 1992-2:2005 punkt NA5.3.2.2 settes lik lagerets kontaktlengde mot overbygningen i lengderetningen.

Materialeegenskaper benyttet ved beregning av stivheter skal være representative for den aktuelle grensetilstanden.

Ved beregning etter 1. ordens lineær-elastisk teori kan krefter og momenter som kun er avhengig av relative stivheter (stivhetsforhold søyle/bjelke), normalt beregnes med stivheter basert på homogent betongtverrsnitt.

7.3.2 Deformasjonslaster

Virkingen fra deformasjonslaster i henhold til 5.6 skal tas hensyn til i prosjekteringen. Midlere verdier for materialeegenskapene skal legges til grunn.

Ved bruk av spennarmering skal det tas hensyn til både direkte og indirekte lastvirkninger på grunn av oppspenningen.

Stivhet av overbygning i spennarmert betong kan beregnes på grunnlag av homogent tverrsnitt uten bidrag fra armeringen.

Den ferdige konstruksjonen skal som et minimum kontrolleres ved to tidspunkt; et like etter at brua er åpnet for trafikk, og et ved dimensjonerende brukstid, normalt 100 år i henhold til 1.1.9.1.

Ved valg av parametre for kryp og svinn kan det antas 70 % relativ luftfuktighet for bruoverbygning og 80 % relativ luftfuktighet for søyler over vann.

Det skal i tillegg foretas kontroll for situasjoner i byggefasen der forskyvninger/tøyninger som skyldes herding eller avkjøling fører til indre eller ytre tvangskrefter. Støperekkefølgen skal tas hensyn til i kontrollene og forutsatt støperekkefølge skal angis på arbeidstegningene.

7.3.3 Beregning av dynamisk respons

Dersom demping fra grunnen og/eller aero- eller hydrodynamisk demping medregnes, skal de antatte uttrykk og verdier dokumenteres.

For betongkonstruksjoner kan det antas dempingsforhold etter Tabell 5.3.

7.3.4 Tilleggsmomenter i slanke konstruksjonsdeler – 2. ordens teori

Slanke konstruksjonsdeler som søyler, steg og flenser som er belastet med aksialtrykk eller bøyningmoment og aksialtrykk, skal kontrolleres for disse lastvirkninger kombinert med virkingen av konstruksjonens forskyvninger.

Regler for beregning av effektive lengder og 2. ordens lastvirkninger er gitt i *NS-EN 1992-1-1:2004 punkt 5.8*.

For konstruksjoner fundamentert på løsmasser eller peler, skal det vurderes om grunnens eller pelegruppens stivhet har betydning for den effektive lengden l_0 .

Effektive lengder i en forskyvelig bruretning skal bestemmes fra en systemknekkingsanalyse som ivaretar samvirket mellom de enkelte søyler.

Den effektive lengden av søyler i en forskyvelig bruretning kan bestemmes etter retningslinjene for en fritt forskyvelig enkeltstående søyle dersom søylenes stivhet i den aktuelle retning og aksialkreftene er tilnærmet like i de forskjellige søyleakser.

Den effektive lengden av søyler i en uforskyvelig bruretning kan bestemmes etter retningslinjene for en uforskyvelig enkeltstående søyle.

7.4 Dimensjonering

7.4.1 Generelt

Krav for spesielle brutyper er gitt i kapittel 13.

Materialfaktorene skal fastsettes som angitt i NS-EN 1992-1-1:2004 punkt NA.2.4.2.4 uten at det tas hensyn til avvik i tverrsnittsmål. Reduserte materialfaktorer i henhold til NS-EN 1992-1-1, NA.A.2.2 skal kun benyttes for spesielle konstruksjoner etter skriftlig avtale med Vegdirektoratet.

For konstruksjoner utstøpt i vann skal det innføres en ekstra reduksjonsfaktor på 0,8 for betong og 0,9 for armering ved beregning av dimensjonerende fastheter i tråd med retningslinjer i Norsk Betongforenings publikasjon nr. 5: *Prosjektering og utførelse av betongkonstruksjoner i vann*.

7.4.2 Bruddgrensetilstanden

7.4.2.1 Generelt

Konstruksjonselementer skal i hvert snitt dimensjoneres for summen av 1. og 2. ordens momenter, men ikke i noe snitt for mindre moment enn 1. ordens moment inkludert virkning av eventuell utilsiktet eksentrisitet.

Stivhetsantagelser skal samsvare med dimensjonerende lastvirkninger og tilhørende tøyingstilstand.

I tilfeller der duktil oppførsel av søyler eller underliggende konstruksjoner ikke kan forutsettes, skal stivhetsantagelser vurderes spesielt.

Eksempler kan være søyler med høyt aksialkraftsnivå, eventuelt i kombinasjon med høy betongkvalitet, samt konstruksjoner fundamentert på løsmasser eller peler.

Ved dimensjoneringen skal det ikke velges mindre armering i noen del av konstruksjonen enn det som er forutsatt ved beregning av forskyvningene.

7.4.2.2 D-områder

I områder av en konstruksjon der ordinær bjelketeori ikke er gyldig (D-områder), skal det etableres en indre kraftmodell i ytre og indre likevekt som dimensjoneres etter NS-EN 1992:2004 punkt 5.6.4 og 6.5. Dette gjelder områder der geometri og/eller belastning gir store tøyingsgradienter etter elastisitetsteorien.

Eksempler kan være:

- *Utsparinger eller tverrsnittsendringer*
- *Indirekte opplegg; for eksempel tilslutning av tverrbærer på smal søyle*
- *Ved store punktlaster, lager og jekkepunkter*
- *Forankring av spennarmering*

7.4.2.3 Skjærdimensjonering

Dersom det ikke benyttes andre metoder dekket av NS-EN 1992 skal det dimensjoneres for skjærkrefter og eventuell torsjon etter NS-EN 1992:2004 punkt 6.2, 6.3 og 6.4.

$\cot \theta$ skal ikke velges større enn 2,0 dersom det ikke gjøres kontroll av rissvidder i steget etter NS-EN 1992-1-1: 2004 punkt 7.3.4.

Dimensjonering for krefter i planet for vegger og kasse-/flenstverrsnitt kan gjøres etter metoder basert på en antatt indre kraftmodell som tilfredsstiller likevektsbetingelser og geometriske betingelser for tøyninger i det undersøkte lokalområdet (trykkfeltteori).

Ved samtidig virkende momenter og membrankrefter kan dimensjoneringen foretas ved at konstruksjonsdelen antas oppdelt i lag der lastvirkningene opptas som membrankrefter jevnt fordelt over tykkelsen i hvert lag, og der midlere tøyning i lagene tilfredsstiller betingelsen om lineær tøyingsvariasjon over tykkelsen.

Beregningsregler er gitt i NS-EN1992-2:2004 punkt 6.109, Annex F, LL og MM.

Alternative metoder skal kun benyttes etter avtale med Vegdirektoratet.

7.4.3 Bruksgrensetilstanden

7.4.3.1 Rissvidder

Tillatte rissvidder er gitt i *NS-EN 1992-1-1:2004 punkt NA.7.3.1*. Tillatte rissvidder i midlertidige situasjoner under bygging skal begrenses til $0,60 k_c$.

Rissvidder skal kontrolleres i bruksgrensetilstand for kombinasjonene *ofte forekommende* og *tilnærmet permanent* etter *NS-EN 1990:2002 Tabell NA.A2.6*. Kombinasjonsfaktorer $\psi_{i,j}$ etter *Tabell NA.A2.1* og *Tabell NA.A2.2* skal settes lik :

- Kombinasjon ofte forekommende: $\psi_{1,1} = 0,7$ eller $0,6$ og $\psi_{2,i} = 0,2$ eller $0,0$
- Kombinasjon tilnærmet permanent: $\psi_{2,1} = 0,5$ og $\psi_{2,i} = 0,2$ eller $0,0$

Rissvidder skal beregnes etter *NS-EN 1992-1-1:2004 punkt 7.3.4*.

Ved bruk av NS-EN 1992:2004 punkt 6.5 kan rissvidder kontrolleres etter NS-EN 1992:2004 punkt 7.3.3. Ved dimensjonering av spaltetrekkarmering kan NS-EN 1992:2004 Tabell 7.2N benyttes.

For konstruksjonsdeler med spennarmering med kontinuerlig samvirke skal rissvidder kontrolleres i begge hovedretninger i følgende nivå:

- Ved slakkarmeringen, med rissviddekrav som for slakkarmering
- Ved spennarmeringen, med rissviddekrav som for spennarmering

Kontroll av grenseverdi trykkavlastning gjelder bare i spennarmeringens retning.

Trykkavlastning tillates i midlertidige situasjoner under bygging forutsatt spenningsbegrensning som gitt i *NS-EN 1992-2 punkt NA113.2(103)*.

For konstruksjoner som etter *Tabell 7.1* skal utføres med betongspesifikasjon SV-Kjemisk skal krav til tillatte rissvidder fastsettes i samråd med Vegdirektoratet.

7.4.4 Utmatting

Konstruksjoner eller deler av konstruksjoner som påkjennes av utpreget repetert belastning, skal kontrolleres for utmattingsbrudd i henhold til *NS-EN 1992:2004 punkt 6.8*.

Utmattingsbrudd kan være dimensjonerende for bruer med høy ÅDT og liten permanent last i forhold til variabel last, for eksempel korte platebruer eller kulverter.

Dersom konstruksjonen eller konstruksjonsdelen er utsatt for utmatting, skal det angis på arbeidstegningene at sveising på armeringen og retting eller tilbakebøyning av armeringen ikke er tillatt.

7.5 Armeringsregler

7.5.1 Armeringstetthet og utstøping

Konstruksjonen skal utformes med en geometri og utføres på en måte som gjør at den med sikkerhet kan støpes ut med forutsatt betong og at betongen kan komprimeres. Inndeling av konstruksjonen i ulike støpeavsnitt skal vurderes.

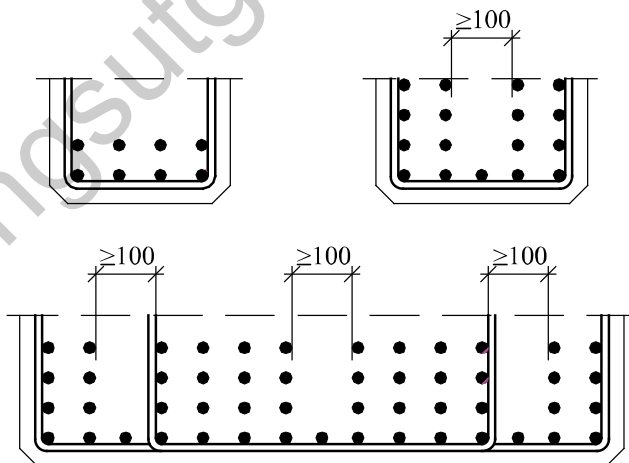
I skjøteområder og andre områder med tett armering skal det tegnes forstørrede detaljer og/eller snitt som viser nøyaktig armeringsplassering. Det skal tas hensyn til monteringsjern, innstøpingsgods, kabelkanaler, trekkerør og lignende som vanskeliggjør utstøpingen. Ved uakseptabel høy armeringstetthet skal armeringsløsningen omarbeides ved for eksempel fordeling av armeringsskjøter over flere snitt, valg av grovere armeringsdimensjoner og/eller bruk av skjøtemuffer.

Kamstålets faktiske byggemål skal tas hensyn til ved detaljering av armeringen. For beregning av byggehøyde, fri avstand mellom armeringsstenger og liknende skal det regnes med byggemål for kamstål som vist i Tabell 7.2.

Tabell 7.2: Byggemål for kamstål

| Dimensjon | Ø ^k 12 | Ø ^k 16 | Ø ^k 20 | Ø ^k 25 | Ø ^k 32 |
|---------------|-------------------|-------------------|-------------------|-------------------|-------------------|
| Byggemål [mm] | 15 | 20 | 25 | 30 | 40 |

Nødvendige vibratoråpninger i armeringen skal planlegges og ha et tverrmål på minimum 100 mm. Eksempler på planlagt armeringsføring for å sikre god utstøping er vist i Figur 7.1.



Figur 7.1 - Eksempler på armeringsføring

7.5.2 Armeringsplassering

7.5.2.1 Generelt

Krav til armeringsplassering som angitt i *NS-EN 1992:2004 kapittel 4 og 8* skal følges.

Kravene i NS-EN 1992 og Tabell 7.4 er minimumskrav som kan skjerpes for å gi bedre bestandighet mot miljøpåkjenninger og sikre god utførelse.

For symbolbruk henvises til *NS-EN 1992 punkt 4.4.1.1 og 4.4.1.2*.

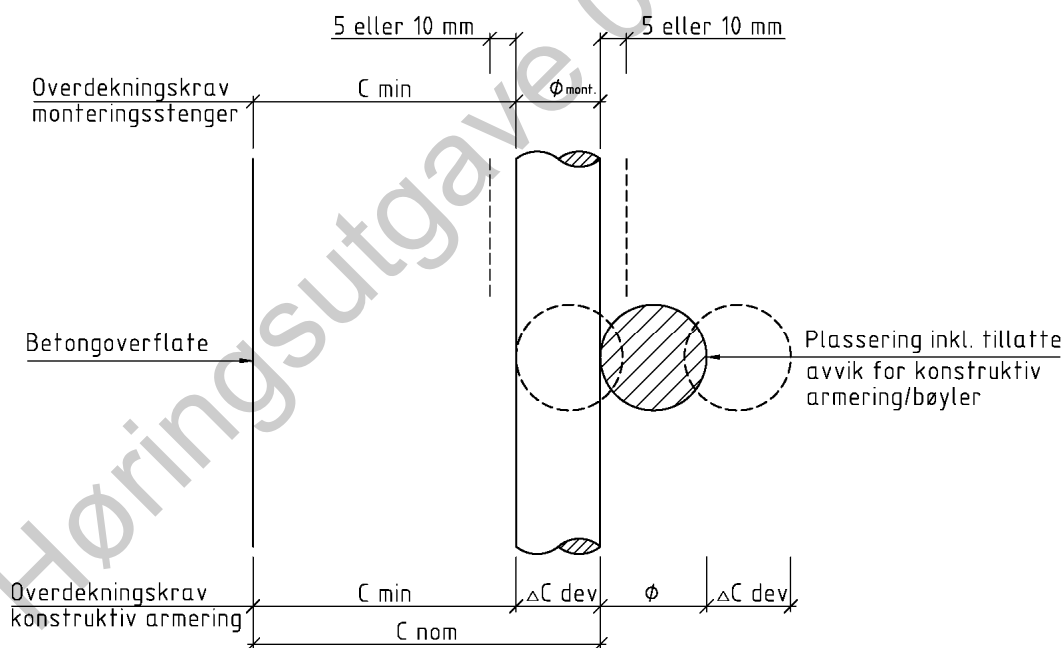
7.5.2.2 Krav til overdekning

Minste overdekning c_{min} for ordinær slakkarmering skal tilfredsstille kravene i *NS-EN 1992-1-1:2004 Tabell NA.4.4N*. I Tabell 7.4 er det angitt hvor og når Statens vegvesen krever større minste overdekning enn angitt i *NS-EN 1992*.

Krav til nominell overdekning c_{nom} skal regnes fra betongoverflaten og til nærmeste konstruktive armering. Minimumsarmering uten direkte bærevirkning, for eksempler bøyer i bjelker uten beregningsmessig behov for skjærarmering, regnes i denne sammenheng som konstruktiv armering.

Tykkelse av eventuelt slitelag i betong skal ikke regnes som overdekning.

For den konstruktive armeringen skal nominell overdekning c_{nom} settes lik summen av minste overdekning c_{min} og tallverdien av tillatt avvik ΔC_{dev} , se Figur 7.2.



Figur 7.2 – Overdekning

Tillatt avvik ΔC_{dev} skal angis med samme tallverdi for pluss- og minusavvik.

Monteringsstenger skal ha nominell overdekning minst lik minste overdekning c_{min} for den konstruktive armeringen.

Tillatt avvik for konstruktiv armering, samt krav til dimensjon og tillatte avvik for monteringsstenger, er avhengig av krav til minste overdekning og skal være i henhold til Tabell 7.3.

Tabell 7.3: Tillatte avvik for konstruktiv armering. Dimensjon og tillatte avvik for monteringsstenger

| <u>Konstruktiv armering</u> | | <u>Monteringsstenger</u> | |
|-----------------------------|------------------|--------------------------|---------------|
| c_{min} | Δc_{dev} | Diameter | Tillatt avvik |
| ≥ 70 mm | ± 20 mm | Ø16 | ± 10 mm |
| < 70 mm | ± 15 mm | Ø12 | ± 5 mm |

Nominell overdekning, tillatte avvik og forutsatt diameter på monteringsstenger skal angis i beregningsforutsetningene og på arbeidstegningene. Et eksempel for $c_{min} = 50$ mm er vist i Figur 7.3.

Overdekning: 65 ± 15 mm til konstruktiv armering
 50 ± 5 mm til Ø12 monteringsstenger

Figur 7.3 – Eksempel på angivelse av overdekningskrav

Monteringen av armering skal utføres etter *håndbok 026, prosess 84.3*.

Fordeling og plassering av monteringsstenger og armeringsstoler er den utførendes ansvar og angis ikke av den prosjekterende.

Tabell 7.4: Minste overdekning for slakkarmering

| Eksponeringsforhold og funksjonskrav | Ordinær armering | Rustfri armering |
|---|------------------|---------------------|
| | C_{min} | C_{min} |
| Undervannsstøp, ref. Norsk Betongforening publikasjon nr. 5 | 100 | 60 |
| Konstruksjonsdeler i marint miljø: | | |
| <ul style="list-style-type: none"> • I sjøvann, utført som tørrstøp • I tidevannssonen og skvalpesonen, utført som tørrstøp • Til en høyde på minst 12 m over tidevannssonen i værharde kyststrøk • Til en høyde på minst 6 m over tidevannssonen i lite værharde kyststrøk <p><i>Ekstra beskyttelse med membraner eller tette belegg kan åpne for reduksjon ($\Delta C_{dur,add}$) etter avtale med Vegdirektoratet.</i></p> | 100 | 60 |
| Konstruksjonsdeler der tilgjengeligheten for inspeksjon og vedlikehold er vanskelig (f.eks. i og ved fuger) | | |
| Utstøpte peler, utført som tørrstøp eller undervannsstøp | | |
| Konstruksjonsdeler som blir (eller kan bli) eksponert for avisingsmiddel («salt»): | | |
| <ul style="list-style-type: none"> • Pilarer nær saltet vegbane utsatt for saltsprut/-føyke (inklusive fundament og del av søyle under terreng) • Konstruksjonsdeler utsatt for saltsprut og fuktighet hvor avvasking fra regnvær normalt ikke finner sted (f.eks. nedre del av vegger i kulverter, tunnelportaler, miljøtunneler, etc. fra 2 m over vegbanen til underkant fundament) • Innerkant kantdragere og betongrekkverk • Sidekant brudekke og ytterste 2 m av underkant bruplate for bruer uten kantdrager/betongrekkverk • Innside av vinger og bakside frontvegger på landkar • Endebjelker og innside vinger på landkarløse bruer • Arealer under fugekonstruksjon som vil bli utsatt for saltholdig lekkasjevann | 60 | 40 |
| Underkant fundamenter i vann, i tørrlagt byggegrøp og over vann: | | |
| <ul style="list-style-type: none"> • Mot betongavretting • Mot berg eller faste løsmasser | 60 100 | 40 60 |
| Oversiden av brudekker med fuktisolering | 60 | 60 |
| Mot tørre og tilgjengelige hulrom, f.eks. i kassetvernsnitt og søyler, samt mot sparerør og trekkerør | 35 | $C_{min,b} \geq 20$ |
| Alle øvrige flater | 50 | $C_{min,b} \geq 20$ |

7.5.2.3 Spennarmering

For korrosjonsømfintlig armering (spennarmering) skal minste overdekning i Tabell 7.4 økes med 10 mm.

For etterspente konstruksjoner kan overdekningskrav basert på bestandighet overstyres av kravene til heft i NS-EN 1992:2004 Tabell NA.4.2.

7.5.2.4 Spesielle overdekningskrav

Tabell 7.5 angir tilfeller der minste overdekning, c_{min} , skal økes med tilleggsoverdekningen Δc_{svv} .

Tabell 7.5: Krav til tilleggsoverdekning for noen spesialtilfeller

| Eksponeringsforhold og funksjonskrav | Tilleggsoverdekning |
|--|---------------------|
| | Δc_{svv} |
| Lettbetong | 5 |
| Bruk av glideforskaling | 10 |
| Bruk av overskaling der drenerende dukforskaling ikke benyttes | 10 |

Minste overdekning ved utsparinger for sluk og rørgjennomføringer skal være som for konstruksjonen for øvrig.

Ferjekaier og bruer med redusert dimensjonerende brukstid skal dimensjoneres for en dimensjonerende brukstid på 50 år, se 1.1.9.2 og 13.9.1.2.

En minste overdekning $c_{min} = 60$ mm kan benyttes.

For midlertidige konstruksjoner med en dimensjonerende brukstid på 5 år gjelder kravene til minste overdekning av hensyn til heft $c_{min,b}$ etter NS-EN 1992-1-1:2004 Tabell NA.4.2 med et minstekrav på 20 mm.

I tilfeller der konstruksjonsdelen kan bli utsatt for isabrasjon eller erosjon i rennende vann, skal verdiene i Tabell 7.4 økes med 10 mm i henhold til NS-EN 1992-2 punkt 4.4.1.2(105).

For komposittarmering gjelder kravene til minste overdekning av hensyn til heft $c_{min,b}$ med et minstekrav på 20 mm.

Med hensyn til risiko for brann skal overdekningskravene til komposittarmering vurderes spesielt.

For overflater i prefabrikkerte elementer som det senere skal støpes inntil og for overflater i utsparinger som senere skal støpes igjen skal minste overdekning settes lik stangdiameteren, men ikke mindre enn 20 mm.

7.5.3 Armeringskrav for enkelte konstruksjonsdeler

7.5.3.1 Generelt

Regler for bestemmelse av minimumsarmering og senteravstander er gitt i NS-EN 1992. Tilleggsbestemmelser er gitt i etterfølgende avsnitt.

Armering med diameter mindre enn 12 mm skal ikke benyttes.

Det kan gjøres unntak for spesielle detaljer der mindre diameter anses formålstjenlig på grunn av for eksempel bøyeradius. Ø10 kan benyttes for toerrarmering etter NS-EN 1992-1-1:2004 punkt 9.5.3(6) og 9.6.4 i tilfeller der armeringen som skal fastholdes ikke er beregningsmessig utnyttet i trykk, se NS-EN 1992 punkt NA.2.5(10).

Armeringsstenger med diameter større enn eller lik 16 mm skal ikke rettes eller ombøyes.

Bunting av mer enn 2 stenger, 3 stenger i skjøtområder, skal unngås.

Alle tverrsnittsdeler skal være dobbeltarmert i begge retninger. Kravet gjelder ikke for overgangsplater.

7.5.3.2 Fundamenter og landkar

Armering i fundamenter og landkarsåler skal ikke ha mindre dimensjon enn Ø16.

Senteravstand i begge retninger skal ikke overskride:

- i underkant og overkant fundament 200 mm
- alle sideflater 300 mm

Underkantarmeringen skal plasseres minst 50 mm over topp pel. Dersom avstanden mellom denne armeringen og underlaget blir større enn 200 mm, skal det i underkant fundament legges inn ekstra armering ikke mindre enn Ø16c150 mm i begge retninger. Armeringen detaljprosjekteres etter innmåling av peler.

7.5.3.3 Søylar og vegger

Vertikal- og horisontalarmering skal ikke ha større senteravstand enn 200 mm.

Minimumsarmeringen skal være symmetrisk. Lengdearmeringen skal ikke ha mindre diameter enn 16 mm; ved undervannsstøp ikke mindre enn 20 mm.

Horisontalarmering i hule søyler/tårn skal ikke ha mindre diameter enn 16 mm.

7.5.3.4 Overbygning

Senteravstanden for slakkarmering skal ikke være større enn 200 mm.

Lengdearmeringen i tverrbærere skal ikke ha diameter mindre enn 16 mm.

7.5.3.5 Utsparinger

Omkring alle utsparinger, også midlertidige, skal det legges minst 2Ø20 som tilleggsarmering langs alle sidekanter, se for øvrig 7.6.10.

7.6 Konstruksjonsregler

7.6.1 Generelt

Innvendige hulrom skal dreneres.

Det skal anordnes dryppneser for å hindre at vann renner inn under og langs betongflater. Kravet gjelder også for byggetilstanden.

Det kan være nødvendig å anordne midlertidige dryppneser for eksempel på undersiden av utkraget plate i overbygningen.

Det vises for øvrig til [3.2.1](#).

7.6.2 Støpeskjøter

Vertikale støpeskjøter skal støpes mot forskaling.

Støpeskjøten skal ha fortanning som sikrer god utstøping og kraftoverføring. For kassetverrsnitt skal fortanningen kunne overføre skjær i steg, bunnplate og dekke.

Fortanningen skal plasseres mellom lagene i dobbeltarmerte konstruksjoner og ikke være til hinder for omstøping av gjennomgående armering eller kabelkanaler. Fortanningen skal ikke være synlig fra utsiden.

I vertikale støpeskjøter i bruplate skal det påføres epoksyylim i overdekningssonen like før utstøping. Tilsvarende gjelder i overkant ved gjenstøping av utsparinger for forankring av spennarmering.

7.6.3 Undervannsstøp

For konstruksjoner utført ved undervannsstøp gjelder *Norsk Betongforenings publikasjon nr. 5: Prosjektering og utførelse av betongkonstruksjoner i vann*.

7.6.4 Fundamenter

Fundamenter på berg skal tilstrebes utstøpt på horisontalt underlag. Detaljprosjekteringen skal baseres på oppmåling av ferdig utsprengt og rensket byggegrop. Der utjevne understøp må benyttes, skal det vurderes om denne skal armeres. Betong til understøp på berg skal ha samme fasthetsklasse som den konstruktive betongen.

Hvor søylefundament utføres med sokkel, skal sokkelen gå minimum 100 mm utenfor søylen og avrettes med fall på minimum 1:25 fra søylen. Sokkel skal avsluttes minimum 500 mm over høyeste vannstand; i havet 500 mm over HAT. Dersom overkant fundament ligger over vann, gjelder ovenstående krav for overkant fundament.

Faktisk posisjon av pel etter montasje skal innmåles. For pelefundamenter skal minste avstand fra kant fundament til ytterkant ferdig installert pel være:

- Peler med tverrsnittsdimensjon ≤ 400 mm: 300 mm
- Peler med tverrsnittsdimensjon > 400 mm: 500 mm

Se også [11.4](#) om toleransegrenser for avvik fra teoretisk plassering.

For pelefundamenter skal innstøpningslengde for topp pel velges ut fra peletype og utførelse.

Ved undervannsstøp skal det kun benyttes horisontal støpeskjøt i overgangen mellom fundament og søyle, eventuelt mellom fundament og sokkel.

Understøp av senkekasse skal skje fra senter kasse. Understøpen skal nå minst 100 mm over underkant kasse på utsiden av kassas bunnplate.

Ved undervannstøp mot forskaling av prefabrikkerte betongelementer skal forskalingen ikke medregnes som konstruktiv del av fundamentet og den medfører heller ikke reduksjon av krav til minste overdekning.

7.6.5 Landkar

Landkarsåler skal ha helning minst 1:25 for vannavrenning.

Det skal anordnes mulighet for oppjekking av overbygningen som angitt i 12.4.5.

7.6.6 Overgangsplate

Overgangsplaten med opplegg skal dimensjoneres i bruddgrensetilstand for egenvekt og trafikk tilsvarende lastmodell 1 i NS-EN 1991-2.

Overgangsplater kan utføres med geometri og armering som vist på <http://www.vegvesen.no/Fag/Teknologi/Bruer/Bruprosjektering/Brudetaljer>, prosess 84.91, 84.92 eller 84.93.

Overgangsplate for landkar og fugefrie bruer som forutsettes utnyttet ved kraftopptak som friksjonsplate, dimensjoneres i tillegg i henhold til *håndbok 016 Geoteknikk i vegbygging*. For overgangsplate brukt til forankring av horisontalkraft, se 3.2.3.

7.6.7 Overbygning

Beregning av overhøyder skal ta hensyn til alle elastiske deformasjoner, kryp, svinn og relaksasjon, samt byggemetode, slik at ferdig brudekke vil ligge i teoretisk veglinje ved utløpet av bruas dimensjonerende brukstid. Beregningene gjennomføres i bruksgrensetilstand kombinasjon tilnærmet permanent og med søylestivheter som angitt under 7.3.1.

Ved beregnede negative overhøyder større enn 15 mm skal utsetningskotene vurderes spesielt i samråd med oppdragsgiver.

Ved alle brukonstruksjoner med spennvidde større enn 50 m skal forskyvnings- og overhøydeberegninger baseres på målte E-moduler for konstruksjonsbetongen.

Tverrsnittstykkelser skal ikke være mindre enn 300 mm.

Ved overgang mellom steg og topp-/bunnplate samt ved tverrsnittsendringer i bruas lengderetning skal det anordnes vouter.

Følgende geometriske retningslinjer kan benyttes:

- Minste dimensjon $b \times h = 120 \times 120 \text{ mm}$
- Mellom steg og topp-/bunnplate: *Helning mellom 1:1 og 1:5*
 Voutelengde minst 15 % av avstand mellom steg
- For utkraget plate: *Voutelengde minst 30 % av lengden*
- Ved tverrsnittsendringer: *Helning 1:5 eller mindre*

7.6.8 Spennarmerte konstruksjoner

Krav til produksjonsunderlag som angitt i *Norsk Betongforenings publikasjon nr. 14* skal følges.

Kabelføringen skal tilfredsstillende forutsetningene i tilhørende ETA. Ved opptegning av kabelplaner skal det tas hensyn til slakkarmeringen og nødvendige utsparinger. Skjøting av kabler skal være i henhold til *NS-EN 1992:2004 punkt 8.10.4*.

Langsgående kabler i brudekket skal spennes opp ved ender, i støpeskjøter eller forankringsvouter. Ved oppspenning i begge ender av kabelen, skal forlengelse i den enden som spennes sist være i henhold til systemets ETA, eventuelt minst lik systemets kilelengde.

Forankringsvouter skal støpes samtidig med tverrsnittet for øvrig. Dersom dette ikke er mulig, skal det i støpeskjøtene mot tilgrensende konstruksjon settes et avsteng med vertikale fortanninger og med samme omkrets som vouten. Den etterfølgende utstøping av vouten skal utføres så tidlig som mulig.

Endeforankringer skal beskyttes med påstøp med en tykkelse på minst 200 mm.

For spennkabler brukt som bergforankringer gjelder også bestemmelser gitt i **11.7**.

7.6.9 Ekstern og uinjisert spennarmering

Konstruksjoner med spennarmering utenfor betongtverrsnittet (ekstern spennarmering) og konstruksjoner med uinjisert spennarmering skal planlegges med tanke på at kablene skal kunne skiftes ut.

Det skal dimensjoneres for følgende to tilstander:

- 1) Utskifting av én vilkårlig plassert spennkabel. Tilstanden skal kontrolleres for aktuell lastsituasjon. Dette vil normalt innebære trafikkklaster. På avsperrert areal skal det regnes med antatt opptredende laster i forbindelse med utskiftingen (eventuelt stillas, mobilkran, øvrige nyttelaster) etter nærmere vurdering. Antatt opptredende laster skal angis under driftsforutsetninger.
- 2) Brudd i én vilkårlig plassert spennkabel. Tilstanden skal kontrolleres som en ulykkessituasjon i henhold til *NS-EN 1990:2002 tillegg A2*.

7.6.10 Utsparinger

Plassering, størrelse og utforming av utsparinger skal ikke medføre uakseptable spenningsforhold eller deformasjoner i konstruksjonen. Det skal påvises at det resterende tverrsnitt kan oppta de dimensjonerende kreftene.

I retninger hvor armeringen er statisk nødvendig, skal tilleggsarmeringen omkring utsparingen minst tilsvare den armeringen som er brutt. I tverretningen skal tilleggsarmeringen minst tilsvare 70 % av avbrutt armering i hovedretningen, men ikke være mindre enn den armering som avbrytes av utsparingen i tverretningen. Ved utsparing i trykksone, skal armeringen dimensjoneres for avbøyningskreftene etter **7.4.2.2**.

Ved midlertidige utsparinger med utstikkende armering skal utsparingen være så stor at armeringen kan skjøtes med omfaring ved gjenstøpning. Krav til utstikkende armering som skal rettes eller ombøyes, er gitt i **7.5.3.1**.

Armeringen kan skjøtes med muffe eller ved sveising der dette tillates.

Ved midlertidige utsparinger skal støpeskjøtene ha fortanning som utformes avhengig av belastningen. For å sikre god utstøping av utsparinger i vertikale konstruksjonsdeler skal utsparingsens toppflate ha en helning på 1:5.

7.6.11 Vektreduserende utsparinger

Vektreduserende utsparinger skal ikke benyttes, men kan etter skriftlig avtale med Vegdirektoratet tillates i platebruer der bærevirkningen hovedsakelig skjer i én retning.

7.6.12 Betongledd

Betongledd skal ha gjennomgående rustfri armering.

7.6.13 Innstøpningsgods

På konstruksjonens utvendige flater skal alt innstøpningsgods være i rustfritt stål. Kravet gjelder i foreskrevet betongoverdekningsone med eventuelle utstikk.

Rustfritt stål skal være i henhold til *NS-EN 10088* og ha en PRE-verdi større enn 20.

Stålnummer 1.4404 kan antas å tilfredsstille kravene.

Festemidler i rustfritt stål skal være i henhold til *NS-EN ISO 3506*, kvalitet A4.

Innvendig i hulrom som betongkasser og -tårn kan varmforsinket innstøpningsgods benyttes.

7.6.14 Katodisk beskyttelse

For alle permanente konstruksjoner i sjøvann skal armeringen beskyttes med offeranoder dersom rustfri armering ikke benyttes.

All armering og annet innstøpningsgods i konstruksjonsdeler som forutsettes katodisk beskyttet skal ha elektrisk ledende kontakt. Tiltak for å sikre dette skal angis av den prosjekterende på egne detaljtegninger.

Normalt kan elektrisk ledende kontakt oppnås ved bruk av sveiseforbindelser. Om nødvendig eller hensiktsmessig benyttes egne armeringsstenger/kontaktarmering for etablering av sveiseforbindelser.

For utmattingspåkjennte konstruksjonsdeler skal det tas spesielle hensyn ved plassering og utførelse av sveiseforbindelser hvis sveising tillates.

Dimensjonering (vekt, antall og plassering) av anodene, samt detaljering av innfesting og kontaktarmering, skal utføres av prosjekterende med nødvendig kompetanse og vises på egne detaljtegninger. Konstruksjonsdeler med offeranoder og henvisning til detaljtegninger skal også vises på oversiktstegningen.

Grunnlag for prosjektering er Veritas-rapport *DNV-RP-B401: Cathodic Protection Design* (Januar 2005) og Norsok Standard *M-503: Cathodic Protection* (September 1997).

Høringsutgave 01.11.2013

8 Stålkonstruksjoner

8.1 Generelt

Stålkonstruksjoner og samvirkekonstruksjoner i stål og betong skal prosjekteres i samsvar med *NS-EN 1993-2* og *NS-EN 1994-2*.

I de følgende kapitler er det gjort spesifikke henvisninger til punkter i de enkelte standardene. Dette er ment som en hjelp for å finne relevante krav, men er ingen begrensning med hensyn til øvrige krav i standardene.

For betongdelen i samvirkekonstruksjoner henvises det til kapittel 7.

8.2 Materialer

8.2.1 Konstruksjonsstål

Stål til bærende konstruksjoner skal velges i henhold til *NS-EN 1993-2*. Se spesielt tabell NA.3 (901). Stålet skal også tilfredsstille krav til duktilitet gitt i *NS-EN 1993-2:2006* punkt 3.2.2.

I bruas bæresystem skal det benyttes stål med normverdi for flytegrense fra 355 MPa til 460 MPa.

Rusttrege stål skal ikke brukes i bærende konstruksjoner som er permanente.

8.2.2 Skrueforbindelser

Det henvises til *NS-EN 1993-2*.

8.2.3 Boltedybler

Det henvises til *NS-EN 1994-2*.

8.2.4 Samvirke betong og stål

I samvirkemodellen skal det ikke brukes høyere fasthetsklasse enn B45.

Det skal spesifiseres krav til utførelse av brudekket som sikrer at betongen oppnår minst 70 % av foreskrevet fasthet før samvirke etableres (understøttelser senkes).

8.3 Dimensjonerende lastvirkning

8.3.1 Beregning av lastvirkning

8.3.1.1 Generelt

Ved beregning av lastvirkninger skal det tas hensyn til effekt av skjærdeformasjoner, 'shear lag', som angitt i NS-EN 1993-1-5:2006 kapittel 3 og NS-EN 1994-2:2005 punkt 5.4.1.2.

Virkning av byggemetode, dvs. montasjerekkefølge og kobling av ståleksjoner, samt tidspunkt og rekkefølge for støp av betongdekke, skal ivaretas. Videre skal effekt av betongens kryp og svinn tas hensyn til. Det vises til NS-EN 1994-2:2005 punkt 5.4.

8.3.1.2 Lastvirkning bestemt på grunnlag av plastisk teori

Dersom konstruksjonen er utsatt for ulykkespåvirkning skal det gjennomføres kontroll i ulykkesituasjon.

Ved kontroll av ulykkesituasjon kan det benyttes lastvirkninger bestemt på grunnlag av plastisk teori, se NS-EN 1993-2:2006 punkt NA 5.4.1.

Ved beregning etter plastisk teori tillates bruk av flyteleddmetoder med full rotasjon når alle konstruksjonselement som inneholder plastiske ledd, er i tverrsnittsklasse 1. Tverrsnittsklasse 2 er tilstrekkelig for det flyteledd som dannes sist. Dersom foranstående forutsetninger ikke er tilfredsstillt, skal tilstrekkelig rotasjonskapasitet påvises.

8.3.1.3 Lastvirkning på dybler

Ved beregning av lastvirkning på dybler i samvirkekonstruksjoner skal det i områder med strekk i dekket der betongen er antatt risset, benyttes tverrsnittsverdier tilsvarende urisset betong dersom dette gir ugunstigere verdier enn risset betong.

Lastvirkning på dybler ved innføring av konsentrerte laster, for eksempel fra forankring av spennarmering i dekket, kan beregnes etter NS-EN 1994-2:2005 punkt 6.6.2.3.

8.3.2 Beregning av dynamisk respons

Antatte verdier for demping skal samsvare med lastvirkningen.

Dersom mer nøyaktige verdier ikke dokumenteres, kan stålkonstruksjoner antas å ha en konstruksjonsdemping tilsvarende et dempingsforhold i området 0,005–0,008 (0,5–0,8 %). Samvirkekonstruksjoner kan antas å ha en konstruksjonsdemping tilsvarende et dempingsforhold i området 0,008–0,013 (0,8–1,3 %), avhengig av andel betong i tverrsnittet og opprissing av betongen.

Dersom andre dempingskilder som demping fra grunnen og aero- eller hydrodynamisk demping medregnes, skal de antatte uttrykk og verdier dokumenteres.

8.4 Dimensjonering

8.4.1 Generelt

Stålkonstruksjoner og samvirkekonstruksjoner i stål og betong skal dimensjoneres i de ulike grensetilstander i samsvar med *NS-EN 1993-2* og *NS-EN 1994-2*, samt etterfølgende angitte tilleggsregler. Mer detaljerte regler for ulike konstruksjonstyper er gitt i kapittel **13**.

Tverrsnitt med samvirke mellom stål og betong skal klassifiseres i de samme tverrsnittsklassene som rene ståltverrsnitt, se *NS-EN 1994-2:2005 punkt 5.5*.

For samvirkekonstruksjoner skal dyblene dimensjoneres for å ta opp hele skjærstrømmen mellom betongdelen og ståldelen. Dimensjonering av dybler for opptak av deler av skjærstrømmen tillates ikke.

8.4.2 Bruddgrensetilstanden

8.4.2.1 Generelt

Påvisning av tverrsnittskapasitet av hovedbæresystem skal utføres i henhold til *NS-EN 1993-2:2006 kapittel 6* og *NS-EN 1994-2:2005 kapittel 6*.

Kontroll av plater i tverrsnittsklasse 4 skal utføres i henhold til *NS-EN 1993-2:2006 punkt 6.2.2.5* etter metode med effektive bredder, alternativt etter metoden med reduserte spenninger.

Det gjøres oppmerksom på at metoden med reduserte spenninger kan gi lavere kapasitet enn metoden med effektive bredder, da kapasitet begrenses av den svakeste platen. Metoden med reduserte spenninger kan for eks. være hensiktsmessig ved todimensjonal spenningstilstand.

8.4.2.2 Skjærdeformasjon

Effekt av skjærdeformasjon, 'shear lag', samt kombinert virkning av 'shear lag' og lokal knekking i stål-tverrsnitt, skal beregnes som angitt i *NS-EN 1993-1-5:2006 kapittel 3 og 4* og *NS-EN 1994-2:2005 punkt 5.4.1.2*.

8.4.2.3 Interaksjon

Interaksjon mellom moment, aksialkraft, skjærkraft og tverrlast skal utføres etter *NS-EN 1993-2:2006 punkt 6.2.8*. Torsjon betraktes i henhold til *NS-EN 1993-2:2006 punkt 6.2.7*.

Interaksjon mellom samtidig virkende tverrlast, bøyemoment og aksialkraft skal utføres etter *NS-EN 1993-1-5:2006 kapittel 7*.

8.4.2.4 Boltedybler

Kapasitet av boltedybler skal beregnes etter *NS-EN 1994-2:2005 punkt 6.6*.

8.4.3 Bruksgrensetilstanden

Påvisning i bruksgrensetilstanden skal utføres etter *NS-EN 1993-2:2006 kapittel 7* og *NS-EN 1994-2:2005 kapittel 7*.

Stegplatenes slankhet skal begrenses i henhold til *NS-EN 1993-2:2006 punkt 7.4* for å unngå «stegpusting», dvs. gjentatt utbøyning som kan føre til utmatting i sveis eller grunnmateriale ved overgang til flensen.

8.4.4 Utmatting

Utmatting skal påvises etter *NS-EN 1993-2:2006 kapittel 9* og *NS-EN 1994-2:2005 punkt 6.8*.

Ved påvisning av boltedybler, se *NS-EN 1993-1-9:2005 Tabell 8.4*, settes spenningsveksling lik beregnet skjærspenningsveksling i henhold til (8.1):

$$\Delta\sigma_w = \Delta\tau = \frac{\Delta V}{A} \quad (8.1)$$

der

A - dybelens nominelle tverrsnittsareal

For samvirkekonstruksjoner skal lasten per dybel begrenses i henhold til *NS-EN 1994-2:2005 punkt 6.8.1 (3)*.

8.4.5 Sveiseforbindelser

Kapasiteten til sveiseforbindelser skal påvises etter *NS-EN 1993-1-8:2005 kapittel 4*.

8.4.6 Skrueforbindelser

I skrueforbindelser i bærende konstruksjoner skal fordeling av krefter på de enkelte skruene bestemmes ved en lineær elastisk beregning. For lange forbindelser gjelder spesielle regler, se *NS-EN 1993-1-8:2005 punkt 3.8*.

Friksjonsforbindelser skal prosjekteres som skrueforbindelse kategori B i henhold til *NS-EN 1993-1-8:2005 punkt 3.4.1*. Dette innebærer påvisning av avskjærings- og hullkantkapasitet i bruddgrensetilstanden og av friksjonskapasitet i bruksgrensetilstanden.

Utførelsen skal være i henhold til *NS-EN 1090-2:2008 kapittel 8*.

8.5 Fabrikasjons- og konstruksjonsregler

8.5.1 Generelt

Det vises til *NS-EN 1993-2:2006 kapittel 4* og *7*, samt til *NS-EN 1994-2:2005 kapittel 4*.

8.5.2 Hulrom

8.5.2.1 Hulrom tilgjengelig for inspeksjon

Hulrom som er tilgjengelige for inspeksjon og som overflatebehandles, som stålkasser, hule ståltårn etc., skal forsynes med drenasje i alle lavpunkt. Det vises også til *NS-EN 1993-2:2006 punkt 7.12*.

Dersom korrosjonsbeskyttelsen av innvendige flater forutsetter avfuktingsanlegg som angitt i **8.6.2**, skal hulrommet utføres tilnærmet lufttett. Dører, luker og gjennomføringer skal utstyres med pakninger og låseanordninger som sikrer nødvendig tetthet. Det forutsettes at utligning av trykkforskjeller mellom ut- og innsiden av hulrommet er en del av avfuktingsanleggets funksjon.

8.5.2.2 Hulrom i mindre kassetverrsnitt

Kassetverrsnitt lavere enn 1,6 meter tillates utført som lukket og lufttett, dvs. uten tilrettelegging for innvendig tilkomst for inspeksjon. Hulrommet skal da trykkprøves før transport til brustedet, se *Håndbok 026 prosess 85.24*. Alternativt skal alle sveiser som tetter kassa, også montasjesveiser, utføres med minimum 2 «lag» sveiselarver, for å sikre mot luftlekkasje.

Sveiser innvendig i slike kasser skal brennes inn i kassens ytre. En utmattingsprekk vil da med stor sannsynlighet kunne observeres på utsiden.

Bruk av lite elastisk overflatebehandling kan medvirke til tidlig skaderegistrering. Langsgående stivere kan utføres med sveiser mot skott.

Eventuelle trekkerør skal legges i sammenhengende tette rør av rustfri kvalitet og med fall.

8.5.2.3 Hulrom i profiler og lignende

Hulrom som ikke er tilgjengelig for inspeksjon og overflatebehandling, som rør, hulprofiler, trapesstivere etc., skal lukkes og utføres som lufttette konstruksjoner. Elementene skal trykkprøves, se *håndbok 026 prosess 85.24*.

Trapesstivere, rør og andre hulrom inne i kassetverrsnitt med avfuktingsanlegg som korrosjonsbeskyttelse, kan stå åpne uten lukking.

8.5.3 Overbygning

8.5.3.1 Platetykkelser

Flensplater med påsveiste dybler skal ikke ha mindre tykkelse enn 20 mm. Tykkelsen på stegplater skal være minst 10 mm. Platetykkelsen i kassevegger og kassebunn skal ikke være mindre enn 8 mm. Minste platetykkelse for gang- og sykkelbruer er 8 mm.

8.5.3.2 Ortotrop plate

Dersom det benyttes stålplate i kjørebannen (ortotrop plate), skal dekkeplatetykkelser og stivere velges i henhold til *NS-EN 1993-2:2006 punkt NA.C.1.2.2*.

Konstruktiv utforming av ortotrope ståldekker bør være i henhold til *NS-EN 1993-2:2006 Tillegg C*.

8.5.3.3 Plater med strekkspenninger vinkelrett på plateplanet

For plater med strekkspenninger vinkelrett plateplanet skal det spesifiseres krav til forbedrede deformasjonsegenskaper normalt på overflaten, se *håndbok 026 prosess 85.11*. Det vises også til *NS-EN 1993-2:2006 punkt NA 3.2.4*.

8.5.3.4 Avfasing av plater

Ved overgang fra tykkere til tynnere plate i flens eller steg skal den tykkeste del avfases med maksimal helning 1:5. Ved breddeendringer av flens skal den bredeste del avfases med maksimal helning 1:10.

8.5.3.5 Platestivere

Platestivere skal plasseres slik at de er minst mulig synlige når brua ses fra siden. Kravet gjelder ikke ved opplegg.

8.5.3.6 Trykkoverføring ved direkte anlegg

Der det forutsettes trykkoverføring ved direkte anlegg mellom ståldeler, skal dette angis på tegning, se *håndbok 026 prosess 85.221*.

8.5.3.7 Skjærforbindelser i samvirkekonstruksjoner

Samvirkekonstruksjoner med skjærforbindelse mellom stål og betongdekke på kun deler av et kontinuerlig statisk system skal ikke benyttes.

8.5.4 Gitterristdekker

Gitterristdekker skal kun benyttes på bruer på bruer med dimensjonerende brukstid inntil 5 år.

8.5.5 Sveiseforbindelser**8.5.5.1 Kontrollklasser**

Kontrollklasser for sveiseforbindelser er angitt i *håndbok 026 prosess 85*. For trapesstivere som inngår i konstruktivt tverrsnitt i stålkasser, gjelder kontrollklasse 3 for buttskjøt av stiverne og T-forbindelser av disse mot tverrskott og tverrstivere. For løfteører og transportsikringer, se *håndbok 026 prosess 85.4*.

8.5.5.2 Sveiseangivelse på tegninger

Sveis skal angis på tegningene i samsvar med *NS-ISO 2553:1992*. Eventuelle krav til sliping av sveiser skal være spesifisert.

8.5.5.3 a-mål på kilsveiser

Kraftoverførende kilsveis skal utføres med et minste a-mål på 4 mm ved platetykkelser opp til 25 mm og 5 mm for større platetykkelser. I øvrige tilfeller benyttes et minste a-mål på 3 mm.

8.5.5.4 Avbrutt sveis

Avbrutt («intermittent») sveis skal ikke benyttes for bærende sveiser i ferdig brukonstruksjon.

Sveiser med funksjon kun i byggetilstand kan utføres som avbrutt sveis forutsatt at utførelsen ikke gir uheldige forhold med hensyn til korrosjon og vedlikehold for ferdig bru.

8.5.5.5 Sveiser over lagre og jekkepunkt

Over lagre og jekkepunkter skal sveis mellom steg og bunnplate/underflens utføres som buttsveis med full gjennombrenning. Tilsvarende gjelder over lagre og jekkepunkter i tverrskott og endetverrbærere.

8.5.6 Skrueforbindelser

Alle skrueforbindelser i bærende konstruksjoner skal utføres i henhold til *NS-EN 1090-2:2008 kapittel 8*.

Skruelengder skal velges i henhold til kravene i *NS-EN 1090-2:2008 punkt 8.2.2*.

8.6 Overflatebehandling

8.6.1 Generelt

Alle ståloverflater skal ha tilfredsstillende korrosjonsbeskyttelse. Beskyttelsen skal enkelt kunne vedlikeholdes i konstruksjonens forutsatte dimensjonerende brukstid.

8.6.2 Konstruksjoner i luft

Utvendige ståloverflater som ikke varmforsinkes, skal overflatebehandles i overensstemmelse med *håndbok 026 prosess 85.3*.

I hulrom som har adkomst for inspeksjon og korrosjonsbeskyttende tiltak og som er utført i henhold til **8.5.2.1**, skal innvendige flater beskyttes i henhold til ett av følgende alternativer:

- a) Flatene overflatebehandles som angitt i *håndbok 026 prosess 85.3, system 1*.
- b) Hulrommet utstyres med avfuktingsanlegg. Den gjennomsnittlige relative luftfuktigheten skal ikke overstige 45 % og maksimalverdien skal alltid ligge under 60 %. Overflatebehandling innvendig kan da sløyfes helt.

Det anbefales likevel at det i hulrom med luftavfuktning bestilles slyngrensede plater påført et tynt malingssjikt (shopprimet). Malte, lyse flater gir blant annet bedre lysforhold for inspeksjon og vedlikeholdsarbeider.

Skruer for montering på stedet skal være varmforsinket eller i rustfri stål kvalitet som angitt i *håndbok 026 prosess 85.13*. Skjøtområder med ikke fullført overflatebehandling skal etter montasje overflatebehandles som angitt i *prosess 85.43 eller prosess 83.771*.

Varmforsinking av rekkverk og andre mindre ståldeler som ikke skal støpes inn i betong, eller på annen måte kommer i kontakt med fersk betong, skal utføres i henhold til *håndbok 026 prosess 85.342, klasse B*. Skruer leveres varmforsinket eller i rustfri stål kvalitet som angitt i *håndbok 026 prosess 85.13*.

For midlertidige konstruksjoner med inntil 5 års dimensjonerende brukstid stilles det ingen krav til overflatebehandling av hensyn til bestandighet.

Overflatebehandling kan likevel være hensiktsmessig av estetiske eller praktiske årsaker. For eksempel forenkles inspeksjon med en malt overflate.

8.6.3 Konstruksjoner i vann

Permanent neddykkede ståloverflater for bærende konstruksjoner skal ha katodisk beskyttelse med offeranoder, se **7.6.14**. Dersom alternativet med påtrykt strøm er aktuelt, skal El-tilsynet, Kystverket, aktuell havnemyndighet og eiere av eventu-elle sjøkabler i området, samt Vegdirektoratet forespørres. Risiko og konsekvens av lekkstrøm skal da vurderes. Systemer med påtrykt strøm skal ikke anvendes i lukkede rom.

Ståloverflater for bærende konstruksjoner i tidevanns- og skvalpesonen skal ha spesielle beskyttelsesystemer eller korrosjonstillegg som avtales i hvert enkelt tilfelle.

I kontroll- og godkjenningprosessen forutsettes en samlet dokumentasjon. Dette medfører at de korrosjonsbeskyttende tiltak skal være inkludert.

Høringsutgave 01.11.2013

9 Trekonstruksjoner

9.1 Generelt

I dette kapitlet gis regler for materialvalg, dimensjonering og konstruktiv utforming av brukonstruksjoner i tre.

For konstruksjonsdeler i stål, betong eller andre materialer henvises det til de respektive kapitler.

Trebruer regnes generelt i klimaklasse 3 i henhold til *NS-EN 1995-1-1:2005 Tabell NA 901*.

Konstruksjonsdeler som er godt beskyttet mot fuktpåvirkning kan regnes i klimaklasse 2.

9.2 Materialer

9.2.1 Konstruksjonstre og limtre

Trevirke til bærende konstruksjoner skal tilfredstille krav gitt i *håndbok 026 Prosesskode 2, prosess 86.111* vedrørende konstruksjonstre og *prosess 86.112* vedrørende limtre.

9.2.2 Temperaturpåvirkning, svulle og krympeegenskaper

Temperaturutvidelseskoeffisienten for nordisk gran og furu settes til:

I fiberretningen: 0,005 mm/(m°C)

På tvers av fiberretningen: 0,04 mm/(m°C)

Ved beregning av tverrsnitts- og lengdeendringer på grunn av fuktighetsvariasjoner i trevirket for nordisk gran og furu benyttes verdiene i Tabell 9.1.

| | Dimensjonsendring i % per prosent variasjon i fuktighetsinnholdet | |
|-----------------------------------|---|-------------|
| | Yttergrenser | Middelverdi |
| I fiberretningen | – | 0,01 |
| På tvers av fiberretningen | | |
| – radielt | 0,04 – 0,25 | 0,15 |
| – tangentielt | 0,15 – 0,45 | 0,28 |

Tabell 9.1 Dimensjonsendring på grunn av fuktighetsvariasjoner i trevirke. Gjelder for nordisk gran og furu med fuktinnhold opptil 28 %.

Fuktendringene for fuktbeskyttet trevirke skal antas å variere mellom 10 og 18 % trefuktighet.

9.2.3 Egenvekt av trevirke

Trevirkets tyngdetetthet varierer vesentlig med for eksempel treslag, fasthetsklasse, impregnering og trefuktighet. Tyngdetettheten vil også kunne variere over tid med trefuktigheten.

Avhengig av konstruksjonselementenes innkledningsgrad skal trevirkets tyngdetetthet settes til:

- Med tak og sidene beskyttet: 7,0 kN/m³
- Med tak: 7,5 kN/m³
- Uten konstruktiv beskyttelse: 8,0 kN/m³

Egenvekt av ståldetaljer er ikke inkludert.

9.2.4 Forbindelsesmidler

Det vises til *håndbok 026 Prosesskode 2 prosess 86.113*.

9.2.5 Brudekker i tre

9.2.5.1 Tradisjonelle trebrudekker

Tradisjonelle trebrudekker bestående av langdragere, strøved og plank skal kun benyttes på separate gang- og sykkelbruer. Dekketyper skal ha belegning av hensyn til sklisikkerhet.

9.2.5.2 Laminerte brudekker

Laminerte brudekker er massive plater som består av lameller av konstruksjonstre eller limtre. Lamellene holdes sammen av forspente, høyste stenger, av lim eller av skruer. Kombinasjon av forskjellige systemer er også mulig. Følgende systemer er tillatt brukt:

- Tverrspente plater med skurlast- eller limtrelameller
- Limtreplater
- Krysslaminerte plater (massivtreplater), som beskrevet i *NS-EN 1995-2*
- Skruelaminerte plater skal kun benyttes etter forhåndsgodkjenning av Vegdirektoratet

9.2.5.3 Tverrspente brudekker

Tverrspente brudekker skal ikke benyttes på vegbruer i riksvegnettet. Over veg, gang- og sykkelveg, jernbane, parkeringsarealer eller områder med andre former for aktivitet, skal dekketyper heller ikke benyttes.

For tverrspente brudekker skal det forutsettes en dimensjonerende brukstid på 50 år. Med krav til 100 års dimensjonerende brukstid i henhold til **1.1.9.1** skal det dermed forutsettes en utskifting av brudekket. Konsekvenser for trafikksikkerhet, framkommelighet samt kostnader ved utskifting skal utredes og dokumenteres. Resultatene skal sammenlignes med alternative løsninger før valg foretas.

Konstruktivt skal det ved utforming av detaljer legges til rette for at utskiftingen kan utføres så smidig og lite tidkrevende som mulig.

9.2.6 Spennstenger

Det vises til *håndbok 026 Prosesskode 2 prosess 86.1441*. I tillegg til prosessens krav om sprøyteforsinking skal stagene heldekket med egnet tape, krympeplast eller tilsvarende. Stagets forankringssone skal ha tilsvarende beskyttelse. For denne løsningen skal det forutsettes en dimensjonerende brukstid på 50 år.

Spennstenger skal være av stål med en karakteristisk 0,1 % - strekkgrense på minimum 900 MPa og ellers oppfylle kravene til spennstål i *NS-EN 1992-1-1*.

Spennstenger med korrosjonsbeskyttelse skal være egnet for gjentatte oppspenninger.

For midlertidige konstruksjoner er det tilstrekkelig enten med taping eller sprøyteforsinking.

9.3 Dimensjonerende lastvirkning

9.3.1 Generelt

Dimensjonerende lastvirkning skal bestemmes etter anerkjente metoder basert på elastisitetsteorien.

9.3.2 Beregning av lastvirkning i laminerte brudekker

9.3.2.1 Generelt

Beregning av lastvirkning i laminerte brudekker skal baseres på ortotrop plateteori.

Alternativt kan det beregnes som bjelkerist eller det kan benyttes en forenklet beregningsmåte som angitt i NS-EN 1995-2. Ved bruk av forenklet beregningsmåte som angitt i NS-EN 1995-2 skal standardens forutsetning om minimum 0,35 MPa trykkspenning mellom lameller etter alle tap være oppfylt.

Systemstyrkefaktor f_{sys} , som angitt i *NS-EN 1995-1*, skal kun brukes ved forenklet beregning.

Ved beregning av lastvirkning i tverrspent plate skal det skilles mellom platens systemstivhet som brukes ved beregning av snittkrefter og deformasjoner og platens lokale, reduserte tverrsnittsparemetere som brukes ved spennings- og kapasitetskontroll.

9.3.2.2 Systemstivheter for beregning som ortotrop plate

Ved beregning basert på ortotrop plateteori skal systemstivheter i de to hovedretningene som angitt i *NS-EN 1995-2:2004 Tabell 5.1* brukes. For $E_{0,midlere}$ skal verdien for E_0 i *NS-EN 338* for skurlast og *NS-EN 1194* for limtre legges til grunn.

Platens torsjonsstivhet skal settes lik den geometriske middelverdi av torsjonsstivheten i de to hovedretningene.

Poissons tall ν kan settes lik null. Følgende uttrykk, med Poissons tall $\nu_x = \nu_y = 0$, kan brukes:

$$\text{Bøyetivhet i lamellretning: } D_{xx} = k_{bS} E_x \left(\frac{h^3}{12} \right) \quad (9.1)$$

$$\text{Bøyetivhet på tvers av lamellretning: } D_{yy} = E_y \left(\frac{h^3}{12} \right) \quad (9.2)$$

$$\text{Torsjonsstivhet: } D_{xy} = 2 \sqrt{k_{bS} G_x G_y} \left(\frac{h^3}{12} \right) \quad (9.3)$$

der:

| | |
|--|---|
| E_x | lamellenes E-modul i fiberretning $E_{0,midlere} = E_0$ som angitt ovenfor |
| E_y | dekkets system-E-modul på tvers av fiberretning $E_{90,midlere}$ i henhold til NS-EN 1995-2 |
| G_x | dekkets system-G-modul i fiberretning $G_{0,midlere}$ i henhold til NS-EN 1995-2 |
| G_y | dekkets system-G-modul på tvers av fiberretning $G_{90,midlere}$ i henhold til NS-EN 1995-2 |
| $k_b = \frac{n}{1+n}$ | buttskjøtfaktor for lokalt, redusert tverrsnitt |
| $k_{bS} = 1 - (1 - k_b) \frac{a}{l_1}$ | Buttskjøtfaktoren for redusert systemstivhet. Verdien kan med god tilnærming settes lik 1,0. |
| n | antall lameller per buttskjøt i samme tverrsnitt; det forutsettes at $n \geq 4$ og at kravene til buttskjøting i NS-EN 1995-2:2004 punkt 6.1.2 (10) er oppfylt. |
| a | avstand mellom lamellender i buttskjøt, dvs. buttskjøtens lengde |
| l_1 | avstand mellom buttskjøter i lamellretning i henhold til NS-EN 1995-2 |

9.3.2.3 Redusert stivhet ved oppsprekking mellom lameller

Hvis forspenningen ikke er tilstrekkelig til å hindre at fugen mellom lameller åpner seg, skal den beregnede stivhet i tverretning reduseres tilsvarende oppsprekkingens dybde.

Reduksjonen kan gjøres ved bruke uttrykkene:

$$\text{Stivhet på tvers av lamellretning: } D_{yy} = E_y \left(\frac{h_{red}^3}{12} \right) \quad (9.4)$$

$$\text{Torsjonsstivhet: } D_{xy} = \frac{1}{6} \sqrt{k_{bS} G_x G_y h^3 h_{red}^3} \quad (9.5)$$

der:

h_{red} redusert tverrsnittshøyde på grunn av oppsprekking

I områder påvirket av oppsprekking blir dermed platens lastfordelende evne i tverretning redusert og en større andel av lasten bæres i fiberretning.

9.4 Dimensjonering av brudekker

9.4.1 Bruddgrensetilstanden

9.4.1.1 Forspenning

Dekket skal spennes opp i henhold til 9.5.6.

Tverrspenne dekker skal spennes opp med en spennkraft som etter tidsavhengige tap (uttørking og kryp) sikrer at det ikke oppstår glidning mellom lameller selv ved laveste forventede dekketemperatur.

Ved fullt utnyttet spennstål med karakteristisk 0,1 % - strekkgrense på 950 MPa og et tretverrsnitt som er forspent til ca. 1 MPa ved oppspenning, vil spennkraften variere med ca. 0,4 % per °C.

For brudekker kan et spenntap på 60 % forutsettes å dekke alle tap.

I områder som er utsatt for konsentrerte laster skal minimum gjenværende forspenning etter lang tid, P_{\min} , være 80 kN/m.

NS-EN 1992-2:2004 punkt 6.1.2 (5) og (6) er relatert til dekker av 223 mm skurlast. Da det er kraft per lengdeenhet som bestemmer friksjonen mellom lameller og ikke spenningen, passer ikke standardens krav for tykkere dekker.

9.4.1.2 Forankringsplate

Trykket under forankringsplaten skal kontrolleres for alle tilstander angitt i Tabell 9.2.

Kontrollen gjøres med lastfaktor 1,0.

Ved kontroll av kontaktrykket mellom forankringsplate og ytterlamell kan dimensjonerende trykkfasthet i klimaklasse 2 vinkelrett på fiberretning i henhold til NS-EN 1995-1-1:2004 økes med en faktor på 2,4. Trykket skal likevel ikke overskride 4,5 MPa for skurlast og 5,1 MPa for limtre.

| Oppspenningstilstand | Spennkraft | Lastvarighetsklasse |
|----------------------|------------------|---------------------|
| Ved oppspenning | $1,06 \cdot P_0$ | Øyeblikkslast |
| Etter oppspenning | P_0 | Korttidslast |
| Etter lang tid | $0,6 \cdot P_0$ | Permanent last |

Verdiene av oppspenningskraften P_0 -er gitt i 9.5.6

Tabell 9.2

Ved kontroll av kontaktrykk under forankringsplate skal netto kontaktareal legges til grunn, dvs. at det skal tas hensyn til forboret hull i lamellen.

Forankringsplaten skal ha bøyestivhet som sikrer tilnærmet jevn fordeling av kontaktrykket.

9.4.1.3 Glidning mellom lameller

Ved kontroll av glidning mellom lameller skal det tas hensyn til kombinasjonen av plateskjær fra for eksempel hjullast og skiveskjær fra samtidig virkende horisontallaster der dette er relevant. Følgende krav skal oppfylles:

$$\sqrt{\left(\frac{v_v}{\mu_{90,d}}\right)^2 + \left(\frac{v_H}{\mu_{0,d}}\right)^2} \leq \rho_{min} \quad (9.6)$$

der:

- v_v - vertikalt skjær per løpemeter (plateskjær) regnet jevnt fordelt over høyden
- v_H - horisontalt skjær per løpemeter (skiveskjær) med parabolisk fordeling over platebredden
- $\mu_{90,d}$ - dimensjonerende friksjonskoeffisient normalt på fiberretningen
- $\mu_{0,d}$ - dimensjonerende friksjonskoeffisient parallelt med fiberretningen
- p_{min} - minste spennkraft (etter alle tap) per løpemeter

Horisontalt skjær v_H kan regnes jevnt fordelt over 0,9 ganger platebredden forutsatt at tilhørende momentkapasitet er tilstrekkelig og det kontrolleres at det ved parabolisk fordeling ikke skjer glidning mellom lamellene i bruksgrensetilstand.

I Tabell 9.3 er gitt anbefalte verdier for dimensjonerende friksjonskoeffisient μ_d .

| Lamelloverflatens ruhet | Normalt på fibre $\mu_{90,d}$ | Parallelt med fibre $\mu_{0,d}$ |
|-------------------------|----------------------------------|------------------------------------|
| Skurlast mot skurlast | 0,40 | 0,30 |
| Høvellast mot høvellast | 0,30 | 0,25 |
| Skurlast mot høvellast | 0,40 | 0,30 |

Kommentarer:

- Justert skurlast regnes som høvellast mot høvellast da lamellene ofte er høvlet på begge sider. Limtrelameller regnes som høvellast mot høvellast.
- Ovenstående verdier er høyere enn angitt i NS-EN 1995-2:2005 Tabell 6.1. Verdiene i Tabell 6.1 gjelder i følge NS-EN 1995-2:2005 med mindre andre verdier er påvist. Verdiene i denne tabellen bygger på norske og svenske forsøk og kan anses som påvist.

Tabell 9.3 Dimensjonerende friksjonskoeffisienter

9.4.1.4 Effekt av buttskjøter ved dimensjonering

Ved kapasitets- og spenningskontroll skal det tas hensyn til redusert effektiv tverrsnittsbredde i snitt med buttskjøter.

Dette kan gjøres ved enten å redusere tverrsnittsparemetere (for eksempel I_x) med faktoren k_b eller ved å øke opptredende spenning med en faktor lik $1/k_b$. Faktoren k_b er definert i 9.3.2.2.

9.4.1.5 Åpning av fuger

Åpning av fugene mellom lamellene ved bøyning på tvers av lamellene er tillatt i bruddgrensetilstand såfremt det tas hensyn til stivhetsreduksjonen ved beregning av lastfordelingen fra hjullast. Se for øvrig 9.3.2.3.

9.4.1.6 Utmatting

Utmatningskontroll utføres i henhold til NS-EN 1995-2.

Ved knutepunkter med innslissede plater og dybler og med vekslende last ($R < 0$, dvs. én eller flere snittkrefter skifter retning) skal dyblene sikres mot at de arbeider seg ut.

9.4.2 Bruksgrensetilstanden

9.4.2.1 Nedbøyning

For vegbruer med tverrspent brudekke skal strekktøyning i overkant av dekket begrenses til 1,2 ‰ av hensyn til oppsprekking av belegningen. Kontrollen utføres med ψ -faktorer fra NS-EN 1990:2002 Tabell NA.A.6, lastkombinasjon ofte forekommende.

9.4.2.2 Spennkraft

Spennkraften i tverrspente dekker skal velges slik at bøyning på tvers av lamellene ikke forårsaker åpning av fugen mellom lamellene. Kontrollen utføres med ψ -faktorer fra NS-EN 1990:2002 Tabell NA.A.6, lastkombinasjon ofte forekommende.

9.5 Fabrikasjons- og konstruksjonsregler

9.5.1 Generelt

Spiker og spikerplater skal ikke brukes som festemidler i bærende deler av bruer.

Innlimte bolter skal kun brukes i konstruksjonsdeler som er beskyttet med fuktisolering eller metallbeslag.

9.5.2 Impregnering

Alt trevirke skal være trykkimpregnert med Cu-salter, impregneringsklasse A.

For midlertidige bruer kan impregnering sløyfes.

9.5.3 Korrosjonsbeskyttelse

For innslissede stålplater og andre ståloverflater som ligger mot trevirke og ikke er tilgjengelig for vedlikehold skal varmforsinkes i klasse B og pulverlakkres. I tillegg skal alle plater med trekontakt gis et korrosjonstillegg på 2 mm.

For konstruksjoner med redusert dimensjonerende brukstid på 50 år, kan korrosjonstillegget sløyfes.

For midlertidige konstruksjoner er det ingen krav til korrosjonsbeskyttelse, se 8.6.2.

Stavdybler skal utføres i rustfritt stål.

9.5.4 Tak-, veggbeslag og sjalusi

På flater som det er naturlig å gå på i forbindelse med inspeksjon, drift og vedlikehold skal beslag dimensjoneres for personlast på 1 kN på en flate på 0,1 x 0,1 m.

Beslag skal utformes slik at vann ikke renner ned på underliggende ståldeler.

Takbeslag skal ha utspring med dryppnese tilpasset veggbeslag eller sjalusi. Overgang vegg/tak skal utformes med spalte slik at nødvendig utlufting er mulig, samtidig som slagregn med 30° ut fra vertikalen ikke slår inn bak beskyttelsen. Prinsippet gjelder også innbyrdes i ett sjalusi. Veggbeslag skal føres minst 50 mm under underkant konstruksjonselement.

Veggbeslag kan erstattes med sjalusi ved dimensjonerende brukstid på 50 år. For midlertidige konstruksjoner kan innkledningen sløyfes helt.

9.5.5 Knutepunkter med innslisset stål

For å oppnå dimensjonerende brukstid på 100 år skal ståldeler kunne demonteres og erstattes med nye. I knutepunkt der ståldeler, innslissede plater, dybler og bolter er i kontakt med tre skal utforming og boltedybelplassering prosjekteres slik at minst 20 mm trevirke kan fjernes ved utskifting. Fjernet trevirke skal erstattes med nytt, alternativt skal ståldetalj tilpasses ny geometri. Bæreevnen skal opprettholdes. Avlastning med trafikkrestriksjoner skal framgå av IDV-plan, se 1.4.7.

Kravet gjelder ikke bruer med redusert dimensjonerende brukstid eller midlertidige konstruksjoner, se 1.1.9.2 og 1.1.9.3.

9.5.6 Tverrspente brudekker

9.5.6.1 Oppspenningskraft

Spennstengene i tverrspente brudekker skal spennes opp til en kraft P_0 lik P_{\max} i henhold til NS-EN 1992-1-1:2004 punkt 5.10.2.1.

Oppspenningskraft P_0 og restspennkraft etter forutsatte spenntap P_{\min} , skal inngå i IDV-planen. Spennkraftens temperaturavhengighet skal også fremgå av tabell i IDV-planen, se 9.4.1.1.

Spennkraften skal kontrolleres i henhold til IDV-plan.

Etter minst ett år og senest innen halvannet år skal spennkraften i spennstagene kontrolleres og stagene ved behov etteroppspennes.

9.5.6.2 Oppspenningsprosedyre

Det skal føres spennprotokoll i henhold til håndbok 026 Prosesskoden prosess 86.1441.

Protokollen skal også angi lufttemperaturen når spennkrefter avleses. Dette gjelder også ved kontroll av spennkraft og eventuell etteroppspenning.

10 Andre konstruksjonsmaterialer

10.1 Aluminiumkonstruksjoner

Det skal utarbeides egne regler for det enkelte prosjekt. Det vises for øvrig til [1.4.5.8](#).

10.2 Stein- og blokkmurkonstruksjoner

For stein- og blokkmurkonstruksjoner brukt som støttemurer vises det til *håndbok 016 Geoteknikk i vegbygging* og *håndbok 182 Tørrmuring med maskin*.

Steinhvelvbruer er behandlet under [13.5](#).

10.3 Konstruksjoner i plast, polystyren og andre kunststoff

For bærende konstruksjoner i plast, polystyren eller andre kunststoffer skal det utarbeides dimensjonerings- og konstruksjonsregler for det enkelte prosjekt.

For ekspandert eller ekstrudert polystyren som benyttes til lett fylling, erstatning for støttemur, og til frostisolering vises det til *håndbok 274 Grunnforsterkning, fyllinger og skråninger*, samt *håndbok 018 Vegbygging*.

Særskilte miljøkrav gjelder for tilvirkning av ekspandert og ekstrudert polystyren. For ekspandert polystyren vises det til *NS-EN 14933*. For ekstrudert polystyren vises det til *NS-EN 14934*.

Høringsutgave 01.11.2013

11 Fundamentering

11.1 Generelt

11.1.1 Innledning

I dette kapitlet gis krav med hensyn til dimensjonering og konstruktiv utforming av konstruksjoner i grunnen som fundamenter, landkar, støttemurer og forankringskonstruksjoner. Slike konstruksjoner skal også, avhengig av det konstruksjonsmaterialet som benyttes, oppfylle kravene i kapittel 7 til 10.

11.1.2 Frostsikring

All fundamentering og tilbakefylling inntil fundamenter eller andre konstruksjonselementer skal være i frostsikker utførelse. Det skal dimensjoneres for en frostmengde minst tilsvarende 100 års returperiode, se *håndbok 018 Vegbygging*.

11.1.3 Erosjon og erosjonssikring

Erosjonsfare skal vurderes, og tilstrekkelig erosjonssikring skal etableres, se også 4.2.4. Dimensjoneringsgrunnlaget skal når annet ikke er angitt være flom/strøm med returperiode minimum 100 år.

Dimensjonering av erosjonssikring for skråninger skal utføres i henhold til *håndbok 274: Grunnforsterkning, fylling og skråninger*, og for vassdrag i henhold til *Veileder for dimensjonering av erosjonssikringer av stein* (NVE, 2009).

Utfyllende informasjon kan også finnes i Vassdragshåndboka: Håndbok i vassdragsteknikk (Tapir forlag, 2012)

11.2 Dimensjonerende lastvirkning

Dimensjonerende laster og lastvirkning skal bestemmes i overensstemmelse med *NS-EN 1990*. Det skal tas hensyn til at dimensjonerende lastvirkning for konstruksjoner i grunnen kan være forskjellig fra det som gjelder for konstruksjonen for øvrig. Dimensjonerende lastvirkning skal inkludere virkningen av horisontale laster og eventuelle påhengslaster.

11.3 Direkte fundamentering

11.3.1 Generelt

Grunnens materialparametre og grunnvannstand/ poretrykksforhold skal bestemmes som del av forundersøkelsene for prosjekteringen.

Vurdering av mulig dimensjonerende bæreevne kan også inngå som en del av forundersøkelsene, slik at undersøkelsene kan tilpasses behovet ved den aktuelle fundamenteringsløsningen.

Ved direkte fundamentering på berg skal det sprenges en tilnærmet horisontal bergfot, se 7.6.4. Det vises til 11.7 med hensyn til andel av nødvendig kapasitet som kan opptas av bergankere og bergbolter.

I tillegg til etterfølgende kontroller skal også sikkerhet mot velting kontrolleres i bruddgrensetilstanden i henhold til NS-EN 1990.

Krav til dimensjonering og konstruktiv utforming av fundamenter i betong er gitt i kapittel 7.

11.3.2 Kontroll av eksentrisitet

Ved direkte fundamentering skal følgende betingelse være oppfylt i underkant fundament i bruksgrensetilstanden i henhold til NS-EN 1990:2002, Tabell NA.A2.6, lastkombinasjon sjeldent forekommende:

$$\sqrt{\left(\frac{e_x}{b/3}\right)^2 + \left(\frac{e_y}{l/3}\right)^2} \leq 1 \quad (11.1)$$

$e_x = M_y / (N + S)$ - lasteksentrisitet i bruas lengderetning (langs x-aksen)

$e_y = M_x / (N + S)$ - lasteksentrisitet i bruas tverretning (langs y-aksen)

b - fundamentets dimensjon i bruas lengderetning

l - fundamentets dimensjon i bruas tverretning

S - kraft i oppspente, sentrisk plasserte bergankere

For fundamenter med eksentrisk plasserte, oppspente bergankere innføres momentene M_x og M_y som summen av ytre momenter og momenter fra oppspenning regnet om fundamentsentrum.

11.3.3 Dimensjonerende grunntrykk og effektiv fundamentflate

Ved direkte fundamentering beregnes fundamentets dimensjonerende grunntrykk i bruddgrensetilstanden \bar{q}_v som:

$$\bar{q}_v = \frac{N+S}{4(b/2-e_x)(l/2-e_y)} \leq \bar{\sigma}_v \quad (11.2)$$

hvor nye symboler i forhold til 11.3.2, er:

$\bar{\sigma}_v$ - grunnens dimensjonerende bæreevne for bruddgrensetilstanden

$N + S$ - dimensjonerende vertikallast

Formelen for \bar{q}_v forutsetter konstant grunntrykksfordeling over en rektangulær flate med sidekanter lik $(b - 2e_x)$ og $(l - 2e_y)$.

For eksentrisk plasserte, oppspente bergankere kan samme formel benyttes, men momentene M_x og M_y innføres i beregningen som spesifisert i 11.3.2. Alternativt kan kontrollen utføres etter de prinsipper som er gitt i NS-EN 1992 for konstruksjoner med spennarmering uten kontinuerlig heftforbindelse. Ved beregning av kapasitet kan kraften i bergankerne beregnes på grunnlag av en antatt deformasjonstilstand av fundamentets underside. Økning av ytre momenter som følge av konstruksjonens utbøyning skal tas hensyn til.

11.3.4 Dimensjonerende bæreevne på berg

Dimensjonerende bæreevne for berg skal bestemmes på grunnlag av representative fasthetsverdier gitt i håndbok 016 Geoteknikk i vegbygging, Figur 10.19. Det skal benyttes modellfaktor $\gamma_{R;d}$ (NS-EN 1997) som velges slik at modellfaktor x partialfaktor blir $\geq 2,0$.

11.3.5 Kontroll mot glidning på berg

Ved direkte fundamentering på berg skal kontroll mot glidning av fundamentet utføres i bruddgrensetilstanden etter følgende formel:

$$\sqrt{V_x^2 + V_y^2} \leq \mu (N + S) \quad (11.3)$$

hvor nye symboler i forhold til 11.3.2 og 11.3.3 er:

V_x - dimensjonerende skjærkraft i underkant fundament i bruas lengderetning (langs x-aksen)

V_y - dimensjonerende skjærkraft i underkant fundament i bruas tverretning (langs y-aksen)

μ - friksjonskoeffisient fundament/berg

Antatt friksjonskoeffisient skal dokumenteres i det enkelte tilfelle.

Normalt kan friksjonskoeffisienten settes til $\mu = 1,0$.

11.3.6 Dimensjonerende bæreevne på løsmasser

Dimensjonerende bæreevne for løsmasser skal beregnes etter *håndbok 016 Geoteknikk i vegbygging, kapittel 6*, og er også funksjon av den dimensjonerende skjærkraft (horisontalkraften) i underkant fundament. Kontroll mot glidning av fundamentet inngår dermed. Se også [11.3.9](#) med hensyn til supplerende analyser.

11.3.7 Setninger (konsolidering) ved fundamentering på løsmasser

Ved direkte fundamentering i løsmasser skal setninger (konsolidering) beregnes etter anerkjente metoder, eksempelvis som angitt i *håndbok 016 Geoteknikk i vegbygging*. Setningene skal betraktes som deformasjonslast og størrelsen beregnes i bruksgrensetilstanden i henhold til *NS-EN 1990:2002, Tabell NA.A2.6*, lastkombinasjon tilnærmet permanent. Bruas overbygning skal uansett prosjekteres slik at den minst kan oppta en setningsdifferanse på 1/1000 av avstanden mellom fundamentaksene eller, ved lange spenn, inntil 50 mm.

Dersom beregnet setningsdifferanse mellom nabofundamenter er større enn 1/1000 av avstanden mellom fundamentaksene eller større enn 50 mm, skal alternativ fundamenteringsmetode vurderes, for eksempel fundamentering på peler.

Det skal vurderes lagre mellom underbygning og overbygning dersom setningsdifferansene ut fra geotekniske beregninger og vurderinger kan bli større enn det overbygningen er dimensjonert for. Lagrene og anleggsflater bør utformes slik at jekking kan utføres på en enkel måte.

Skal overbygningen forberedes for kabler og/eller ledninger, se 12.7, skal overgang til vegfyllingen utformes og dimensjoneres slik at setning med nødvendig jekking ikke påfører installasjonene skadelige påkjenninger.

11.3.8 Erosjon og sikring

Ved direkte fundamentering på løsmasser er det særdeles viktig at det etableres tilstrekkelig erosjonssikring, se også 11.1.3. Dimensjoneringsgrunnlaget skal være flom/strøm med returperiode minimum 200 år.

For fundamenter på løsmasser i og ved vassdrag eller sjø, skal alternativ fundamentering på peler vurderes for å unngå uønskede konsekvenser av erosjon.

Slik fundamentering vil vanligvis være en mer robust løsning, som kan forhindre fullstendig sammenbrudd forårsaket av undergraving.

11.3.9 Supplerende analyser av grunnens bæreevne- og deformasjonsegenskaper

For store konstruksjoner (eksempelvis hovedfundament for hengebru, skrånstagbru og fritt frembygg bru) skal det ved fundamentering direkte på løsmasser utføres supplerende (avanserte) analyser med egnet programvare (eksempelvis elementprogrammer) for å klarlegge grunnens bæreevne- og deformasjonsegenskaper. Slike analyser skal gjennomføres i nødvendig omfang for å sikre at fundamentet har tilfredsstillende oppførsel i alle lasttilfeller, herunder også sykliske laster.

11.4 Pelor og pelefundamenter

11.4.1 Generelt

Reglene gjelder for alle typer pelor og pelefundamenter. I det etterfjlgende er pilar definert som et delsystem av hele brukonstruksjonen som omfatter slyle med eventuell sokkel, fundamentplate og pelegruppe.

Tilleggsregler for frittstjende pelegrupper i vann er gitt under 11.5. Reglene i 11.5 gjelder foran de generelle reglene i 11.4.

Krav til dimensjonering og konstruktiv utforming av betongfundament for pelor er gitt i kapittel 7. Stjlkonstruksjoner skal dimensjoneres i overensstemmelse med kapittel 8.

11.4.2 Kontroll av koordinatsystemer

Det skal kontrolleres at koordinatsystemer mellom ulike regneprogrammer/modeller for overbygning og underbygning (pelegruppe) stemmer overens i grensesnittet.

Om nedyvendig skal ulike systemer transformeres slik at det blir fullt samsvar.

11.4.3 Valg av peletype

Aktuelle peletyper for norske forhold er gitt i Peleveiledningen. Dette er ikke til hinder for å bruke annen peletype i spesielle tilfeller.

Valg av peletype skal begrunnes. Dette skal i hovedsak gjøres på bakgrunn av tekniske forhold, herunder gjennomfjrbarhet.

11.4.4 Dimensjoneringsprinsipper

11.4.4.1 Generelt

Pelor og pelegrupper skal dimensjoneres i overensstemmelse med *Peleveiledningen*, 11.4 og 11.5. Regler i 11.4 gjelder foran *Peleveiledningen*.

Rammekriterier skal utarbeides av geotekniker. Pkjenningen på pelene og pelespissen under ramming og stoppslagning kan bli stjorre enn under statisk belastning, og dermed vjere dimensjonerende.

For lange pelor (lengde > 30 m) og for pelor som rammes gjennom faste masser, skal det ogsj gjøres vurdering og eventuell beregning av rambarhet (rambarhetsanalyser). For stjlrjrspelor skal det tilstrebes å benytte godstykkelse som medfjrer at elastisk deformasjon i rjrene under hard ramming ikke blir stjorre enn 20 mm.

Pelene (som byggeteknisk element) skal dimensjoneres i henhold til aktuell NS-EN. Peletverrsnittets kapasitet beregnes på grunnlag av dimensjonerende materialfastheter multiplisert med reduksjonsfaktoren f_a .

11.4.4.2 Reduksjonsfaktor

Reduksjonsfaktoren f_a skal velges ut fra en spesifikk vurdering av forhold angitt i *Peleveiledningen*, punkt 1.5.3, samt eventuelle andre forhold som har betydning for pelens kapasitet, herunder usikkerhet i regnemodeller som ikke er dekket av andre faktorer. Valg av reduksjonsfaktor skal begrunnes.

Dersom forutsetningene for valgt reduksjonsfaktor er endret etter utførelsen av pelearbeidene, skal det gjennomføres ny dimensjonering med ny reduksjonsfaktor.

For frittstående pelegrupper i vann med utstøpte stålrørspeler, gjelder spesielle regler for bestemmelse av reduksjonsfaktoren, se **11.5.4.3**.

11.4.4.3 Sidestøtte fra jord

Parametre for jordstøtte skal fastlegges slik at lastvirkninger ligger til sikker side.

Støtte fra jord mot pel kan beregnes ved å modellere sidestøtte og aksial opplagring som fjærer, eventuelt ved hjelp av dataprogrammer spesielt utviklet for formålet.

Ved beregning av sidestøtte fra jord skal det tas hensyn til eventuell fare for erosjon av løsmassene, samt eventuell fare for redusert sidestøtte på grunn av boreteknikk i løsmassene.

11.4.4.4 Korrosjon på stålpeler (profilstål)

Stålpeler skal ha korrosjonsbeskyttelse eller korrosjonstillegg i materialdimensjoner, slik at kapasiteten er tilfredsstillende etter 100 år.

11.4.4.5 Strekkforankring av peler

Strekkforankringer for peler med bolter, stag eller andre typer forankringer i berg skal ikke benyttes.

11.4.5 Toleranser og avvik

Det skal tas hensyn til at pelers og pelegrupperes form og beliggenhet vil kunne avvike fra det teoretiske. Toleransegrensene skal angis på arbeidstegningene. Dersom utførte peler eller pelegrupper etter innmåling har avvik utover toleransegrensene, skal det ved ny beregning kontrolleres om pelefundamentene har tilstrekkelig kapasitet. Dersom kapasiteten ikke er tilstrekkelig, skal nødvendig tiltak treffes, som for eksempel at ekstra peler rammes, og/eller at pelehodet utvides.

11.4.6 Setninger (konsolidering) ved pelefundamentering

I hvert enkelt tilfelle skal det vurderes om setning og/eller skjevsetning av pelegruppen er aktuelt lasttilfelle. Eventuell påhengslast fra jord er permanent last med lastfaktor lik 1,0 i alle grensetilstander, men skal kun regnes med dersom lastvirkningen er ugunstig.

Egenlast av pel, korrigert for oppdrift, skal regnes som last på pel.

Ved fundamentering på peler som ikke er spissbærende til berg eller til meget fast grunn ("svevende peler") skal setninger (konsolidering) beregnes etter anerkjente metoder, eksempelvis som angitt i *håndbok 016 Geoteknikk i vegbygging*. Setningene skal betraktes som deformasjonslast og størrelsen beregnes i bruksgrensetilstanden i henhold til *NS-EN 1990, Tabell NA.A2.6, lastkombinasjon tilnærmet permanent*. Bruas overbygning skal uansett prosjekteres slik at den minst kan oppta en setningsdifferanse på 1/1000 av avstanden mellom fundamentaksene eller, ved lange spenn, inntil 50 mm.

Det skal vurderes lagre mellom underbygning og overbygning dersom setningsdifferansene ut fra geotekniske beregninger og vurderinger kan bli større enn det overbygningen er dimensjonert for. Lagrene og anleggsflater bør utformes slik at jekking kan utføres på en enkel måte.

Skal overbygningen forberedes for kabler og/eller ledninger, se 12.7, skal overgang til vegfyllingen utformes og dimensjoneres slik at setning med nødvendig jekking ikke påfører installasjonene skadelige påkjenninger.

11.4.7 Strekkpeler

11.4.7.1 Generelt

Det skal ikke være strekk i de deler av en pel som bidrar til pelens geotekniske bæreevne i løsmasser eller i berg, i bruksgrensetilstanden, lastkombinasjon *karakteristisk* i henhold til NS-EN 1990, Tabell NA.A2.6.

I bruddgrensetilstanden regnes en pel ikke å ha geoteknisk bæreevne for strekk forårsaket av langtidslaster (lastvirkning beregnet ved pelespiss, dvs. inkludert neddykket tyngde av pel). Med langtidslaster menes i denne sammenheng permanente laster i kombinasjon med temperaturlaster, samt sykliske laster og eventuelle andre laster med varighet over én time. Dersom beregningsmessig strekk opptrer ved pelespiss, skal pelegruppen beregnes uten disse pelenes medvirkning.

I bruddgrensetilstand, for lastkombinasjoner hvor kortvarige laster gir strekk i pelene, skal bæreevnen for strekklast bestemmes som angitt i 11.4.7.2 og 11.4.7.3. Med kortvarige laster menes i denne sammenheng alle laster som ikke er definert som langtidslaster i foranstående avsnitt, eksempelvis trafikk, påkjørsel og skipsstøt etc.

For strekkpeler i løsmasser og berg gjelder følgende generelle krav i tillegg til kravene i 11.4.7.2 og 11.4.7.3:

- Det skal ikke regnes bidrag fra både løsmasser og berg i samvirke
- Det skal ikke oppstå veksling mellom strekk og trykk for sykliske laster
- Peler skal dokumenteres eller kontrollregnes med hensyn til strekkapasitet i peleskjøt
- Pelegrupper hvor det beregningsmessig opptrer strekk, skal kontrollregnes med alle pelene fullt virksomme på trykk og strekk.

11.4.7.2 Strekkpeler i løsmasser

Karakteristisk bæreevne på strekk beregnes i henhold til *håndbok 016 Geoteknikk i vegbygging punkt 11.5.2.2* for peler i sand (friksjonsjord) og *punkt 11.6.2.2* for peler i leire (kohesjonsjord).

I mellomjordarter (siltige jordarter) gjelder den laveste karakteristiske bæreevnen beregnet i henhold til henvisningene foran.

Ved bestemmelse av dimensjonerende bæreevne multipliseres partialfaktoren med en modellfaktor $\gamma_{R,d}$ lik 1,8 i bruddgrensetilstand og 1,2 for ulykkessituasjon. Kravene til modellfaktor skal kun fravikes etter særskilt vurdering.

Dersom representative data fra prøvebelastning foreligger, vil bæreevnen etter særskilt vurdering kunne bestemmes på grunnlag av prøvedata.

11.4.7.3 Strekkpeler i berg:

Dimensjonerende bæreevne på strekk beregnes etter anerkjente metoder, eksempelvis etter prinsippene i *Statens vegvesens internrapport 2374*, når vinkelen mellom pelens lengdeakse og antatt bergoverflate er større enn 80 grader. For pelens bæreevne på strekk skal det benyttes modellfaktor $\gamma_{R,d}$ som velges slik at modellfaktor x partialfaktor minst er lik 3,0 i bruddgrensetilstand og 2,0 for ulykkessituasjon.

Når vinkelen mellom pelens lengdeakse og antatt bergoverflate er mindre enn 80 grader må medvirkende bergvolum vurderes særskilt i det enkelte tilfelle.

Dersom representative data fra prøvebelastning foreligger, vil bæreevnen etter særskilt vurdering kunne bestemmes på grunnlag av prøvedata.

Dimensjonerende bæreevne begrenses tilsvarende maksimalt 4 meter innstøpingslengde.

11.4.8 Supplerende analyser av grunnens bæreevne- og deformasjonsegenskaper

For store konstruksjoner (eksempelvis hovedfundament for hengebru, skråstagbru og fritt frembygg bru) skal det ved fundamentering på peler som ikke føres til berg («svevende peler») utføres supplerende (avanserte) analyser med egnet programvare (eksempelvis elementprogrammer) for å klarlegge løsmassenes bæreevne- og deformasjonsegenskaper. Slike analyser skal gjennomføres i nødvendig omfang for å sikre at fundamentet har tilfredsstillende oppførsel i alle lasttilfeller, herunder også sykliske laster.

11.4.9 Særskilte regler for stålørspeler

11.4.9.1 Kapasitetsbidrag fra stålør

Stålrøret skal ikke medregnes i peletverrsnittets kapasitet i ferdigtilstanden.

Bidrag fra stålrøret kan medregnes i pelens kapasitet/ bæreevne i ferdigtilstanden i følgende tilfeller:

- *Dersom den nederste delen av stålrøret ligger dypt i grunnen, og i finkornige homogene masser. Pelen vil da på dette partiet kunne regnes som friksjonspel selv uten utstøping.*
- *Dersom den øvre delen av pelen står i homogene og finkornige masser.*

Når bidrag fra stålrøret medregnes i pelens kapasitet/ bæreevne i ferdigtilstanden, skal det dokumenteres at materialdimensjon og korrosjonshastighet er slik at restkapasiteten er tilfredsstillende etter 100 år.

Bidrag fra stålrøret skal ikke medregnes for fri pelelengde i vann eller ved pel i inhomogene og/eller grovkornige løsmasser.

11.4.9.2 Kontroll av stivhet

Ved beregning av stivhet skal stålrøret medregnes dersom større stivhet gir ugunstigere lastvirkninger.

11.4.9.3 Betong

Det skal ikke benyttes lavere fasthetsklasse enn B35.

I samsvar med kravene til frostbestandighet for betong i håndbok 026, prosess 84.4, kan luftinnføring sløyfes under frostfri dybde.

11.4.9.4 Armering

Armeringsoverdekning for utstøpte stålrørspeler skal være som angitt i Tabell 7.4.

Armeringen skal ikke ha strømledende kontakt med stålrøret. Armeringsstoler skal derfor være av ikke-ledende materiale.

Minimumsarmering skal bestemmes som for søyler i henhold til NS-EN 1992.

For del av friksjonsspel i jord med ubetydelig bøyemoment, kan likevel armeringsmengden reduseres til minimum $0,005 A_c$, forutsatt at lastvirkningene gir mulighet for slik reduksjon.

Minimumsarmeringen skal være jevnt fordelt rundt hele omkretsen, og pelen skal armeres over hele lengden. Buntet lengdearmering skal maksimalt bestå av 2 armeringsstenger. I skjøtesone tillates 3 stenger i hver bunt. Fri avstand mellom armeringsstenger eller mellom bunter skal utenom skjøteområdene ikke være mindre enn 80 mm. Armeringsskjøtene skal fordeles. Ved vurdering av fri avstand skal armeringens reelle byggemål legges til grunn.

Det skal kontrolleres at armering i fundamentplate kan plasseres som forutsatt også hvor denne armeringen krysser oppstikkende armering fra pelene.

11.4.9.5 Utstøping

Maksimal kornstørrelse i betong for stålrørspeler skal ikke være mindre enn 16 mm og ikke større enn 1/5 av den frie avstanden mellom armeringsstenger/-bunter utenom armeringens skjøteområder.

Utstøping av stålrørspeler skal som hovedregel utføres som tørrstøp.

Når det er nødvendig, for eksempel på grunn av vannlekkasje inn i pelen eller oppdriftskrefter som er vanskelig å motvirke, kan stålrørspeler utstøpes ved undervannstøp. I så fall skal minimum de nederste 3 m av pelen utstøpes med AUV-betong, og resten av pelen med normalbetong. De to betongtypene skal støpes kontinuerlig vått-i-vått, uten støpeskjøt. AUV-betong skal ikke benyttes i frostsone.

Ved undervannstøp forutsettes benyttet dykket rørstøp med betongpumpe.

Neddykkingsdybden av støperøret skal være minimum 2 meter. Støperøret skal ha tette skjøter og fortrinnsvis 5" diameter.

11.5 Frittstående pelegrupper i vann med utstøpte stålrørspeler

11.5.1 Generelt

11.5 inneholder regler for frittstående pelegrupper i vann hvor pelene utføres som utstøpte stålrørspeler og hvor en betydelig del av pelene er uten sidestøtte fra jord. Reglene dekker spesielt fundamentet hvor pelelengder og grunnforhold gir stor slankhet, og for øvrig pelefundamenter med følsomhet for avvik i beregningsforutsetningene. Reglene forutsetter at pelene i gruppa har samme diameter og samme, konstante armering over effektiv fri lengde (lengde uten vesentlig sidestøtte fra jord). Dersom ikke strengere krav er gitt i 11.5, gjelder kravene under 11.4.

11.4 dekker generelt pelefundamenter hvor pelene i sin helhet befinner seg i grunnen og dermed vanligvis vil være avstivet mot knekning.

For mellomliggende tilfeller som ikke naturlig dekkes verken av 11.4 eller 11.5, kan det med utgangspunkt i disse to avsnittene utarbeides modifiserte prosjekteringsgrunnlag. Prosjekteringsgrunnlaget skal godkjennes av Vegdirektoratet på forhånd.

Pelene kan være spissbærende til berg eller meget fast grunn, eller friksjonspeler i løsmasser. En pelegruppe kan bestå av én eller flere peler. En romlig pelegruppe skal bestå av minimum 8 peler. Peler med peletoppene på samme akse oppfattes i dette tilfellet som plan pelegruppe selv med skråpeler ut av vertikalplanet gjennom aksene.

11.5.2 Statisk modell

Statisk modell for pelegruppa kan inngå i modell for hele bruonstruksjonen. Dersom konstruksjonen deles i delsystemer skal de ulike statiske systemer være konsistente, dvs. at randbetingelser mellom de ulike deler samsvarer i de tilhørende modellene.

Randbetingelser kan eventuelt velges slik at resultater ligger på sikker side.

11.5.3 Last og lastvirkning

11.5.3.1 Metoder for analyse av lastvirkning

Lastvirkninger skal bestemmes etter anerkjente metoder basert på lineær elastisk teori. Det skal tas hensyn til virkningen av konstruksjonens forskyvninger (2. ordens teori) og til eventuell opprissing av betongen. Det skal alternativt benyttes metoder som tar hensyn til ikke-lineær materialoppførsel for betong og armering og til geometrisk ikke-lineære effekter.

Prosjekteringskontrollen skal dokumenteres og suppleres med overslagsberegning som bekrefter oppnådde analyseresultater.

11.5.3.2 Beregningsmodell

Beregningsmodell for pilaren skal inkludere fundamentplatens stivhet/fleksibilitet der dette er av betydning for innbyrdes lastfordeling på pelene. Ved usikkerhet velges modell for fundamentplaten som gir lastvirkningsverdier til sikker side.

11.5.3.3 Beregningsregler

Lastvirkninger beregnes på grunnlag av konstruksjonens systemlinjer. Det skal tas hensyn til avvik fra tilsiktet systemgeometri i samsvar med gitte toleranser. Enkeltpel skal ikke regnes å ha mindre forhåndskrumning (formfeil) over effektiv fri lengde L enn svarende til en pilhøyde lik $L/200$.

Ved kontroll mot systemknekning av pilaren under ett regnes pilhøyden i forhold til pelens forskjøvnede lengdeakse. Formavviket for pelegruppa skal tilstrebes å samsvare med kritisk knekkform, men likevel slik at kravet til pilhøyde er oppfylt for hver enkelt pel i gruppa. Ved tvil om hvilken knekkform som er kritisk, undersøkes et tilstrekkelig antall knekkformer. For utilsiktet eksentrisitet for søyle, se 11.5.5.

Etter at pelene i en gruppe er rammet og innbyrdes avstivet, skal pelenes plassering, retning, helning og formfeil registreres. Avvik i forhold til teoretisk angitt geometri skal beregnes. Ved beregning av avvik skal det tas hensyn til måleunøyaktighet. Videre skal eventuell utbøyning av stålrør på grunn av vannlensing, armering og utstøping medtas dersom utbøyning gir ugunstig lastvirkning.

Kontrollregning av lastvirkningene på pilaren skal utføres dersom målt geometri gir større avvik enn forutsatt.

11.5.3.4 Jordstøtte (motstand)

Lastvirkninger skal beregnes for hele pelen inkludert del av pel i jord. Sidestøtte og spissmotstand fra jord inngår som parametere ved beregning av knekk lengder og tilleggsmomenter.

11.5.3.5 Kontroll mot bortfall av enkeltpel

For pelegrupper med mer enn 4 peler skal lastvirkninger i ulykkessituasjon beregnes for en situasjon etter bortfall av enkeltpel. Den pel som tas ut av statisk modell skal velges slik at ugunstigste lastvirkning på gjenværende peler oppnås.

Gjenværende peler som nå får lastvirkninger som er større enn den geotekniske bæreevnen (trykk/strekk), skal også tas ut av beregningsmodellen før beregning av endelige lastvirkninger, med lastvirkninger og geoteknisk bæreevne beregnet i samsvar med 11.5.4.1.

Dette kan innebære at pelegruppen må rearrangeres og/eller det må settes inn flere peler.

11.5.4 Dimensjoneringsprinsipper

11.5.4.1 Bortfall av enkeltpel

Situasjon med bortfall av pel, i henhold til 11.5.3.5, er en spesiell ulykkessituasjon. Beregning av lastvirkninger utføres med laster, lastfaktorer og lastkombinasjoner i bruksgrensetilstanden i henhold til NS-EN 1990, Tabell NA.A2.6, lastkombinasjon karakteristisk.

Ved beregning av geoteknisk bæreevne skal det benyttes modellfaktor $\geq 0,9$ på de korrelasjonsfaktorer som er angitt i håndbok 016 Geoteknikk i vegbygging, Figur 11.3.

11.5.4.2 Utilsiktet eksentrisitet

For søyle skal utilsiktet eksentrisitet antas å opptre langs den av tverrsnittets hovedakser hvor virkningen blir mest ugunstig, og samtidig med virkning av 1. og 2. ordens bøyemomenter.

For pel er utilsiktet eksentrisitet i dimensjonerende snitt ivaretatt idet virkning av formfeil og avvik i peplassering, retning og helning medtas i beregningene.

11.5.4.3 Reduksjonsfaktor for frittstående pelegrupper i vann

For frittstående pelegrupper i vann med utstøpte stålrørspeler benyttes en særskilt reduksjonsfaktor f_v . Denne er gitt som et produkt av fire delfaktorer:

$$f_v = f_{v1} \cdot f_{v2} \cdot f_{v3} \cdot f_{v4} \quad (11.4)$$

Verdier for delfaktorene er gitt i Tabell 11.1. Deres betydning er:

f_{v1} - faktor avhengig av antall peler i pelegruppa.

f_{v2} - faktor avhengig av om pelene i gruppa er spissbærende eller friksjonspeler.

f_{v3} - faktor avhengig av konstruktive forhold knyttet til utførelse og mulighet for kontroll av betongarbeidene så som vannlensing av stålrør, armeringsarbeider samt proporsjonering, transport og utstøping av betong. Forhold som kan ha betydning er pelelengde, pelediameter, armeringsmengde, byggeplassens beliggenhet, klima, etc. Videre skal risiko og følsomhet for utilsiktet lastvirkning i ferdig tilstand være med i vurderingen av denne faktoren.

f_{v4} - faktor knyttet til muligheten for at geotekniske forhold kan gi utilsiktede pelekrefter for eksempel på grunn av ujevne setninger. Det tenkes her på usikre geotekniske forhold som på annen måte ikke ivaretas verken ved beregning av lastvirkninger eller beregning av kapasitet. Videre vil rammeutstyr og utførelse være med i vurderingen av faktoren.

| | | | |
|---------------------|---------------------|---------------------|------|
| Antall peler | 1-2 | 3-4 | > 4 |
| f_{v1} | 0,75 ^(A) | 0,80 ^(A) | 0,95 |

| | | |
|-------------------------|------------------|--------------|
| [1] Bærevirkning | Spissbærende pel | Friksjonspel |
| f_{v2} | 0,90 | 1,0 |

| | | | |
|---------------------------------|---------|---------|------|
| [2] Konstruktive forhold | Dårlige | Middels | Gode |
| f_{v3} | 0,80 | 0,85 | 0,90 |

| | | | |
|----------------------------|---------|---------|------|
| Geotekniske forhold | Dårlige | Middels | Gode |
| f_{v4} | 0,90 | 0,95 | 1,0 |

(A): Alternativt kan grupper med 1 – 4 peler beregnes med $f_{v1} = 0,95$. Det kreves i så fall for pelegruppa at kapasitet påvises i en situasjon etter bortfall av enkeltpel som omtalt i 11.5.3.5 og 11.5.4.1.

Tabell 11.1- Verdier for delfaktorene til f_v

11.5.4.4 Pelens kapasitet (bruddgrensetilstand)

Pelens kapasitet som armert betongsøyle skal beregnes etter NS-EN 1992, men med innføring av reduksjonsfaktor f_v i henhold til 11.5.4.3, og med materialfaktorer for betong og armeringsstål i henhold til NS-EN 1992-1-1.

For undervannsstøpte, armerte betongsøyler vises det til Norsk Betongforenings publikasjon nr. 5.

11.5.4.5 Dimensjonering av pelespiss

For beregning og dimensjonering av pelespiss vises til Peleveiledningen. Dimensjonering skal gjennomføres med f_a -faktor som bestemmes særskilt for pelespissen i samsvar med 11.5.1.3 og Peleveiledningen.

Merk at det for dimensjonering av pelespissen benyttes vanlig reduksjonsfaktor f_a . Merk videre at det kan være hensiktsmessig å benytte annen f_a -faktor for dimensjonering av pelespiss enn for hele peler for øvrig.

11.5.4.6 Rissvidde i bruksgrensetilstand

Grenseverdi for beregningsmessig karakteristisk rissvidde w_k settes lik 0,35 mm. Stålrør skal ikke tas med i beregningen.

11.5.4.7 Ulykkessituasjon

Beregning av en pels kapasitet utføres som for bruddgrensetilstanden, se 11.4.4, med samme reduksjonsfaktor f_v , og med materialfaktorer for betong og armeringsstål i henhold til NS-EN 1992-1-1.

Merk dessuten kravet til påvisning av kapasitet etter bortfall av enkeltpel som omtalt i 11.5.3.5, 11.5.4.1 og i kommentar (A) til Tabell 11.1. Kravet til påvisning av kapasitet gjelder også i fundamentplate og søyle.

11.5.5 Særlige regler for konstruktiv utforming og utførelse

11.5.5.1 Slankhet

For enkeltsøyle, enkeltpel og hel pilar gjelder geometrisk slankhet λ og lastavhengig slankhet λ_N i retningen med minst motstand mot utknekking:

$$\lambda \leq 60 \sqrt{1 + 4\omega_t} \quad (11.5)$$

$$\lambda_N = \lambda \sqrt{-n_f / (1 + 4\omega_t)} \leq 45 \quad (11.6)$$

der:

$$\lambda = l_e / i, \quad i = \sqrt{I_c / A_c} \quad (11.7)$$

$$n_f = N_f / (f_{cd} \cdot A_c) \quad (11.8)$$

$$\omega_t = (\sum f_{sd} \cdot A_s) / (f_{cd} \cdot A_c) \quad (11.9)$$

A_c er tverrsnittsarealet av betongen i uopprisset tilstand

I_c er arealtreghetsmomentet av dette arealet

A_s er armeringsarealet

Armeringsarealet A_s skal innføres med sin fulle verdi for rektangulære tverrsnitt med hjørnearmering eller med armeringen fordelt langs sider på tvers av utbøyningsretningen.

For andre tverrsnittsformer og med armeringen fordelt langs alle tverrsnittsider, kan armeringsarealet innsettes som to tredeler av det samlede armeringsarealet om ikke nøyaktigere verdier benyttes.

Ved beregning av geometrisk slankhet for søyle skal det tas hensyn til eventuell elastisk innspenning i fundamentplate.

For enkeltpel skal geometrisk slankhet beregnes som $\lambda = 4 l_e / D$, hvor D er pelediameteren og l_e er pelens lokale knekk lengde i uforskyvelig ramme.

For pilaren (som består av søyle, fundamentplate og peler) skal den globale ideelle knekklast beregnes ved å påføre søylen sentrisk vertikallast i topp tilsvarende maksimal last i bruddgrensetilstand. Det regnes med lineært elastisk materiale E . Pelene skal regnes med homogent betongtverrsnitt uten stålrør. Tilhørende ideell knekkspenning σ_e fås ved å dividere global knekklast på sum av betongareal for pelene.

Den globale geometriske slankhet skal så bestemmes av:

$$\lambda = \pi \sqrt{E / \sigma_e} \quad (11.10)$$

Den globale slankhet kontrolleres i henhold til kravene foran, innført ω_t for pelen.

Dersom den globale geometriske slankhet gir verdi i intervallet ($60 \sqrt{1 + 4\omega_t} \leq \lambda \leq 80 \sqrt{1 + 4\omega_t}$), kan det alternativt gjøres kontroll mot slankhetskravene basert på beregning av global ideell knekklast for pilaren påført kritisk lastkombinasjon for bruddgrensetilstanden, istedenfor sentrisk vertikallast. Tilhørende ideell knekkspenning σ_e bestemmes da som kraft i topp av mest påkjente pel ved knekklast dividert på betongareal for pelen. Den globale geometriske slankhet bestemmes av uttrykket som før. Merk at dette alternativet i prinsippet innebærer at alle aktuelle lastkombinasjoner for bruddgrensetilstanden må undersøkes.

11.5.5.2 Styrke i rørskjøter

For å unngå lokal krumning og eventuell ansamling av riss, skal stålrøret skjøtes på en slik måte at rørskjøter får minst like stor momentkapasitet som røret for øvrig.

11.5.5.3 Avstivning av peler i byggefase

Det skal vurderes å etablere innbyrdes avstivning av pelene i byggefase for å unngå forskyvning av peler på grunn av egenlast, ubalansert vanntrykk, bølgelaster etc.

Dersom innbyrdes avstivning ikke benyttes skal det dokumenteres at pelene har stabilitet uten slik avstivning.

Feilplasserte peler skal ikke trekkes til teoretisk korrekt posisjon etter ferdig ramming.

Eventuelle krav til rekkefølge for utførelse av vannlensing og utstøping av peler skal angis i beskrivelse og/eller på tegning.

11.5.5.4 Opptak av horisontalkrefter

Dersom horisontale skjærkrefter ikke kan tas opp av løsmasser, skal pelespissen prosjekteres og utføres slik at den sikrer overføring av horisontalkreftene gjennom spissen, eksempelvis ved fordybning av spissen i berg.

11.5.5.5 Forbindelsen mellom pilar og bruoverbygning

Med forbindelse mellom bruoverbygning og søyle i form av glidelager i kombinasjon med slank pilar, skal det anordnes sikring som i en ulykkesituasjon hindrer ukontrollert forskyvning av søyle.

11.5.5.6 Betong og armering

Det skal ikke foreskrives lavere fasthetsklasse enn B35 for betongen, og det skal normalt ikke prosjekteres med høyere fasthetsklasse enn B45.

Samlet tverrsnittsareal av lengdearmeringen i pelene skal ikke være mindre enn $0,015A_c$ og normalt ikke større enn $0,030A_c$.

11.6 Spunt, slissevegger og andre støttevegger

11.6.1 Generelt

Spunt og slissevegger skal dimensjoneres i overensstemmelse med 6.2. Krav med hensyn til forankringer er gitt under 11.7. For øvrig vises til *håndbok 016 Geoteknikk i vegbygging*.

Regler for spunt og slissevegger gjelder også for tilsvarende konstruksjoner i form av sekantpeler, stålrør, bjelkestengsler og lignende.

11.6.2 Korrosjon av stålpunt

Stålpunt som inngår i den permanente konstruksjon skal korrosjonsbeskyttes eller være dimensjonert for korrosjonsutvikling, slik at restkapasiteten er tilfredsstillende etter 100 år.

11.6.3 Permanente støttevegger

Spunt, slissevegger og andre støttevegger som skal tjene som permanent støttevegg, dimensjoneres i overensstemmelse med Håndbok 185. Om nødvendig skal støtteveggen isoleres mot frost i bakenforliggende løsmasser.

11.7 Forankringer

11.7.1 Generelt

Forankringskonstruksjoner i grunnen skal prosjekteres i overensstemmelse med denne håndbokens krav og NS-EN 1537. Forankringene skal minst bestå av 2 enheter dersom annet ikke er bestemt i spesielle regler.

Bergmassens bruddvinkel ψ og medvirkende bergfigur skal velges i henhold til *håndbok 016 kapittel 10*. For krav til materialer og utførelse, se *håndbok 025 Prosesskode 1, prosess 23.2* og *håndbok 026 Prosesskode 2, prosess 83.7*.

Når kabler og stag benyttes til forankringer, skal alle øvrige konstruksjonseenheter og kraftoverføringsdetaljer ha minst like stor kapasitet som kabelen/staget.

Kontroll med bortfall av enkeltstag skal gjøres på samme måte som i [11.5.3.5](#).

Regler for dimensjonering av hengebruforankringer er gitt under [13.2.6](#).

11.7.2 Forspente forankringer i berg eller løsmasser

11.7.2.1 Forankringslengde i berg

Forspente forankringer (bergankre) skal kun regnes med i kapasiteten dersom grunnen på forhånd er undersøkt og godkjent av geolog/geotekniker for slik forankring.

Total innboringsslengde og forankringslengde i berg skal beregnes i henhold til prinsipper gitt i *håndbok 016 Geoteknikk i vegbygging kapittel 10*.

Det skal gjennomføres prøveoppspanning etter godkjente prosedyrer til 90 % av kabelens/stagets 0,1-grense ($f_{p0,1k}$) for å kontrollere forankringskapasiteten. Permanent oppspanning bør ikke overskride 75 % av 0,1-grensen. Forankringens kapasitet settes til permanent oppspanningskraft redusert for alle tap, men ikke høyere enn 67 % av spennforankringens 0,1-grense (partialfaktor $\gamma_{Rd} = 0,9$).

Permanente, forspente forankringer skal ha dobbel korrosjonsbeskyttelse.

11.7.2.2 Kapasitetskontroll

Ved kontroll av kapasitet skal kun bidrag fra gravitasjon og eventuelle bergankere medregnes. Friksjonskoeffisient for glidning betong mot berg skal dokumenteres i det enkelte tilfelle, eventuelt bestemmes med bakgrunn i anerkjent litteratur etter vurdering av geolog.

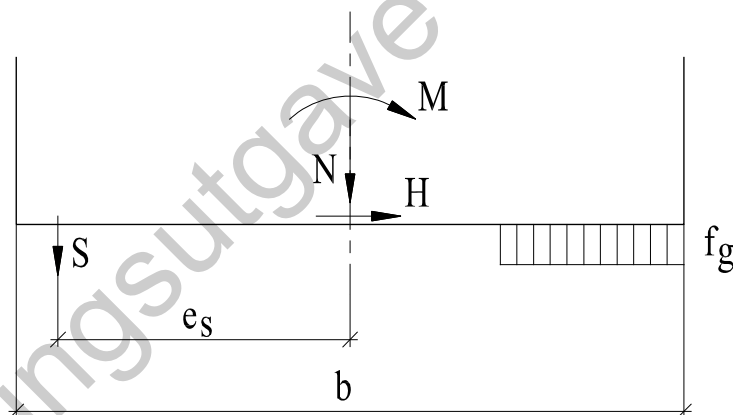
I ferdigtilstand, både for bruddgrensetilstand og ulykkesituasjon, skal andelen p av total kapasitet som tillates tatt opp av bergankre begrenses til:

$$p \leq \begin{cases} 0,2 & ; \text{ingen omlagringsmulighet} \\ 0,3 & ; \text{omlagring kan finne sted} \end{cases}$$

I byggetilstanden skal nødvendig heftkapasitet av medvirkende bergfigur multipliseres med en faktor f avhengig av den relative andel p av nødvendig kapasitet som opptas av bergankere.

Faktoren f bestemmes slik:

$$f \leq \begin{cases} 1,0 & ; p \leq 0,3 \\ p/0,3 & ; 0,3 \leq p \leq 0,6 \\ 2,0 & ; p \leq 0,6 \end{cases}$$



Figur 11.1- Kapasitet av forankringer

For rektangulært fundament kan bergankrenes statisk nødvendig kapasitet S bestemmes fra følgende betingelser basert på énaksial bøyning, se Figur 11.1:

1) Bestemt av velting:

$$\frac{S}{N} \frac{(1 + (2e_s)/b)N_0 - 2N - S}{N_0 - N} \leq \frac{p}{1 - p} \quad (11.11)$$

2) Bestemt av glidning:

$$\frac{S}{N} \leq \frac{p}{1 - p} \quad (11.12)$$

hvor:

$$N_0 = f_g b h$$

h - fundamentets dimensjon på tvers av bøyeretningen

f_g - dimensjonerende grunntrykk i bruddgrensetilstanden (ikke større enn betongens dimensjonerende trykkfasthet)

S - statisk nødvendig forankringskapasitet (ikke større enn bergankrenes dimensjonerende kapasitet)

Øvrige betegnelser, (b , e_s), se Figur 11.1.

Merk at foranstående betingelser baserer seg på forholdet mellom kapasitet med og uten bergankre. Aktuell skjær- og momentbelastning inngår ikke. Betingelsen for velting er dessuten basert på antagelse om fullt utnyttet grunntrykk f_g i en rektangulær spenningsblokk både for tilstanden med og uten bergankre. Etterfølgende kontroll i henhold til 11.3 skal derfor utføres med aktuell belastning basert på statisk nødvendig kapasitet på bergankre som bestemt etter dette punkt. Bergankre som ligger i trykksonen skal da medregnes fullt i grunntrykkskontrollen etter 11.3.3, men for øvrig reduseres til statisk nødvendig verdi.

11.7.3 Motvektskasseforankringer

Kapasiteten av motvektskasseforankringer skal beregnes etter reglene gitt under 11.7.2, men med den begrensning at inntil 20 % av nødvendig kapasitet kan opptas av forspente bergankre også i det tilfellet at omlagring av krefter kan finne sted.

Egenvekt av fyllmasser i ballastkasser skal dokumenteres, se 1.3.2.

11.7.4 Bergbolter

11.7.4.1 Kontroll av kapasitet i bruddgrensetilstand

Ved kontroll av kapasitet i bruddgrensetilstanden skal kun bidrag fra gravitasjon og eventuelle bergbolter medregnes.

Ved bestemmelse av bergboltens kapasitet skal det benyttes modellfaktor som velges slik at modellfaktor x partialfaktor blir 2,0 eller større. Normalt skal det benyttes kamstål B 500 NC i henhold til NS-3476 del 3.

Friksjonskoeffisienten for glidning berg mot berg og betong mot berg kan som regel antas lik 1,0.

Alle bergbolter skal ha korrosjonsbeskyttelse som angitt i *håndbok 025 Prosesskode 1, prosess 23.2*.

For bolter som kun regnes virksomme i byggetilstanden, kan korrosjonsbeskyttelse sløyfes.

I ferdigtilstanden tillates inntil 10 % av nødvendig kapasitet opptatt av bergbolter der omlagring av krefter ikke kan finne sted. Der omlagring av krefter kan finne sted, kan inntil 20 % av nødvendig kapasitet tillates opptatt av bergboltene.

I byggetilstand og for ulykkessituasjon i ferdigtilstand tillates inntil 50 % av nødvendig kapasitet opptatt av bergbolter.

Kapasitet regnes som vist under **11.7.2**.

11.7.4.2 Forankringslengde i berg

Bergboltene forankringslengde i berg bestemmes som angitt i *Statens vegvesens internrapport nr. 2374*, men skal ikke være mindre enn:

- ved tørrstøp, 60 Ø
- ved undervannsstøp, 80 Ø

der Ø er boltediameteren.

Ved undervannsstøp skal boltens forankringslengde opp i fundamentet økes med 150 mm ut over kravet i *NS-EN 1992*.

11.7.4.3 Dimensjonering for støttemurer, kulverter, rammer uten ledd og landkar

For støttemurer, kulverter, rammer uten ledd og landkar kan bergbolter og såledimensjoner dimensjoneres i overensstemmelse med Statens vegvesens internrapport nr. 2374, dersom ikke nøyaktigere metode anvendes.

*Dette innebærer også at man normalt ikke trenger å kontrollere disse konstruksjonstypene for kravene i **6.3.2** og **11.3** da disse regnes ivaretatt ved dimensjonering etter internrapport nr. 2374.*

11.8 Drenering, tilbakefylling og erosjonsbeskyttelse

Oppbygging, komprimering og drenering av fyllmasser inntil kulverter, støttemurer og landkar skal være i henhold til *håndbok 018 Vegbygging, kapittel 2*.

Oppbygging av fyllmasser kan utføres som vist på
<http://www.vegvesen.no/Fag/Teknologi/Bruer/Bruprosjektering/Brudetaljer>, prosess 81.6332.

For oppbygging av filterkonstruksjoner vises det til *håndbok 018 Vegbygging, kapittel 5*.

Ved plastring for beskyttelse mot erosjon, vises det til *håndbok 274 Grunnforsterkning, fyllinger og skråninger*, samt NVEs publikasjoner gitt under **1.2.2**.

12 Brubelegning og utstyr

12.1 Generelt

12.1.1 Detaljprosjektering

Alt utstyr skal dimensjoneres og detaljprosjekteres. Brubelegning skal detaljprosjekteres. Materialtyper og -kvaliteter samt krav til korrosjonsbeskyttelse skal framgå. Der prosjekteringen er avhengig av produkt eller produktdata skal det prosjekteres lengst mulig uten de nevnte dataene. Det skal framgå tydelig av tegningene hvilke produkter eller produktdata som ikke er komplette slik at disse kan innarbeides når produkt er valgt og opplysningene foreligger. Dette gjelder også der mål ikke kan gis før for eksempel temperatur og byggetidspunkt er gitt.

Dersom det alternativt innarbeides et spesifikt produkt, skal teksten «eller tilsvarende» tilføyes produktnavnet. Løsningen skal omprojekteres dersom annet produkt velges.

12.1.2 Korrosjonsbeskyttelse og materialkvaliteter

Alt utstyr i stål skal være varmforsinket i klasse B eller bedre som angitt i *håndbok 026 Prosesskode 2 prosess 85.342*, eller rustfritt i henhold til *NS-EN 10088, nummer 1.4404, 1.4435, 1.4436* eller tilsvarende.

Festemidler (skrueforbindelser og lignende) skal være i rustfritt stål i henhold til *NS-EN ISO 3506*, kvalitet A4-80. Del av varmforsinket stål som blir eksponert for fersk mørtel, skal beskyttes mot kjemisk reaksjon og gassutvikling.

Stål i lagre og fuger skal være korrosjonsbeskyttet som beskrevet ovenfor eller beskyttet med system nummer 1 som angitt i *håndbok 026 Prosesskode 2 prosess 85.3*

Festemidler som utsettes for utmatting skal være i rustfritt stål eller være varmforsinket som beskrevet ovenfor.

12.1.3 Innfestinger i betong

En av følgende metoder skal benyttes:

- innstøpte grupper av gjengestenger med forankringsplate
- innstøpte grupper av bolter med forankringplate
- innstøpte fullforankringshylser
- gjennomgående gjengestenger

Det skal ikke benyttes ekspansjonsbolter, slaganker, skrudde fester eller lignende.

Kjemiske ankre skal ikke benyttes ved innfesting fra undersiden i horisontale flater. Bruk av kjemiske ankre skal begrenses til:

- festepunkter som ikke var forutsatt fra starten, uavhengig av dimensjon og plassering
- maksimal dimensjon M12
- innvendig festing av trapper, oppheng og lignende mot vertikale eller tilnærmet vertikale flater og fra oversiden av horisontale flater
- produkter hvor CE-merking foreligger

Der gjengestengene eller boltene forutsettes å måtte gå igjennom forskaling skal det benyttes skjøtehylse i overgangen slik at festepunktet ikke behøver å punktere forskalingen.

Skjøtehyller skal ha samme styrkeklasse som gjengestengene som skjøtes. Ved bruk av innstøpte gjengestenger, bolter med forankringsplate eller gjennomgående stenger skal forankringen ha en dimensjonerende bruddkapasitet som er 30 % høyere enn gjengestengene som skjøtes.

Forankringsplater som i sin helhet ligger på innsiden av overdekningssonen skal være i ubehandlet stål.

Det skal injiseres mellom gjengestang og betong ved bruk av gjennomgående stenger.

Alle festepunkter skal målsettes på tegninger, og det skal framgå av tegninger hvor mye armering som tillates kappet i forbindelse med boring i betong.

Det skal ikke benyttes understøp unntatt der det er satt krav til det.

12.2 Belegning

12.2.1 Generelt

Krav til dimensjonerende belegningsvekter er behandlet i 5.3.2.2.

For membran, fuktisolering og belegning brukes følgende definisjoner:

Belegning: Sjikt som beskytter bærende konstruksjon mot slitasje og nedbrytning. Belegningen kan bestå av fuktisolering, avrettingslag, bind- og asfaltslitelag.

Fuktisolering: Barriere mellom konstruksjon og asfalt for å forhindre fuktinntrengning.

Membran: Barriere mellom konstruksjon og løsmasser for å forhindre fukt- og vanninntrenging over og under grunnvannstanden.

Avrettingslag: Asfaltlag mellom fuktisoleringen og bindlaget der brudekket gjør det vanskelig å tilfredsstille geometriske krav på slitelaget.

For bindlag og slitelag henvises det til *håndbok 018 Vegbygging*.

12.2.2 Brudekker

Alle brudekker skal ha belegning. Med brudekke menes her:

- kjørebane
- fortau
- gang- og sykkelanlegg
- brudekke på separate gang- og sykkelbruer
- midtrabatt etc.
- overkant av hel bunnplate i kulverter, miljøtunneler eller lignende der det er trafikk direkte på bunnplata

For midtrabatter etc. kan slidedelen erstattes med andre materialer enn asfalt.

For fugefrie bruer skal det benyttes minimum to lag (bind- og slitelag) asfaltbetong, skjelettasfalt eller støpeasfalt over fuktisoleringen. Asfalten skal ha polymermodifisert bindemiddel.

Belegningstyper for nye bruer deles inn i følgende klasser:

- A2 Asfaltslitelag med forenklet fuktisolering av brudekket
- A3 Asfaltslitelag med full fuktisolering av brudekket
- B1 Betongslitelag støpt monolittisk sammen med konstruksjonsbetongen

For bruer på veg med grusdekke gjelder følgende:

- For bruer med fugekonstruksjon og for bruer med brudekke av stål eller tverrspent brudekke av tre skal det benyttes belegningsklasse A3.
- For alle øvrige bruer stilles det ikke krav til hvilken belegningsklasse som benyttes.

Inne i gangkilverter skal belegningsklasse A2 eller A3 benyttes.

For alle øvrige bruer skal belegningsklasse A3 benyttes.

I de tilfeller hvor belegningsklasse B1 benyttes skal slitelaget støpes samtidig med det bærende brudekket ved at det foreskrives 30 mm større overdekning over overkantarmeringen. For de øvrige klassene henvises det til *håndbok 026 Prosesskode 2 prosess 87.1*.

12.2.3 Fugeterskel

Fugekonstruksjoner skal ha en terskel på hver side. Terskelen skal være av støpeasfalt og skal ha en bredde i kjøreretningen på minimum 600 mm.

12.2.4 Beskyttelse av konstruksjoner i løsmasse

12.2.4.1 Generelt

Kulverter, rør, løsmassetunneler, veglokk, tunnelportaler og skredoverbygg skal betraktes som konstruksjoner i løsmasse. Konstruksjoner uten trafikk i løpet og med hovedhensikt å være vanngjennomløp omfattes ikke av nedenstående krav.

På utsiden av vegger og tak skal det benyttes selvklebende eller helsveiset asfaltmembran i henhold til *håndbok 163 Vann- og frostsikring i tunneler* eller membran som beskrevet i belegningsklasse A3-2.

Ved overgang fra en type membran til en annen, skal de to membranene være kompatible.

Ved bruk av sprøytemembraner skal det utarbeides egne regler for det enkelte prosjekt.

Hel bunnplate med løsmasser mellom betong og asfaltlag skal betraktes som fundament.

12.2.4.2 Konstruksjoner over grunnvannstanden med drenerte forhold

Konstruksjoner i løsmasse skal beskyttes mot overflatevann som trenger ned i grunnen.

For tunnelportaler med lengde < 35 m der det benyttes prefabrikkert plastmembran i kontaktstøpen mot berg, kan denne membranen også benyttes på resten av portalen. Membranen skal være i henhold til håndbok 163 Vann- og frostsikring i tunneler.

For tilnærmet vertikale flater under overgangsplate og på støttmurer, kan drenerende knotteplate benyttes.

Over fuger i betong skal det legges en ekstra stripe membran med bredde 1000 mm under den gjennomgående membranen. Stripen skal kun festes i de ytterste 250 mm på ytterkantene. Fuger i betong skal utformes slik at de i størst mulig grad holder vann unna fugespalten.

12.2.4.3 Konstruksjonsdeler helt eller delvis under grunnvannstanden

Konstruksjoner i løsmasse skal være vanntette, og de skal være sikret med doble tetningsbarrierer hvorav konstruksjonsbetongen kan være den ene.

Det skal være et lag av puk og kult mellom hel bunnplate og underste asfaltlag.

Under laveste nivå for grunnvannstanden skal konstruksjonen ha selvklebende/ helsveiset asfaltmembran eller svelleleiremembran (bentonitt). Membranen skal være tilpasset saltmengde i vannet. Der konstruksjonen ligger delvis under grunnvannstanden, skal overlapp med membran over grunnvannstanden føres ned til minimum 1000 mm under laveste grunnvannstand. Det skal også sannsynliggjøres at grunnvannstanden ikke vil bli senket på sikt.

Fuger i betong skal ha doble tettesjikt i tillegg til membranen. Tettesjiktene skal være kontinuerlige i hele tverrsnittets lengde og ha færrest mulig skjøter.

Det skal vurderes om indre tetningsbarriere skal være utskiftingsbar.

I støpeskjøter skal det vurderes bruk av injeksjonsslanger.

12.2.5 Detaljer

12.2.5.1 Generelt

Endeavslutninger som medfører redusert armeringsoverdekning skal ikke benyttes.

Beslag og innfestinger skal ikke være til unødig hinder for framtidig drift og vedlikehold.

Det skal benyttes klemlist ved innfesting av prefabrikkerte membran og drenerende knotteplate. Klemlister, beslag og forbindelsesmidler skal være i rustfritt stål.

12.2.5.2 Avslutning uten kantdrager eller føringskant

Fuktisolering og beskyttelseslag skal føres helt ut til avfasing i ytterkant brudekke. Asfalt skal legges med avslutning 50 mm inn på fuktisolering og avfases til full høyde.

12.2.5.3 Tilslutning mot betongkanter

For belegningsklasse A2 og A3 skal det påføres polymermodifisert bitumenemulsjon C60BP3 100 mm opp på betongkant og minimum 80 mm over overkant slitelag.

For belegningsklasse A2 skal overkanten av slitelaget forsegles i en bredde på 400 mm ut fra føringskant umiddelbart etter legging. Forseglingen skal gjøres med gjentatte påføringer med C60BP3 til metning.

For belegningsklasse A3 skal det etableres en minimum 20 mm bred fuge av Topeka 4S mellom føringskanten og asfalten. Fugen skal ha monolittisk forbindelse med fuktisoleringen på brudekket og ha hulkil i overkant med fall ut fra betongkant mot slitelaget. Der det ligger løsmasser mellom membran og overliggende asfaltlag skal det benyttes prefabrikkert membran som tilslutning.

Ved bruk av prefabrikkert membran skal klemlist ligge i nivå med underkant bindlag.

Mellom slitelag/bindlag og betongkant skal det etableres fuge av Topeka 4S som beskrevet over.

12.2.5.4 Avslutning i bruende og tilslutning mot fuge

Ved bruende skal membran føres helt ned til underkant av endeskjørt, fundament eller ut på overkant overgangsplate. Det skal benyttes en selvklebende eller helsveiset asfaltmembran i henhold til *håndbok 163 Vann- og frostsikring i tunneler punkt 8.2* eller belegningsklasse A3-2.

Fuktisolering og eventuelt beskyttelseslag skal i sin helhet føres fram til fugekonstruksjonen.

Slitelag på bru skal føres minimum 20 m inn på tilstøtende veg før buttskjøt etableres.

12.2.5.5 Tilslutning mot rekkverksstolper

Kleber C60BP3 skal påføres eventuell understøp, fotplate og bolter opp til nivå med overkant slitelag. Det samme gjelder ved bruk av fuktisolering med polyuretan. Overkant slitelag skal gis godt fall ut fra rekkverksstolpe i hele stolpens omkrets.

12.2.5.6 Tilslutning mot vannavløp

Fuktisolering skal legges helt inn til vannavløpet og med overlapp. Det skal sikres at vann som renner på fuktisoleringen og «i» asfalten kommer ned i vannavløpet.

12.2.5.7 Oppbygging av fortau

Fortau på ikke-overbygde konstruksjoner og på konstruksjoner med belegningsklasse A3 skal bygges opp av asfalt uten bruk av andre materialer. Det skal være sammenhengende fuktisolering over hele brubredde. Fortauskanten skal være i plastøst betong eller naturstein, og det skal være minimum ett lag asfalt mellom fuktisoleringen og kantmaterialet.

12.3 Rekkverk

Brurekkverk skal utformes i overensstemmelse med *NS-EN 1317* og håndbøkene *231 Rekkverk*, *267 Vegrekkverk* og *268 Brurekkverk*. For øvrig vises til *håndbok 026 Prosesskode 2, prosess 87.2*.

Fuge i rekkverk (dilatasjonsskjøt) skal forhåndsinnstilles på samme måte som for lagre. Se [12.4.7](#).

12.4 Lagre og ledd

12.4.1 Generelt

Brulagre skal være i henhold til *NS-EN 1337*. Lagrene er oppbygd for å ta trykkrefter og kan ikke ta strekk (løft). Det skal ikke bygges inn strekkfunksjon i lagertypen. Negative lagerkrefter skal heller ikke opptas med overlager.

Lagerløft kan unngås ved å øke egenvekten lokalt (ballast), justere lagerplasseringen i aksel eller justere spennvidder. Bruk av ledd, eventuelt kombinert med pendel gir forskyvningsmuligheter.

Et ledd består av en bolt gjennom ett eller flere ører festet til konstruksjonen eventuelt pendel. Leddet kan ta både trykk og strekk. Ledd som tar rotasjon skal ha sfærisk foring for å unngå tvangskrefter.

For monteringsledd med minimal rotasjon i ferdigtilstand kan foringer sløyfes.

Alle lagre basert på glidning, kunststoffer eller korrosjonsbeskyttelse av stål har redusert dimensjonerende brukstid og skal planlegges for utskifting. Kun rullelager i rustfritt stål og betongledd tilfredsstillende kravet om 100 års dimensjonerende brukstid.

Glidelagre og andre typer bevegelige lagre skal forhåndsinnstilles og ha påmontert millimeterskala og viser for enkel og sikker forhåndsinnstilling under montering samt oppfølging i driftsfasen.

Forankringer skal være utformet slik at lageret enkelt kan skiftes. Dette skal kunne gjøres ved at festebolter demonteres og uten at betong må fjernes.

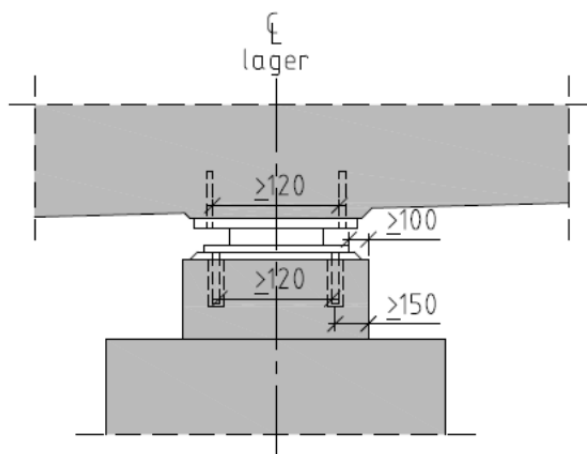
Innstøpingsmørtel i utsparinger skal minst tilfredsstillende fasthetsklasse B45. Mørtel for understøp skal være ferdigmørtel av fasthetsklasse minimum B45 som inneholder ekspanderende tilsetningsstoff slik at mørtelen har svak ekspansjon i plastisk fase.

12.4.2 Konstruksjonsregler

Følgende gjelder for lagre i betongkonstruksjoner:

- Minste fri åpning mellom forankringsbolter skal være 120 mm
- Forankringsboltens senter skal ligge minst 150 mm fra kant av konstruktiv betong
- Minste avstand fra kant lager eller glideplate til kant konstruktiv betong skal være 100 mm

Målene er vist i Figur 12.1.



Figur 12.1 Geometriske krav til lagre forankret i betong

Følgende gjelder for lagre i stålkonstruksjoner:

- Dersom det benyttes forbindelser med glidningsforhindring skal alle kontaktflater blåserenses, metalliseres og påføres tiecoatsealer, men ikke males. Metallbelegget skal være mellom 30 og 50 μm .

12.4.3 Forbindelse mellom over- og underbygning

Kun lagre eller monolittisk forbindelse skal benyttes. Betongledd er å anse som monolittisk forbindelse og behandles i kapittel 7. I søyleakser hvor det kan bli behov for å heve overbygningen skal det være lagre.

Typisk eksempel er forventede setninger i grunnen.

Det skal ikke benyttes mer enn to vertikallagre per akse for bruer med totalbredde < 16 m.

Aksen kan suppleres med et tredje lager som kun ivaretar sidestyrings- eller fastholdingsfunksjonen.

For prefabrikkerte og plasstøpte betongbjelkebruer med tre eller flere bjelker per spenn skal bjelkeender støpes monolittisk sammen med tverrbærere slik at to lagre er tilstrekkelig. Samme prinsipp skal gjelde for stålbjelker, plateelementer i betong og bjelke- eller plateelementer i tre.

12.4.4 Tilleggskrefter på tvers av lagerets bevegelsesretning

Med to lagre i samme akse, orientert slik at horisontalkraft (uansett retning) fordeles på begge lagre, skal over- og underbygningens stivhet i de aktuelle retninger vurderes ved beregning av tvangskrefter.

12.4.5 Inspeksjon, drift og vedlikehold

Lagre skal kunne inspiseres, se 4.7.1. Bruas over- og underbygning skal utformes og dimensjoneres slik at overbygningen kan jekkes opp for justering og utskifting av lagre. Alle anleggsflater for jekker skal være horisontale.

For buer eller sprengverk kan det også være aktuelt å orientere lagre på skrå.

Mål knyttet til jekkpunktene anleggsflater skal samsvare med nødvendig jekkestørrelse inkludert toleranser.

12.4.6 Montering

Lagre på pilarer og landkar uten fugekonstruksjon skal monteres horisontalt. For landkar med fugekonstruksjon skal lagre monteres med samme stigning/fall som overkant slitelag i lagerets glideretning. Vinkelrett på primær glideretning skal alle lagre monteres horisontalt.

12.4.7 Dimensjonering og forhåndsinnstilling

For å beregne forhåndsinnstilling skal det tas hensyn til deformasjonene fra følgende effekter:

- temperatur
- kryp og svinn
- deformasjoner på grunn av oppspenning
- bevegelser på grunn av byggemåten
- eventuelle andre laster

Det skal gjennomføres kontroll av maksimumsverdi og minimumsverdi samt beregning av aktuell verdi ved montasjetidspunktet.

Opptredende belastning på lager skal være innenfor lagerets kapasitet angitt av leverandøren. Dersom kapasiteten er angitt i bruksgrensetilstanden skal lastkombinasjon *karakteristisk* benyttes. Dimensjonerende lagerbelastning skal alltid være positiv (trykk) i brudd- og bruksgrensetilstanden.

Lagerforskyvning skal beregnes i bruksgrensetilstand, lastkombinasjon *karakteristisk*.

Dimensjonerende lagerforskyvning skal ikke overskride lagerets kapasitet (forskyvning og vinkelendring) angitt av leverandøren.

Det skal tas hensyn til tids- og temperaturavhengige materialegenskaper ved beregning av krefter som overføres mellom tilstøtende konstruksjonsdeler gjennom lager. Kreftene skal bestemmes på grunnlag av leverandørenes spesifikasjoner (for eksempel friksjon i lagre).

12.5 Fugekonstruksjoner

12.5.1 Generelt

Prosjekteringen skal omfatte fugekonstruksjoner med tilhørende endeavslutninger, gjennomføringer i føringskanter, kantdragere eller betongrekkverk samt overvannsystem under åpne fuger.

Fugekonstruksjonen skal forhåndsinnstilles, og endelig høyde på fugen skal bestemmes etter at høyden på topp slitelag er endelig bestemt.

Fugekonstruksjoner skal være avdempet slik at unødig støy unngås. Det skal framgå av tegninger om det stilles spesielle krav til avdemping mot støy eller framkommelighet for gående og syklende.

Løse fuger skal ikke benyttes. Fugekonstruksjoner skal være av type som ikke er til ulempe for snøbrøyting. Vinkler som medfører at fugekonstruksjonen blir parallell med ploger bør unngås.

Vinkler på ploger kan antas være 35-40°. Ved utkjøring fra rundkjøring kan dette gi parallellitet nesten uavhengig av hvordan fugen plasseres.

Fugekonstruksjoner skal enten være vanntette eller være åpne med kontrollert vannavrenning under. Selv om det er forutsatt vanntett fuge skal det anordnes dryppneser i underkant av fugesengen, og det skal være mulig å ettermontere system for vannavrenning.

Spalter under brua mellom overbygning og landkar som gir adgang til lukkede rom og avsatser, skal tettes med stålplate eller lignende for å hindre fugler og dyr i å komme inn.

Det skal benyttes rustfritt stål der stålet kommer i direkte kontakt med kloridholdig avrenningsvann.

12.5.2 Koordinering mot andre bruelementer

Fugeprosjektering skal koordineres mot samtlige bruelementer som vil ha betydning for montasje av fugekonstruksjon og funksjon i driftstiden. Spesielt nevnes følgende forhold:

- Bruas bevegelser i perioden når fugemontasje pågår og i driftstiden samt posisjon ved montasje
- Skjevheter, horisontal- og vertikalkurvatur i overbygningen som gir føringer for bevegelser i alle deler av fugekonstruksjonen
- Utsparring for fugeseng, størrelse på fugespalt og armeringsføring
- Utsparring i føringskant, kantdrager og betongrekkverk
- Rekkverksstolper og innfesting av rekkverk
- Orientering av lagre i forhold til horisontalplanet
- Føring av trekkerør over fugespalten
- Fugeterskel, fuktisolering og slitelag

12.5.3 Fugeseng

Det skal sikres at utforming av fugeseng, spesiell armering i fugeseng for fastholding av fugekonstruksjon, endeavslutninger og montasje tilpasses den spesifikke fugekonstruksjonen som benyttes.

Mål som er avhengige av temperatur eller framdrift skal angis tydelig.

Utsparingen skal være så stor at kravene til armeringen ivaretas. Se 12.5.4. Utsparing for fugeseng skal sandblåses slik at all slamhud fjernes og tilslaget blir frilagt i overflaten.

Fugespalter skal ha forskaling med lemmer eller gjenstående forskaling i rustfritt stål.

Ved bruk av forskaling i rustfritt stål kan stålet danne dryppnese i underkant av fugesengen.

12.5.4 Armering

Endelig bøyeliste utarbeides når følgende er kjent:

- Oppmålt virkelig geometri og endelig høyde av slitelag (geometri av veglinje)
- Leverandørens krav til armering
- Forhåndsinnstilling

Armering for feste av fuge i fugeseng skal prosjekteres slik at den ikke er faststøpt ved fugemontering. Armeringen skal kunne tilpasses fugebolter og høyde (dersom veglinje må heves eller senkes) og fugekonstruksjonens variable mål samtidig som krav til overdekning ivaretas.

12.5.5 Montering

Fugekonstruksjonen skal ligge parallelt med og 5 ± 2 mm under overkant tilstøtende fugeterskel og slitelag.

12.5.6 Overvann

Vann som lekker fra fugekonstruksjoner skal ledes bort uten å komme i kontakt med underliggende konstruksjoner eller lagre.

Vanntette fugekonstruksjoner skal enten bøyes opp ved kantdrager eller føres rett ut gjennom utsparing i kantdrager. Ved gjennomføring i kantdrager skal fugekonstruksjonen avsluttes med et system for vannavrenning. Det vises også til 12.6.

Fugekonstruksjoner på bruer uten kantdrager skal utformes som for gjennomføring i kantdrager.

Under åpen fugekonstruksjon skal det anordnes system for kontrollert vannavrenning. Hvis det i framtiden kan forventes vegsalting, skal den åpne fugen sikres slik at vannet ikke kommer i kontakt med konstruksjonsbetongen. Relevante krav fra 12.6 skal legges til grunn.

12.5.7 Fuger i kantdrager, føringskant og betongrekkverk

Fuger skal bestå av en åpen spalte med dekkplate i rustfritt stål over. Dekkplata skal forsenkes minimum 30 mm i forhold til betongoverflata mot kjørebanelen og festes i den enden man først passerer i kjøreretningen. Det skal være minst to rader med festepunkter mot vegbanen, og skruedimensjoner skal være minimum M10. Vertikal del nederst mot vegbanen skal også ha festepunkter.

12.5.8 Inspeksjon, drift og vedlikehold

Fugekonstruksjon og tilhørende utstyr skal tilrettelegges for inspeksjon, rengjøring og utskifting. Fugekonstruksjonens slitasjedeler skal kunne demonteres for ett kjørefelt av gangen. Fugekonstruksjonen skal være tilgjengelig for inspeksjon fra undersiden.

12.5.9 Dimensjonering og forhåndsinnstilling

Fugekonstruksjoner skal dimensjoneres for forskyvninger som angitt for lager, se 12.4.7. Det skal også tas hensyn til dimensjonerende bevegelser i montasjetilstanden på grunn av temperaturendringer og eventuelt kryp og svinn.

Fugekonstruksjonens dimensjonerende forskyvninger skal være innenfor fugekonstruksjonens kapasitet, angitt av leverandøren.

Krefter som overføres mellom tilstøtende konstruksjonsdeler gjennom fugekonstruksjoner kan bestemmes på grunnlag av leverandørens spesifikasjoner.

Forhåndsinnstilling av fuge skal beregnes som for lager, se 12.4.7.

Avstanden mellom fugekanter eller lameller på tvers av kjøreretningen skal ikke overstige 80 mm i bruksgrensetilstand, lastkombinasjon ofte forekommende.

For gang- og sykkelbruer skal tilsvarende grenseverdi være 40 mm.

Lameller på tvers av kjøreretningen skal ikke ha mindre bredder enn 50 mm.

12.6 Overvann

12.6.1 Generelt

Alle bruer skal prosjekteres med system for avløp for overvann. En eller flere av metodene beskrevet under skal benyttes. Det skal sikres at vannet kan tas videre til overvannssystem eller resipient, og det skal kontrolleres med miljømyndigheter hvilke krav det er til eventuell rensing av vannet. Koordinering mot fagfeltet for vann og avløp skal ivaretas.

Det skal brukes materialer som ikke korroderer eller brytes ned som følge av UV-lys, temperatur, forurenset vann eller lignende.

I saltholdig miljø og for alle gjennomføringer i bruer skal det benyttes rustfritt stål.

Det skal være erosjonssikring ved alle utløp.

Overvannssystem skal prosjekteres for timinuttersregn med returperiode 200 år. Det vises til punkt om avrenning fra små felt i håndbok 018 Vegbygging.

12.6.2 Steinsatt renne for overvann i bruende

For fugefrie bruer skal vannet føres kontrollert ned skråningen i bruenden ved å benytte ei steinsatt renne dersom dette er mulig med tanke på videre vannhåndtering. Den steinsatte renna skal som minimum vises i plan og snitt. Steinstørrelse skal angis.

Oppbygging av renna kan være med leire eller annen tetting, fiberduk og grov stein. For lengre bruer kan denne løsningen kombineres med løsninger beskrevet nedenfor.

12.6.3 Sluk

Sluk skal plasseres nærmest mulig oppstrøms brufuge, i eventuelt teoretisk lavbrekk i lengderetningen og i de laveste punktene i tverretning.

Dersom vannet slippes fritt ned under brua skal sluket plasseres lengst mulig unna søyler og landkar og på en slik måte at vannet ikke slippes ned eller blåses inn på brubjelker, underliggende veg, sporområder, parkeringsplasser eller lignende. Ved sporgående trafikk skal respektive sporforvalters regler legges til grunn.

Dersom vannet føres kontrollert ned skal slukplassering tilpasses dette.

Rist og flytende, justerbar ramme for rist skal være i samsvar med kravene i *NS-EN 124*. Retning på ristspalter skal danne 45° med kjøreretningen. Ramme og rist skal være i seigjern/kulegrafittjern. Minimum innvendig diameter for rør under sluk skal være 150 mm og minimum fritt nedstikk under underkant brudekke skal være 150 mm. Det skal ikke være skjøtemuffe på røret i betongtverrsnittet. Sluket skal kunne tres ned i røret.

For bruer med belegningsklasse A2 eller A3 skal flytende, justerbar ramme legges i asfalt og ikke støpes fast, fuges rundt eller lignende.

Utsparing for sluk i tre- og ståldekker skal utføres i rustfritt stål.

Rist skal enkelt kunne demonteres.

12.6.4 System for håndtering av vann under bruplate

Langsgående overvannsledninger, glidemuffer og rørkompensatorer skal unngås dersom dette er mulig.

Der vannet føres kontrollert ned ved søyle skal det benyttes rustfritt rør.

Overvannsledning skal kun henges på tvers av brua fra kant og inn til steg.

Antall fuger (glidemuffer) i rør skal begrenses. Under fugekonstruksjon skal det være rørkompensator i rustfritt stål. Det skal tas hensyn til aksialkrefter i kompensatoren, og det skal sikres at kompensatoren tar opp alle bevegelsene. Kompensatoren skal forhåndsinnstilles på samme måte som lagre. Se [12.4.7](#).

Rørsystemet skal være utskiftbart.

For gjennomføring i brukasser skal det benyttes system med rør i rør. Det ytterste røret skal være i rustfritt stål og ha utløp utenfor kassa. Røret skal være rett.

For rør inne i brukasser skal også krav i henhold til [12.7.6.4](#) og [12.7.6.7](#) ivaretas.

12.7 Elektriske anlegg, kabler og væskeførende ledninger

12.7.1 Generelt

Prosjektering av elektriske anlegg er regulert i *Forskrift om kvalifikasjoner for elektrofagfolk*. Forskriften setter faglige krav til de som skal utføre slikt arbeid, og de skal være registrert i *Elvirksomhetsregisteret* til *Direktoratet for samfunnssikkerhet og beredskap* i rett virkeområde. Den som prosjekterer skal utstede en samsvarserklæring for sine arbeidere i henhold til forskriftene.

12.7.2 Jordingsanlegg

Dersom konstruksjonen utrustes med elektrisk lavspennings-, høyspennings- eller teleanlegg, har lynvernanlegg eller er føringsveg for høyspenningskabler, skal brua utstyres med jordingsanlegg i henhold til de elektriske forskriftene (FEL og FEF).

Bruer og andre konstruksjoner der elektrisk sporgående trafikk krysser over, under, passerer nær inntil, eller som har andre former for høyspenningsanlegg i nærheten, skal vurderes spesielt og forelegges de respektive baneforvaltere. Det skal spesielt utredes om returstrøm fra disse baneanleggene kan benytte brua som returledning og hvilke farer og problemer det kan medføre.

Det skal vurderes om brua på et senere tidspunkt kan bli utrustet med elektriske anlegg (inkludert instrumentering) som da vil utløse krav om jordingsanlegg. Brukonstruksjonen skal da være forberedt og tilrettelagt for etablering av jordingsanlegg.

Det skal etableres jordingsforbindelse over lagre som forbinder armeringen på hver side.

En løsning kan være å støpe inn et jordingspunkt forbundet med armering på hver side og forbinde disse med en kobberlisse. Forhåndsinnstilling av lisse skal gjøres på samme måte som for lagre.

12.7.3 Belysning og arbeidsstrøm innvendig i bruer

Det skal installeres belysning i alle hulrom som benyttes som gangveg eller er tilgjengelig for inspeksjon. Avstanden mellom lyspunktene skal ikke være større enn 10 meter. Det skal minst være én lysbryter ved hver utgang hvor lyset skal kunne slås av/på uavhengig av av/på-posisjon på øvrige brytere. Lysnivået skal være jevnt og minst 100 lux. Det skal benyttes armaturer som tåler følgende ytre påkjenninger i henhold til *NEK400, tabell 51A*: AA7, AB7, AC1, AD4, AE3, AF2, AG2, AH2, AK1, AL1, AM (skal vurderes i hvert tilfelle siden det er avhengig av annen installasjon som for eksempel høyspentkabler), AN1, AP1, AQ2, AR1, AS1. Lysfargen skal være tilnærmet dagslys. Det skal benyttes energieffektive armaturer som LED eller tilsvarende. Lyspunktene skal fungere uavhengig av om ett svikter.

Det skal installeres jordet uttak for arbeidsstrøm i kassebruer, hengebruer og skråstagbruer. Jordet uttak av typen 3/32A + j plasseres innvendig i tårnet ved kjørebanelnivå, i tårntopp og innvendig i brukassen ved hver ende og med 50 meters mellomrom.

12.7.4 Vegbelysning

Alle bruer bør forberedes for vegbelysning. For lys- og elektrotekniske krav, se *håndbok 264 Teknisk planlegging av veg- og gatebelysning*.

Trekkerør for framføring av strøm, jording og signal kan plasseres i kantdrager, betongrekkverk eller i oppbygd midtdeler mellom kjøreretningene.

For betongrekkverk skal den siden som vender mot kjørebane eller gang- og sykkelveg ha overdekning til trekkerør på minst 150 mm.

12.7.5 Sikkerhetsinstallasjoner for luftfart og skipstrafikk

Bruer som kan være et luftfartshinder skal utstyres med hinderlys. Hinderlysene skal være lett tilgjengelige for inspeksjon og vedlikehold. Krav om merking av luftfarts-hindre er gitt i FOR 2002-12-03 nummer 1384: Forskrift om merking av luftfartshinder (BSL E 2-2).

Bruer som går over seilleder skal utstyres med markeringslys/seillys og skilting. Markeringslysene skal være lett tilgjengelige for inspeksjon og vedlikehold. Det vises til *Kystverkets farledsnorm* og *IALA rekommendasjon for merking av faste bruere over navigerbart farvann*.

Det vises til egne punkter i *håndbok 129 Bruregistrering* om merking av seilløp og luftfartshindre.

12.7.6 Kabler og ledninger som eies av andre enn Statens vegvesen

12.7.6.1 Generelt

Installasjonene skal planlegges i henhold til de lover, forskrifter og retningslinjer som gjelder for de enkelte installasjonstypene. Dette gjelder også merking av installasjonene.

For bruere der det er aktuelt å føre tele- eller signalkabler, høyspenningskabler, vannledninger, overvannsledninger, spillvannsledninger, fjernvarmeledninger eller installasjoner for gasser eller brennbare væsker gjennom eller under bruene, skal nødvendige planer utarbeides tidlig i planfasen slik at driftssikre og vedlikeholdsvennlige anlegg oppnås.

Der installasjonene er synlige skal de utformes på en slik måte at de ikke virker skjemmende.

Installasjonene skal utformes med bestandige materialer og tåle de påkjenninger de forventes å bli utsatt for gjennom den dimensjonerende brukstiden. De skal være sikret mot påkjørsel og hærverk. Det skal tilrettelegges for enkel utskifting av slitasjedeler eller andre deler med dimensjonerende brukstid mindre enn planlagt for anlegget. Ved utforming av overgang mellom overbygning og landkar skal det tas hensyn til bruas bevegelse.

Drift og vedlikehold av installasjonene skal kunne foregå uten forstyrrelser for trafikken både på og eventuelt under brua.

Hvis det er behov for egne sikkerhetsinstrukser skal disse plasseres ved alle adkomståpninger og framgå av inspeksjons-, drifts- og vedlikeholdsplanen. Alle installasjoner skal merkes med eier og eiers kontaktadresse. Behov for tilleggsmerking (installasjonstype, andre tekniske data med mer) skal vurderes i hvert enkelt tilfelle.

12.7.6.2 Utredning

For høyspenningskabler og ledninger for vann, spillvann, overvann, fjernvarme, gasser og brennbare væsker skal det i tillegg gjøres en separat utredning som vedlegges bruplanene. Den skal inneholde en vurdering av tekniske og økonomiske forhold, samt samfunnets sårbarhet forsyningsmessig ved brudd. Utredningen skal inkludere en risikoanalyse som minimum dekker følgende forhold der det er relevant:

- Lekkasje fra installasjonene
- Fare for eksplosjoner eller brann
- Trafikkulykker med påfølgende brann
- Hærverk
- Kortslutning eller jordslutning
- Overføring av farlig eller forstyrrende strøm eller spenning til andre installasjoner, både i normal- og feilsituasjon
- Skade eller forstyrrelse fra elektromagnetiske felt
- Hvilken risiko installasjonene utgjør for personer som utfører bruvedlikeholdet
- Eventuelle spesielle forhold i overgangssonen mellom bru og vegfylling
- Risiko for korrosjon (vekselstrømkorrosjon) av spennarmering

Tilsvarende utredning som beskrevet i det foregående, skal også gjennomføres for føring utenom bru som grunnlag for å bestemme om installasjonene skal føres utenom eller i/ under brua. Utredningene skal igangsettes og bekostes av aktuell netteier.

For høyspenningskabler skal det i tillegg foreligge en skriftlig uttalelse fra elektroansvarlige i regionen, som bekrefter at løsningen er i henhold til gjeldende regelverk på området.

12.7.6.3 Trekkerør

Trekkerør skal ikke plasseres i kantdragere, betongrekkverk, opphøyet gang- og sykkelanlegg, fortau eller lignende. Trekkerørene skal plasseres innenfor den overflatearmering som tilhører konstruksjonsdelen. Avstand fra trekkerør til armering skal være lik overdekningskravene gitt i 7.5.

Innstøpte trekkerør skal utformes slik at vanninntrengning hindres. Alle lavpunkter skal dreneres slik at ansamling av kondensvann unngås.

Der det er brufuge skal det være fuge i trekkerørene. Fuga skal forhåndsinnstilles på samme måten som for lager. Se 12.4.7.

Trekkerør skal forsynes med muffe i bruende og føres fram til trekkekum utenfor bruenden.

Alle kabler skal ligge i trekkerør gjennom hele brua. Dette gjelder også for kabler på kabelbru.

Det skal gjøres en vurdering av behovet for ekstra trekkerør for framtidig bruk.

Spesifikke krav til trekkerør er gitt for den enkelte kabeltype.

12.7.6.4 Plassering av rør, kabler og kabelbruer

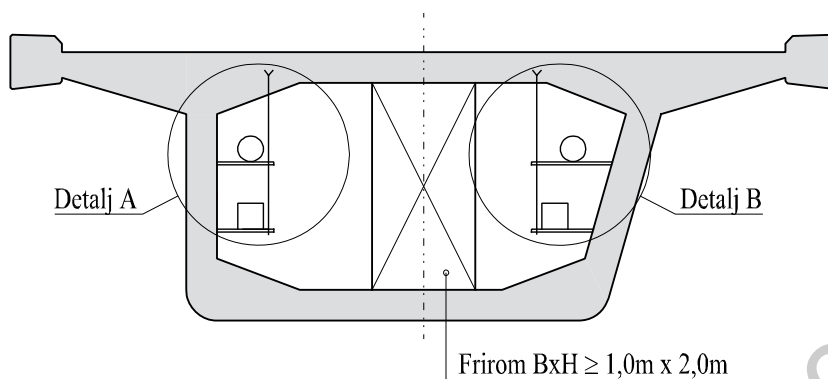
For enkeltenheter skal følgende krav til minimumsavstander gjøres gjeldende, unntatt ved tverrskott og festepunkter, se Figur 12.2 og 12.3:

- For runde enheter er d minste avstand til vegg
hvor: $d \geq 0,75 D$
 $D =$ enhetens diameter ≤ 300 mm
- For rektangulære enheter er k minste avstand til vegg
hvor: $k =$ den største av K_1 og K_2
 $K_1 \leq 200$ mm
- For større enheter gjelder kravene vist i Figur 12.4

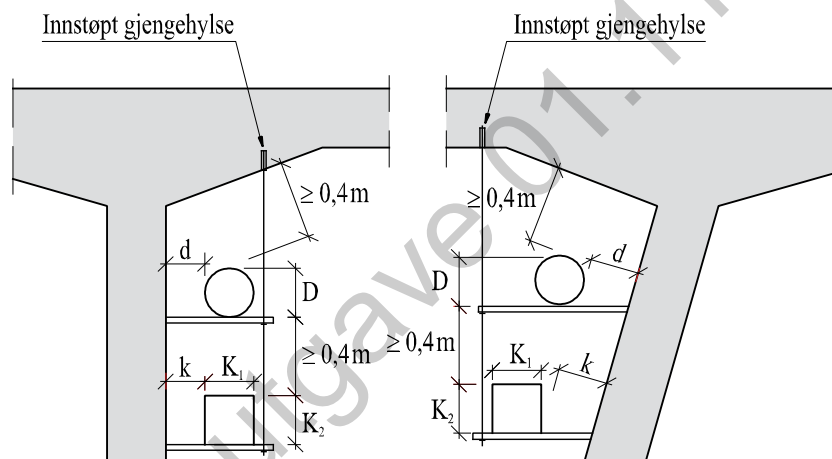
Det skal være minimum fri gjennomgående passasje i henhold til 4.5. Festepunktene skal ikke ligge innenfor friomsprofilen.

Kabelbruas størrelse, styrke og antall trekkerør skal planlegges med hensyn til framtidig behov.

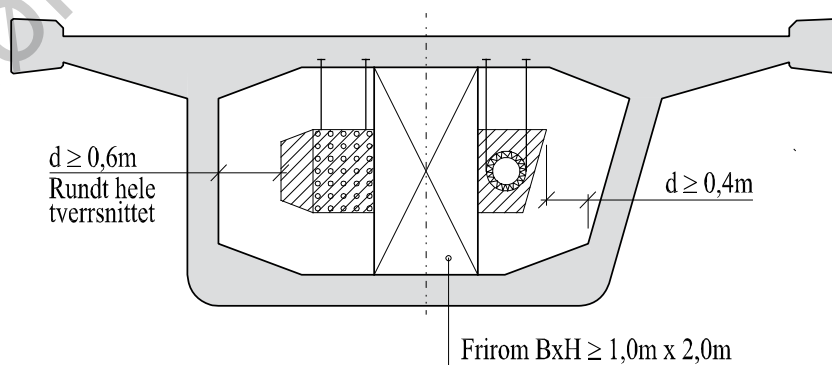
Avstand mellom tele-/signalkabler og høyspenningskabler skal være i henhold til kabelløseverandørs krav eller minimum 600 mm.



Figur 12.2 - Kabel- og ledningsplassering i kassebru i betong



Figur 12.3 - Detalj A og Detalj B



Figur 12.4 - Kabel- og ledningsplassering i kassebru i betong, store enheter

12.7.6.5 Tele- og signalkabler

Kabler med spenning opptil 50 V defineres som tele-/signalkabel.

Avstanden fra ytterside trekkerør til betongoverflaten skal være minimum 150 mm.

Kabler som plasseres inne i brukassen, skal anordnes systematisk på egnede kabelbruer og i trekkerør. Avstand til flater på brua eller innbyrdes mellom for eksempel bunter skal være slik at inspeksjon og nødvendige vedlikeholdstiltak er praktisk gjennomførbare.

Dersom tele- og signalkabler plasseres fritt under bruplatten, skal samme regler som inne i brukasser legges til grunn.

Kabler plassert fritt under bruplate er ikke ønskelig med tanke på framtidig drift og vedlikehold.

12.7.6.6 Høyspenningskabler

Kabler med spenning over 1 000 V AC eller 1 500 V DC defineres som høyspenningskabler.

Høyspenningskabler skal utstyres med vern slik at det skjer en momentan utkobling ved jordfeil eller kortslutning. Oljeisolerte kabler skal ikke benyttes.

Muligheten for at kabelbrann oppstår og utvikler seg til en fare for selve brukonstruksjonen skal vurderes i forhold til bru- og kabeltype, geometriske forhold og eventuelle brennbare materialer i nærhet av kableten.

Kablene skal legges i jordede metallrør med eller uten innvendig plastrør for å lette trekking.

Plassering av høyspentkabler skal inngå i utredningen omtalt i [12.7.6.2](#).

Dersom høyspenningskabler plasseres i den konstruktive delen av betongtverrsnittet, skal kabelens tre ledere buntet sammen i en trekant. Det forutsettes at kableten er praktisk trekkbar for den aktuelle brulengden. Ledere plassert i separate trekkerør skal ikke benyttes.

Avstanden fra øverste trekkerør til overkant konstruktivt brudekke skal være minimum 300 mm. Til øvrige betongoverflater er kravet 150 mm. All armering som er tilnærmet parallell med kablene innen en avstand på 200 mm skal for innstøpte trekkerør være sammenbundet med tverrarmring i alle krysningpunkter.

Dersom kablene plasseres fritt under bruplatten eller inne i brukassen skal kravene til minimumsavstandene på figurene 12.2 og 12.3 gjelde for kabler med de tre lederne buntet i en trekant.

Kabler plassert fritt under bruplate er ikke ønskelig med tanke på framtidig drift og vedlikehold.

For fritt plasserte kabler der lederne ligger i samme plan skal minimumskravene økes med 200 mm.

Det skal være minimum 800 mm fri bredde på den ene siden for inspeksjon. Festepunktene skal ikke ligge innenfor friomsprofilet.

Avstand fra kabel (ledere i trekant) til for- eller etterspent armering som er tilnærmet parallell med kableten, skal være minimum 500 mm. For kabler med ledere i samme plan skal minimumskravet økes med 200 mm.

For gjennomføringer i stålkonstruksjoner som tverrbærer, tverrskott og lignende skal minimum fri avstand fra kabler til konstruksjonsdeler være 200 mm.

Avstanden kan reduseres til 100 mm ved bruk av brannhemmende tiltak.

12.7.6.7 Væskeførende ledninger

For ledninger som fører vann, overvann, spillvann og lignende skal frostsikring vurderes spesielt. Det samme gjelder skadevirkning på brua og eventuell tredjepart ved lekkasjer. Bruer med kassetverrsnitt som har væskeførende ledninger skal forsynes med åpen drenering for å unngå fylling ved lekkasjer og dermed statisk overbelastning. Det skal ikke benyttes selvåpnende ventiler. Dreneringen skal dimensjoneres for fullt ledningsbrudd. Hvis det er flere ledninger skal dreneringens kapasitet vurderes spesielt.

Ledninger for fjernvarme, gasser og brennbare væsker skal ikke føres under eller gjennom bruer.

Høringsutgave 01.11.2013

12.8 Øvrig utstyr

12.8.1 Inspeksjonsanordninger

12.8.1.1 Luker og dører

Fra utsiden skal det være hensiktsmessig og trygg adkomst til innvendige rom for inspeksjon. Adkomsten skal kunne stenges med låsbare luker eller dører. Dører skal ha stål med plattetykkelse minimum 5 mm. Alle låsbare luker og dører skal i en nødsituasjon kunne åpnes fra innsiden uten nøkkel.

Mannhull i bunnplaten av brukasser der det ikke er plattform under skal være utstyrt med fastskrudde luker.

Adkomsten skal administreres av Statens vegvesen.

12.8.1.2 Trapper, gangbaner og rekkverk

Alle trapper, reposer, plattformer og gangbaner skal ha rekkverk med høyde minst 1,20 m. Rekkverk på tårntopp skal ha høyde på minst 1,30 m.

Det skal installeres trapper og gangbaner i hulrom slik at alle flater, tårntopper, kabelforankringer, kabelsadler, lyspunkter og øvrige detaljer kan inspiseres. Trapp i tårn/hul søyle skal ha bunnrepos som dekker hele det indre tverrsnittet, avstigningsrepos ved hver åpning/utgang og hvilerepos for hvert 25. trinn.

Underliggende fagverk/platebærer skal ha gangbane mellom bjelkene dersom høyden er som for kassebruer i henhold til 4.5.

Foran inngangen til dører som ikke ligger på bakkenivå skal det være plattform sikret med rekkverk.

Leidere bør ikke benyttes innvendig.

Gangbaner og rette trapper skal ikke ha mindre bredde enn 800 mm. Spiraltrapp skal ikke ha mindre ytre radius enn 750 mm.

Alle trapper, reposer, plattformer og gangbaner skal dimensjoneres for en nyttelast på 2,0 kN/m². De skal i tillegg dimensjoneres for en punktlast på 1,5 kN med belastningsflate 0,1 × 0,1 m.

Der tårn/søyle har to bein med forbindelser mellom skal det være trapp i begge beina, eventuelt heis i det ene og trapp i det andre.

Det skal sikres at uvedkommende ikke kommer opp på gangbaner, i ledere og lignende.

For øvrig henvises til bestemmelsene i Byggeforskriftene.

12.8.1.3 Inspeksjonsvogn

Henge- og skråstagsbruer med lengre spenn enn 500 m skal utstyres med inspeksjonsvogn. Avstivningsbærer skal i hvert spenn utstyres med en underliggende, hjulgående inspeksjons- og arbeidsvogn. Vogna skal være minimum 3 m bred i bruas lengderetning, og i tverretningen skal den ikke ha mindre lengde enn avstivningsbærerens bredde.

Vogn for avstivningsbærer utført som fagverk bør strekke seg fra tverrbærer til tverrbærer. Vognas hoveddekke bør ligge omtrent 300 – 400 mm under fagverket og i tillegg utstyres med en nedsenket plattform, 1,0 m bred i bruas lengderetning og med lengde som

hovedplattformen. Nedsenket plattform skal være 1,90 m under fagverkets underkant og ha adkomst til hovedplattformen.

Vogn for avstivningsbærer utformet som kasse skal ha dekke liggende 2,1 m under avstivningsbæreren.

På hver side av avstivningsbæreren skal vogna være utstyrt med plattform med trapp som gir adkomst fra brubanen. Vogna inkludert adkomsten skal utstyres med sklisikkert dekke.

Vogna skal tilfredsstille Arbeidstilsynets krav, men minimum dimensjoneres for:

- Flatelast 1 kN/m² og enkeltlast 2 kN med utstrekning 0,1 × 0,1 m² plassert i ugunstigste stilling
- Bremselast lik 0,5 × vertikallasten
- Vindlast som for avstivningsbæreren; vogna regnes innkledd, det vil si med tette vegger

Vogna skal ha tilstrekkelig stivhet slik at den ikke sporer av når den lastes opp.

Vogna skal sikres mot enhver form for avsporing eller forkiling, for eksempel som følge av usymmetrisk bremsing eller framdrift. Hvis vogna likevel skulle forkile seg eller låse seg fast av andre grunner skal ikke motoren være så kraftig at den skader vogna, men koble ut før skader oppstår.

Hjulene skal ha kulelager og doble flenser dersom de løper på skinner.

Vogna skal ha tilstrekkelig bremseeffekt under alle forhold. Dersom vogna går på hjul som løper på glatte skinner eller glatte flater, er det ikke tilstrekkelig med brems som virker på hjulene. Da skal det være ekstra bremsesystem i tillegg.

Ved hjul som går på skinner kan dette være for eksempel bremseklosser som griper om skinnen.

Vogna skal utstyres med pålitelig motorframtrekk. Kabelframtrekk skal ikke benyttes. Motoren skal være bygget for å stå ute, eventuelt skal motoren være demonterbar og egnet for manuell håndtering og utstyrt med bærehåndtak. Framdrifts- og bremsesystem ved hjelp av tannstangsystem bør vurderes. Som reserve skal vogna være utstyrt med manuelt framtrekksystem.

Vogna skal kunne oppnå en hastighet på minimum 1,1 m/s.

12.8.1.4 Bærekabler

Kablene skal være tilgjengelige for inspeksjon. Dersom kabel eller kabelbunt har tilstrekkelig bredde og ikke er for bratt, slik at det er mulig å gå på kablet, skal den som et minimum utstyres med rekkverk eller sikkerhetstau. Behovet for inspeksjonsvogn skal vurderes i det enkelte tilfelle. Dersom det ikke er mulig å gå på kablet skal den utstyres med en inspeksjonsanordning.

Slik anordning kan for eksempel være en vogn som løper på bærekablet, eventuelt på egen kabel.

12.8.1.5 Hengestenger

Behov for egen anordning for inspeksjon og vedlikehold av hengestenger skal vurderes i det enkelte tilfelle.

12.8.2 Nivelleringsbolter

Bruoverbygning med spennvidde større enn 10 m skal utstyres med nivelleringsbolter av messing eller rustfritt stål. Boltene skal plasseres parvis (på begge sider av brua), enten på kantdrager eller direkte i bruplata dersom den er uten kantdrager. Som et minimum skal boltepar plasseres ved opplegg og i feltmidte. For bruer med spennvidde større enn 25 meter skal boltepar i tillegg plasseres i 4-delspunktene. For bruer med spennvidde større enn 100 meter skal det plasseres boltepar med maksimal avstand 25 m i bruas lengderetning. Inndelingen tilpasses slik at opplegg, feltmidte og 4-delspunkter dekkes. For andre konstruksjoner vurderes behovet for nivelleringsbolter i hvert enkelt tilfelle.

Det skal foretas innmåling ved ferdigstillelse av konstruksjonen. Verdiene skal føres inn på en egnet som bygd-tegning. Det skal framgå hvilke fastpunkter som er benyttet, krav til målenøyaktighet, forslag til innmålingshyppighet og eventuelt andre forhold som kan være av betydning for målingene. Nevnte dokumentasjon skal framgå av Inspeksjons-, Drifts- og Vedlikeholdsplanen, se 1.4.7.

12.8.3 Lysmaster og skiltmaster

Dersom det er mulig skal lysmaster og skiltmaster plasseres utenfor bruene.

Festebolter for master skal plasseres utenfor ytterrekkverk eller mellom rekkverk i midtdeler.

Festepunkter, konsoller og lignende skal dimensjoneres for vindlaster i henhold til *NS-EN 1991-1-4*. Der det er to parallelle bruer med felles mast skal denne kun festes i den ene brua.

Høringsutgave 07.11.2015

Høringsutgave 01.11.2013

13 Konstruksjonsspesifikke krav

13.1 Fritt frambyggbruer

13.1.1 Generelt

I dette kapitlet gis tilleggskrav for brukonstruksjoner utført som fritt frambygg (FFB-bruer). Tilleggskravene gjelder brukonstruksjonens byggetilstand.

13.1.2 Laster

Usymmetrisk egenlast ved tosidig utbygging fra hovedsøyle skal bestemmes i overenstemmelse med forutsatt støperekkefølge, se 13.1.9.

Der det ved énsidig utbygging fra motvektslandkar benyttes ballast skal vekten av eventuelle ballastmaterialer regnes som egenlast. Egenvekten av ballastmaterialet skal antas lik en forsiktig anslått middelvei.

Forskalingsvogn (FFB-vogn) skal regnes som en nyttelast.

Det skal regnes med materialer og utstyr som lagres på overbygningen (nyttelast), se 13.1.11.

Det skal regnes med ulykkeslast forårsaket av at en støpevogn faller ned fra kragarmen. Dynamisk effekt ved bortfall av vogn skal ivaretas.

Dynamisk effekt kan ivaretas ved at kragarmen påføres en oppadrettet last lik 50 % av vognvekten.

13.1.3 Dimensjonerende lastkombinasjoner for stabilitetskontroll

Stabilitetskontroll skal utføres for lastkombinasjoner i NS-EN 1990:NA:2008, tabell NA.A2.4 (A).

Tabell NA.A2.4 (A), MERKNAD 1, skal forstås slik at $\gamma_{G,sup}$ for egenlast velges for den ene kragarmen og $\gamma_{G,inf}$ velges for den andre.

Før eventuelle hjelpesøylar etableres skal søylar og fundamentets kapasitet også kontrolleres for lastkombinasjoner i tabell NA.A2.4 (A), ref MERKNAD 2. Denne kapasitetskontrollen kommer i tillegg til kontroll for lastkombinasjoner i tabell NA.A2.4 (B).

13.1.4 Dimensjonerende lastkombinasjoner i SLS

Følgende kombinasjonsfaktorer gjelder for *Laster i byggetilstand*, Q_c , ref NS-EN 1990:NA:2008, tabell NA.A2.1:

- $\psi_1 = 1,0$
- $\psi_{1, inf} = 1,0$

Faktorene er aktuelle for SLS kombinasjon Sjeldent forekommende, for eksempel ved eksentrisitetskontroll av fundamentlaster 11.7, og for SLS kombinasjon Ofte forekommende, for eksempel ved kontroll betongspenninger 13.1.7. Se også NS-EN 1991-1-6:2005 + NA:2008, 3,3 (5).

13.1.5 Overhøyder

Overbygningen skal prosjekteres med overhøyde. Overhøydeberegningene skal baseres på målt E-modul for den aktuelle betongen, og overhøyde skal angis for hver seksjon.

13.1.6 Kontroll av grensebetingelser

Ved énsidig utbygging fra motvektslandkar skal virkninger av mulige endringer i det statiske system, som for eksempel lagerløft eller store forskyvninger, vurderes.

13.1.7 Kontroll av strekkspenninger

Strekkspenninger i overbygning og søyle skal ikke overstige betongens dimensjonerende strekkfasthet. Kontrollen utføres for SLS kombinasjon *Ofte forekommende* i henhold til NS-EN 1990:NA:2008, tabell NA.A2.6, og med egenlast på grunn av usymmetrisk utstøping i overensstemmelse med 13.1.2.

Spenningsene kan beregnes for urisset tverrsnitt (elastisk material)

13.1.8 Kapasitetskontroller

Kapasitetskontroller skal baseres på betongens dimensjonerende fasthet på det tidspunkt lastene påføres konstruksjonen.

Strekktøyningene i armeringen skal ikke overskride flytetøyningen, $\epsilon_{sy} = f_{sy}/E_s$. Kravet gjelder ikke for eventuelle dynamiske virkninger av ulykkeslast.

13.1.9 Utførelse av FFB-etapper

Tosidig utbygging fra hovedsøyle skal utføres mest mulig symmetrisk. Usymmetriske operasjoner eller faser skal planlegges slik at momentet i hovedsøyla har skiftende retning og slik at kryptøyninger i søyla på grunn av usymmetriske laster blir mest mulig symmetriske.

Dette betyr for eksempel at FFB-vogner står med ulik avstand fra søyleakse (ulik eksentrisitet) bare i korte perioder og at utførelse av en etappe (framskyvning av vogn, armeringsarbeider osv.) starter på alternerende kragarm.

13.1.10 Støpeskjøter

Bunnplata i overbygningen skal støpes i ett uten horisontale støpeskjøter.

13.1.11 Nyttelast på kragarmer

Ved tosidig utbygging fra hovedsøyle skal nyttelast på kragarmer plasseres mest mulig symmetrisk og i henhold til godkjent plan.

13.1.12 Kabelkanal

Det skal legges inn minimum to reservekanaler for spennarmering i bruplata. Kanelene skal føres fram til siste fri ende med kabeloppspanning, og de skal injiseres selv om de ikke benyttes.

13.1.13 Sammenkobling

Det skal planlegges for at kragarmenes plassering ved sammenkobling kan avvike fra teoretisk plassering, og det skal etableres provisorisk avstivning over koblingsseksjonen for å forhindre relative forskyvninger under støp og tidlig herdefase.

Vogna på sist støpte utkrager kan brukes til å tvinge bruene i riktig posisjon i forhold til hverandre. For å utjevne belastningen på de kragarmene som kobles sammen, er det en fordel at kragarmen hvor vogna er montert, i utgangspunktet ligger noe lavere enn den andre kragarmen.

Før utførelsen skal det kontrolleres at både brua og vogna har tilstrekkelig kapasitet til å tåle tvangskreftene som kan oppstå ved sammenkoblingen.

Høringsutgave 01.11.2013

13.2 Hengebruer og skråstagbruer

13.2.1 Generelt

I dette avsnittet gis tilleggskrav for prosjektering av hengebruer, skråstagbruer og tilsvarende konstruksjoner. Krav vedrørende prosjektering av kabler og kabelsystemer er gitt i 13.3.

Nedbøyningskrav som angitt i 3.1.2 gjelder ikke for hengebruer. Istedenfor gjelder at maksimal rotasjonsvinkel ved opplegg, α , skal begrenses til $\tan \alpha \leq 1/30$.

13.2.2 Beregningsmodeller

Statisk beregning av hengebruer skal utføres etter en metode som tar hensyn til 2. ordens effekter og det statiske systems geometriske stivhet.

For skråstagbruer kan snittkrefter fra statiske laster beregnes på grunnlag av 1. ordens elastisitetsteori forutsatt at metoden tar tilbørlig hensyn til skråstagenes reduserte stivhet på grunn av pilen (nedhenget).

For knekkingskontroll av tårn og brubjelke/-plate skal det benyttes regnemodell som tar hensyn til 2. ordens effekter.

13.2.3 Virkning av lengdeavvik i hengestenger

Når det ikke er mulighet for justering av lengden av hengestenger, skal det antas et avvik i teoretisk lengde på minimum 10 mm. Hengestengene skal dimensjoneres for virkningen av et slikt avvik. Hengestengene skal minimum dimensjoneres for et tillegg på 10 % av lastvirkningen i bruddgrendetilstand.

13.2.4 Utskifting av skråstag eller hengestang

Det skal dimensjoneres for utskifting av én hengestang/ett skråstag.

Hvis hengestangen eller skråstaket er bygd opp av flere elementer som kan skiftes ut uavhengig av de øvrige, kan dette tas hensyn til ved dimensjoneringen.

Tilstanden skal kontrolleres for lastkombinasjoner i brudd- og bruksgrensetilstanden. Returperioder til naturlaster bestemmes etter 5.5.1 og 5.5.3.3. Det skal regnes trafikklast i alle felt unntatt avsperrert areal i forbindelse med utskiftingen. På avsperrert areal skal det regnes med følgende laster:

- Egenlast 20 kN ved stagforankring (vekt av stillas)
- Vekt av mobilkran lik 130 kN betraktet som uavhengig variabel last
- Nyttelast i 3 m bredde lik 0,5 kN/m² innenfor en avstand lik 2 × stagavstanden til begge sider av forankringspunktet. Lasten betraktes som en uavhengig variabel last.

For betongkonstruksjoner skal armeringsspenningene ikke overstige 300 MPa i bruksgrensetilstanden, lastkombinasjon *Sjeldent forekommende* i henhold til NS-EN 1990:NA:2008, Tabell NA.A2.6.

13.2.5 Brudd i skråstag/hengestang

Det skal dimensjoneres for plutselig brudd i én hengestang/ett skråstag. Dersom kabler eller hengestenger er montert parvis inntil hverandre eller i gruppe gjelder kravet for samtidig brudd i hele enheten.

Tilstanden skal kontrolleres i henhold til 6.3.2.2.

Skaden skal antas å inntreffe for bru med trafikklast i henhold til lastmodell 1. For permanente laster skal det regnes med et dynamisk tillegg som følge av bruddet.

Kontroll av kapasitet skal utføres som ulykkessituasjon. Det skal regnes med virkningen av forskyvninger ut fra 2. ordens teori.

13.2.6 Forankring av bærekabler i grunnen

Kablenes forankringspunkter, K-punkt, skal ligge over mark- og vannivå. Kabelkraften overføres fra forankringspunktet til en forankringskonstruksjon av betong i berg eller jord. Under mark- eller vannivå skal kabelkraften overføres ved hjelp av fullt oppspente og injiserte spennkabler. Føres spennkablene gjennom borehull i berg, skal det benyttes foringsrør som sentreres i borehullet og som tåler trykket av injisering mellom røret og berget ved tomt (eventuelt vannfylt) rør. Røret skal være i rustfritt stål i henhold til NS-EN 10088 og ha en PRE-verdi større enn 20. Mellomrommet mellom foringsrør og berg, og foringsrøret selv, skal injiseres.

Ved kontroll av forankringskapasitet i bruddgrensetilstanden skal det kun medregnes bidrag fra friksjons- og gravitasjonskrefter.

Friksjonskoeffisienten for glidning berg mot berg og betong mot berg kan som regel antas lik 1,0.

Forankringskapasiteten F_d beregnes som følger:

$$F_d = (F_g + F_f)/\gamma_m \quad (13.1)$$

hvor:

F_g - karakteristisk gravitasjonskapasitet

F_f - karakteristisk friksjonskapasitet

γ_m = 1,4 - materialfaktor; ivaretar usikkerhet i karakteristisk bergvolum

13.3 Kabler og kabelsystemer

13.3.1 Generelt

I dette avsnittet gis krav med hensyn til materialvalg, dimensjonering og konstruktiv utforming av kabler og kabelsystemer brukt som selvstendige konstruksjonselementer som for eksempel bærekabler for hengebruer, skråstag, barduner og forankringssystemer for flyte- og rørbruer. Material- og dimensjoneringskrav for slike konstruksjonselementer i annen utførelse enn kabler skal godkjennes av Vegdirektoratet i det enkelte tilfelle.

Kravene vedrører ikke spennkabler for betongkonstruksjoner.

Krav med hensyn til beregning og konstruktiv utforming av brukonstruksjoner hvor kabler eller kabelsystemer inngår som konstruktive elementer, er gitt i kapittel 13.2.

Krav med hensyn til beregning av forankringer i grunnen er gitt i 11.7.

13.3.2 Materialer og utførelse

13.3.2.1 Kabler i hengebruer

Hengestenger skal leveres som spiralslätte kabler i henhold til *håndbok 122 Kabler til hengebruer*.

Bærekabler skal leveres som spiralslätte kabler i henhold til *håndbok 122 Kabler til hengebruer*; eller som kabler bygget opp av parallelle enkelttråder lagt i bunt, levert prefabrikkert eller montert sammen på stedet.

Kabel i lukket bunt skal bendsles for å sikre tverrsnittsformen. Bendslingen skal utføres slik at den er vanntett og skal tjene som ekstra korrosjonsbeskyttelse.

Kabel i åpen bunt bygges opp av enkeltkabler i inntil to lag og med fri avstand mellom lagene på minst 25 mm. Når kablene ligger i flere lag, skal den fri avstand mellom enkeltkablene i samme lag ikke være mindre enn 60 mm. Når kablene ligger i ett lag, skal den fri avstand mellom kablene ikke være mindre enn 30 mm. Kabelen skal være utstyrt med tilstrekkelig antall klemmer eller lignende som hindrer at enkeltkablene slår mot hverandre i sterk vind. Kabler i åpen bunt skal være av lukket utførelse, også hvor det kun benyttes en enkelt kabel.

13.3.2.2 Kabler i skråstagbruer

Som kabler for skråstag benyttes:

- lukkede spiralslätte kabler
- kabler bygget opp av parallelle tau
- kabler bygget opp av parallelle tråder

De to sistnevnte kabeltypene skal ligge i et ytre beskyttelsesrør av stål eller plast. Røret skal injiseres med godkjent injiseringsmasse, se for eksempel *Fib recommendation bulletin 30: Acceptance of stay cable systems using prestressing steels (2005)*.

Trådmaterialet i lukkede spiralslätte kabler skal være i samsvar med *håndbok 122 Kabler til hengebruer*.

13.3.2.3 Kabelhoder

Materialer til kabelhoder skal være i henhold til *håndbok 122 Kabler til hengebruer*.

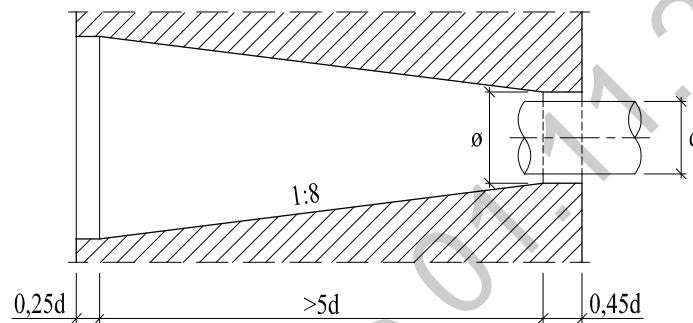
Kabelhodet skal ha et konusformet hull for innstøpning av kabelen som vist på Figur 13.1. Kabelhodets dimensjoner bestemmes på grunnlag av beregninger eller ved hjelp av forsøk.

Hulldiameteren ϕ kan uttrykkes ved:

$$\phi = k \cdot d + 6 \text{ mm} \quad (13.2)$$

der d er kabeldiameteren, og k en faktor hvis verdi bør vurderes spesielt, eventuelt i samarbeid med kabelprodusenten. For $d \geq 40 \text{ mm}$, bør k velges større enn 1,0.

Konus, hull og eventuell anleggsflate for mutter skal freses til rent gods. Kabelhodene skal bestilles med de nødvendige overmål for slik fresing. Alle kanter på overflaten skal være avrundet.



Figur 13.1: Kabelhode

13.3.2.4 Fasthetsegenskaper for kabler

Det vises til *håndbok 122 Kabler til hengebruer*.

13.3.3 Dimensjonering

13.3.3.1 Dimensjonerende lastvirkning

Krav til beregninger av brukonstruksjoner hvor kabel inngår som konstruksjonselement er gitt i kapittel 13.2.

13.3.3.2 Bruddgrensetilstanden

Ved kontroll av bruddgrensetilstanden skal kapasitet av bærekabel, hengestenger og skråstag settes til:

$$F_{Rd} = \frac{F_{uk}}{1,5\gamma_m} \quad (13.3)$$

hvor:

F_{Rd} = kabelens dimensjonerende kapasitet

F_{uk} = kabelens spesifiserte minimum bruddlast

γ_m = materialfaktor = 1,2

13.3.4 Konstruksjonskrav

13.3.4.1 Generelt

Kabler skal utstyres med dempere dersom dette er nødvendig for å unngå uønskede svingninger.

Kabelfestene for skråstag og hengestenger skal utformes slik at det muliggjør utskifting av kabelsystemets enkelte elementer.

13.3.4.2 Sadler og hengestangsfester for spiralslätte, lukkede kabler

Hvor kablene føres over tårntopp eller kabelpilar, skal kabelen legges i kabelsadel av stål med utfrest spor som tilsvarer kabelens diameter, og som sikrer at kabelen ikke bøyes med mindre bøyeradius enn $30 \times$ kabel diameteren. Linjelast mellom kabel og underlag skal være maksimalt 2,5 kN/mm. Friksjonskoeffisient mellom kabel og underlag skal settes til 0,1 dersom ikke annen verdi dokumenteres. Sadelen skal gjøres 3 % lengre i hver ende enn teoretisk nødvendig.

Kabelen skal ikke ri mot skarpe kanter eller bøyes med mindre bøyeradius på noe tidspunkt under montasje eller bruk.

Mellom hengestangbøyle (klembøyle) og kabel skal det legges inn spesielle aluminiumsforinger for å hindre at klemkraften påfører kabelen skader.

Kontroll av glidesikkerhet mellom kabel og klemmer eller sadelplate; lagertrykk mellom kabel og sadel; og klemkraft fra klemmer kan utføres som angitt i DIN 18 800. Friksjonskoeffisient mellom kabel og underlag settes til 0,1 dersom ikke annen verdi dokumenteres.

13.3.4.3 Sadler og hengestangsfester for parallelltrådkabler

Hvor kablene føres over tårntopp, kabelpilarer og spredesadler, skal kabelen legges i kabelsadel som er inndelt i vertikale rom for hver vertikal rekke av delkabler. Radius for sadel skal ikke være mindre enn $30 \times$ diameteren for en delkabel. Friksjonskoeffisient mellom kabel og underlag skal ikke settes høyere enn 0,15 dersom ikke annet kan dokumenteres. Kabelen skal ikke ri mot skarpe kanter. Sadelen skal gjøres 3 % lengre i hver ende enn teoretisk nødvendig.

Hengestangsfester utføres av to halvdelar med innvendig sirkulær form. De to halvdelene bindes samme ved hjelp av skruer (gjengede stag). Av hensyn til duktilitet bør ikke skruene ha høyere fasthet enn 8.8. Gjengene skal vals. Dersom skruene syrebeises i forbindelse med varmforsinking, skal skruene oppvarmes til 200 celsius i 4 timer etter syrebeising for å unngå hydrogensprøhet. De to halvdelene av hengstangsfestet skal fortannes i hverandre. I fortanningen skal det være justeringsmulighet i tilfelle kabelens virkelige diameter avviker noe fra den beregnede diameter.

Kapasitet mot glidning av hengestangsfestet skal beregnes på følgende måte:

$$G_{Rd} = \frac{(K k_r \alpha_k + U \alpha_u) \mu}{\gamma_m} \quad (13.4)$$

hvor:

- G_{Rd} = dimensjonerende kapasitet mot glidning
- K = samlet klemkraft i skruene (skruene spennes til 80 % av prøvelasten)
- k_r = reduksjonsfaktor på klemkraften fra skruene = 0,7 (tidstap pga. relaksasjon i skruene og ytterligere sammenpakking av kabelen)
- α_k = trykkfordelingsfaktor på klemkraften fra skruene = 2,8
- U = hengestangkraften (settes inn med negativt fortegn når hengestangen festes til nedre del av hengestangsfestet)
- α_u = trykkfordelingsfaktor på hengestangkraften = 1,4
- μ = friksjonskoeffisient = 0,15
- γ_m = sikkerhetsfaktor = 1,65

13.3.5 Parallelltrådkabler

Etter spinning/montering skal parallelltrådkabler kompakteres til sirkulær form ved hjelp av hydrauliske jekker. Kabelen skal sikres med stålbånd i maksimalt én meters avstand. Etter kompaktering skal kabelen vikles med enten S-formet tråd eller rundtråd. Stålbånd som er montert i forbindelse med kompakteringen, skal fjernes i forbindelse med viklingen. Tråd for vikling skal ha strekkfasthet minimum 570 MPa og minimum 8 % bruddforlengelse målt over 250 mm lengde. Rund vikletråd skal ha diameter 3,5 mm og strammes med kraft på 1,5 kN. Vikletråden skal festes til skruene (gjengestagene) i hengestangsfestene. Etter vikling med ståltråd, skal kabelen vikles med armert tape med dokumentert god bestandighet.

13.3.6 Overflatebehandling

13.3.6.1 Generelt

Kabler og kabelsystemers enkelte elementer skal ha korrosjonsbeskyttelse. Kabler skal beskyttes med belegg, vikling eller av ytre, injisert beskyttelsesrør.

13.3.6.2 Overflatebehandling av sadler og hengestangsfester

Ved kabelsadel og hengestangsfester skal alle ståldeler som er i kontakt med kabelen, belegges med minimum 200 μm sprøytesink, og alle kanter avrundes med radius ikke mindre enn 5 mm.

13.3.6.3 Korrosjonsbeskyttelse av parallelltrådkabler for hengebru

Parallelltrådkabler for hengebruer skal avfuktes ved at tørr luft blåses gjennom kablene. Maksimal avstand mellom innblåsingspunkt og utblåsingspunkt skal ikke overstige 200 m.

13.4 Bevegelige bru

13.4.1 Generelt

Bevegelige bru skal utformes med hensyn til sikkerhet for trafikantene både på og under bru, åpne- og lukketid, enkel og sikker betjening og drift og vedlikehold. Vegbru skal utformes som klaffe- eller svingbru.

Gang- og sykkelbru kan også utformes som rulle- eller heisebru.

Kraften til åpning og lukking skal overføres fra elektrisk/hydrauliske aggregater via hydrauliske sylindere eller motorer til det bevegelige spennet.

Gang- og sykkelbru kan i tillegg åpnes og lukkes ved kraft fra elektromotorer kombinert med mekaniske girbokser.

Alle rotasjonslagre for klaff, løftestag, motvektsarmer, hydrauliske løftesyndere osv. skal ha sfærisk utforming slik at tvangskrefter ikke oppstår.

Hydrauliske sylindere, aggregater og øvrig utstyr skal være CE-merket i henhold til gjeldende regelverk.

Hydrauliske sylindere bør orienteres mest mulig stående.

Liggende orientering kan føre til økt slitasje med derav følgende oljelekkasjer og økt risiko for driftsproblemer.

Avstanden mellom hydraulisk pumpe og hydraulisk sylindere eller motor skal minimaliseres for sikker drift og presis åpne- og lukkesekvens. Hydraulisk utstyr skal være samlet i pilaren som det bevegelige spennet er fysisk forbundet med. Eventuelle oljelekkasjer skal hindres fra å gå i vannet.

Bevegelige bru skal ha to åpne fuger. Fugekonstruksjonene skal utformes i henhold til 12.5. Fugene skal kunne justeres i bruas lengderetning for minimalisering av åpning.

Nedbøyningsdifferanse (saksing) vertikalt i fugene skal tilfredsstillende kravene i 3.1.2.

Overkant golv i maskinhus som inneholder styringssystemer og/eller hydrauliske drivaggregater, skal ikke ligge lavere enn vannstanden tilsvarende en flom med returperiode 200 år. Kravet gjelder ikke for løftesyndere, se punkt 13.4.2.

13.4.2 Klaffebru

Klaffebru skal være enarmet, dvs. kun én klaff per spenn.

Klaffen skal være tilstrekkelig fortung i den enden som løftes slik at låsemekanismer er overflødig når bru er åpen for trafikk. Det skal være to oppleggspunkt per klaff med minimums fortrunghet på 100 kN per oppleggspunkt ved ubelastet bru.

Klaffen skal under åpning og lukking rotere om to lagre.

Åpning i fuge mellom fast del av bru og klaff i rotasjonsenden skal i løpet av løftesekvensen ikke overskride 300 mm målt horisontalt.

Hvis deler av løftesyndere blir stående under høyeste observerte vannstand, skal de plasseres i vanntette rom. For sylindrene, inkludert nedre opplagring/festekonsoll, skal det velges materialer og overflatebehandling som muliggjør at komponentene kan stå en periode

under vann uten at disse må demonteres for vedlikehold, i tilfelle det oppstår lekkasje i rommene. Normal vask med påfølgende spyling skal være tilstrekkelig.

13.4.3 Svingbruer

Svingbruer skal ha én svingemekanisme, men kan ha ett eller to svingespenn. Med ett seilløp skal det benyttes et ensidig svingespenn kombinert med ballast.

Hvis et seilløp er delt i to fartsretninger kan en dobbeltarmet svingmekanisme være et alternativ.

Opplegg for svingspennets tupp eller tupper skal tilfredsstillende de samme krav som for klaffebruer, se 13.4.2. Hele den svingbare delen skal kunne løftes for å frigjøres fra gaffellagringen på sidespennene før svingedelen av svingemekanismen overtar.

Vegens vertikalkurvatur over brua skal være mest mulig horisontal og symmetrisk om krona (hvelvets toppunkt).

Høringsutgave 01.11.2013

13.5 Steinhvelvbruer

13.5.1 Generelt

Dette avsnittet gjelder beregning og utførelse av steinhvelvbruer med mørtlede fuger. Det vises også til veiledning for både beregninger og utførelse i *håndbok 230 Steinhvelvbruer*.

13.5.2 Statiske beregninger

13.5.2.1 Bruer med overmurer og innfyllmasse

Bæresystemet antas å bestå av buen alene. Buens beregningsmessige tykkelse skal ivareta toleranser på steinstørrelsen, samt at fugene gjerne har mindre høyde enn selve hvelvsteinen.

Overmurenes/ innfyllmassens egenvekt, g , skal påføres buen som et vertikalt trykk:

$g_{\text{vert}} = \gamma h$, der γ er innfyllmassens egenvekt og h er høyden fra buens overkant til kjørebanelen samt et horisontalt trykk:

$$g_{\text{hor}} = K'_0 g_{\text{vert}}, \text{ der } K'_0 \text{ er innfyllmassens (effektive) hviletrykkskoeffisient.}$$

Vertikale jevnt fordelte trafikklaster på kjørebanelen, p , over halve eller hele brulengden, skal påføres buen som et vertikalt trykk p_{vert} lik trafikklasteren, samt et horisontalt trykk lik:

$$p_{\text{hor}} = K'_0 p_{\text{vert}}$$

Vertikale akseltrykk (knivlaster) på kjørebanelen skal fordeles nedover i innfyllmassen med spredningsvinkel 30° (i begge retninger) og påføres belastet del av buen som vertikale og horisontale trykk på samme måte som jevnt fordelte trafikklaster. Den vertikale lastsummen skal være lik akseltrykket.

13.5.2.2 Andre forutsetninger i analysene

Virksomheter av konstruksjonsmaterialets ikke-lineære egenskaper (null strekkstyrke) skal ivaretas i beregningsmodellen, enten ved ikke-lineære analyser eller andre anerkjente og dokumenterte metoder. Elastiske analyser er tilfredsstillende for konstruksjoner/ tilstander med moderat opprissing, se [13.5.4](#).

E-modulen skal være representativ for det sammensatte materialet av stein og mørtel.

Buen skal belastes med jevnt fordelt brutemperatur i henhold til *NS-EN 1991-1-5:NA:2008, Figur NA.6.1, type 3*, mens bidrag fra temperaturdifferanse kan neglisjeres.

Kritiske byggefaser skal kontrolleres. Opp til 1 meters høydeforskjell på mur/ innfyllmasse skal antas, se [13.5.6](#). Konservative forutsetninger for jordtrykks-koeffisienter skal legges til grunn for horisontale trykk på buen.

13.5.3 Dimensjonering av buen

Tverrsnittsanalysen kan forenklet forutsette et materiale med lineært elastisk oppførsel for trykktøyninger og null strekkstyrke (opprissing) for strekktøyninger.

13.5.4 Dimensjoneringskriterier

I bruddgrensetilstand skal følgende kriterier være oppfylt:

- Trykklinjas eksentrisitet skal ingen steder være større enn 1/4 av tverrsnittshøyden ($|M/N| < h/4$)
- Mørtelens/steinens dimensjonerende trykkfastheter skal ikke overskrides

13.5.5 Andre beregninger

Overmurenes stabilitet skal kontrolleres i byggefaser og for ferdig bru.

13.5.6 Konstruksjonsregler

Buens geometri skal optimaliseres slik at største $|e| = |M/N|$ for egenvekt blir minst mulig.

Det skal benyttes en fugemørtel som har tilstrekkelig styrke (dimensjonerende fasthet) for beregnede opptredende trykkspenninger. Den skal videre ha en tetthet som minimaliserer eventuell vanngjennomtrengning, og luftinnhold som sikrer frostbestandigheten. Kvaliteten skal ikke i noe tilfelle være dårligere enn B35 SV-40.

Overmurer skal mures fra kemper (bueende) på begge sider, mest mulig symmetrisk om krona. Høydeforskjellen på overmurer/ innfyllmasse på den ene sida av krona og den andre skal aldri være mer enn 1 meter.

Høringsutgave 01.11.2013

13.6 Skredoverbygg, tunnelportaler og løsmassetunneler

13.6.1 Generelt

Det vises til *håndbok 021 Vegtunneler, håndbok 017 Veg og gateutforming og håndbok 167 Veger og snøskred*.

I de tilfeller der overbygg og portaler bygges for å beskytte mot skred og nedfall, skal disse utformes og dimensjoneres for de aktuelle belastningene som dette medfører.

13.6.2 Skredoverbygg

13.6.2.1 Skredforhold

Skredhistorikk og skredfare skal detaljkartlegges med hensyn til type skred, frekvens, utbredelse, massetransport og hastighet som grunnlag for utforming og dimensjonering av tiltak.

13.6.2.2 Grunnforhold

Det skal gjøres grunnundersøkelser for å kartlegge grunnens bæreevne. Særlig vekt skal det legges på undersøkelsene der det kan være fare for kvikkleire eller siltige masser som ved pålastning vil kunne gå til brudd. Stabilitetsforhold i urer skal også vurderes dersom skredoverbygg skal anlegges i urområder.

13.6.2.3 Plassering

Skredoverbyggene skal anlegges der vegen passerer et naturlig skredløp, eller i terreng der det er nedfall av stein eller is fra skjæringer eller bratte fjellsider.

Skredbanen for snø- og flomskred er oftest på skredvifter, bekkeløp, daler og gjel.

For å oppnå ønsket effekt skal skredenes bevegelsesform og strømningsforhold over konstruksjonen tas hensyn til og ledevoller og ledemurer skal utformes slik at skredmassene kanaliseres over sikringstiltaket.

13.6.2.4 Vann

Det skal tas hensyn til at større vannmengder må kanaliseres over overbygget i eget løp. I tillegg skal det tas hensyn til at nedbør og smeltevann må dreneres fra tilbakefylte masser bak konstruksjonen, fra takflaten og tilstøtende terreng på oppsiden.

13.6.2.5 Utforming

Skredoverbygg skal utformes med åpen eller lukket yttervegg avhengig av terrengforhold og konstruksjonstype.

For å kunne oppta punktlaster fra skredblokker kan det brukes gruspute på taket. Denne skal dimensjoneres for forventet dynamisk last i henhold til håndbok 282 Sikring av veger mot steinskred.

Der det velges overfylte konstruksjoner skal det påses at samvirke mellom jord og skallkonstruksjon er tilfredsstillt.

Konstruksjonen skal utformes slik at skredene går mest mulig uhindret over bygget for å redusere lastene.

Ledemurer for å styre skred over overbygget skal bygges parallelt med forventet skredretning eller med maksimum 10° vinkel i forhold til denne.

13.6.2.6 Laster

Det vises til 5.5.6 for laster fra skred. Det skal tas hensyn til akkumulasjon av skredmasser over konstruksjonen, dynamiske krefter idet skredet passerer konstruksjonen, og sug- og trykk-krefter på yttervegg. Det skal dessuten tas hensyn til eventuelle tilleggskrefter som skyldes at skredet forandrer retning ved treff av skredoverbygget.

13.6.2.7 Dimensjonering

Skredoverbygg skal dimensjoneres for lastene fra forventet skredtype.

Ved overbygg med bakfylling og nedfylte konstruksjoner skal det tas hensyn til tilleggskreftene fra jordtrykket, og eventuelle samvirkekrefter mellom jord og skallkonstruksjon.

Ledevoller/murer for å styre skredmasser over overbygget skal dimensjoneres for skredkrefter der det tas hensyn til at skredet kan treffe konstruksjonen under ugunstig vinkel. Det skal minimum tas hensyn til en dreiningsvinkel på 10° under dimensjoneringen.

Overbyggene skal dimensjoneres for skred med en returperiode på 100 år.

13.6.3 Tunnelportaler og løsmassetunneler

Portaler skal dimensjoneres for nedfall av stein og skred på samme måte som skredoverbygg. Portalens lengde bestemmes ut fra rekkevidden på eventuelle skred.

Konstruksjonen kan fylles over for å redusere virkningen av skredlaster eller av estetiske hensyn.

13.7 Støttemurer

Støttemurer dimensjoneres i henhold til håndbok 016 Geoteknikk i vegbygging.

Passive ikke oppspente bergbolter kan dimensjoneres i henhold til internrapport 2374 Forankring med bergbolter ved fundamentering av støttemurer og landkar på berg.

Ved bruk av spunt som støttemurer skal det framgå av tegning om spunten er midlertidig eller permanent.

Ved bruk av armert jord i kombinasjon med støttemur i stein kan detaljtegninger av muren (ikke oversiktstegningen) og fundamenteringstegninger slås sammen.

13.8 Kulverter og rør

13.8.1 Generelt

Der det er fylling over kulvert skal minimum høyde på krage være 300 mm.

For gang- og sykkelanlegg skal utformingen vurderes spesielt.

Fleksible kulverter og rør som er avhengig av omkringfylte masser for å oppnå bæreevne ut over egenvekt, kan dimensjoneres i henhold til håndbok 016 Geoteknikk i vegbygging punkt 12.

13.8.2 Stålrør

Varmforsinkede stålrør skal ikke brukes som vanngjennomløp, men kan tillates i øvre delen av et gjennomløp dersom det ikke kommer i kontakt med gjennomløpssvannet.

Typiske tværrnitt er vist i håndbok 016 Geoteknikk i vegbygging punkt 12.3.

Krav til korrosjonsbeskyttelse skal følge håndbok 016 Geoteknikk i vegbygging punkt 12.3. Klasse B på varmforsinking skal som minimum benyttes.

13.8.3 Plastrør

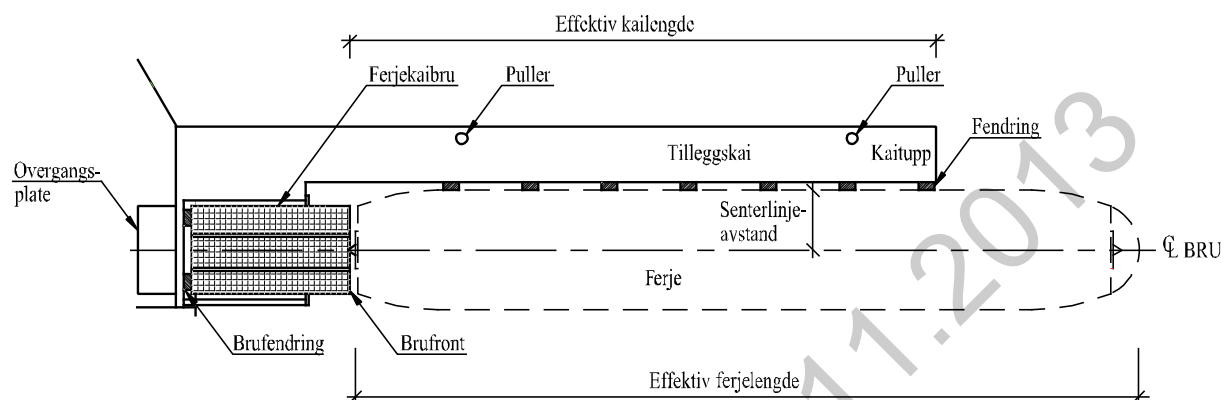
Det vises til håndbok 018 Vegbygging punkt 432.3.

13.9 Ferjekaier

13.9.1 Generelt

13.9.1.1 Grunnleggende begrep

Et ferjeleie består av hovedelementene ferjekai, landområde og havneområde. Ei ferjekai består av tilleggskai, ferjekaibru, brubås og diverse utstyr.



Figur 13.1 - Illustrasjonsfigur av ferjekai uten landområde

13.9.1.2 Dimensjonerende brukstid

Ferjekaien skal prosjekteres for 50 års dimensjonerende brukstid.

For ferjekaier kan følgende eksponeringsklasser benyttes:

- Landkar og andre betongkonstruksjoner i sjø XS3
- Dekke, overgangsplate, friksjonsplate og utstøpte stålrørssøyler XS1

13.9.2 Spesielle forutsetninger for ferjer som skal trafikkere et samband

13.9.2.1 Generelt

Reglene for ferjekai forutsetter at kravene i 13.9.2.2-13.9.2.11 er oppfylt.

13.9.2.2 Recess

Recessen skal ha en utstrekning i ferjas tverretning som er minst $\frac{2}{3}$ av ferjekaibruas bredde.

Recessen skal ha en utstrekning i ferjas lengderetning som ligger i intervallet 0,51 m-0,60 m.

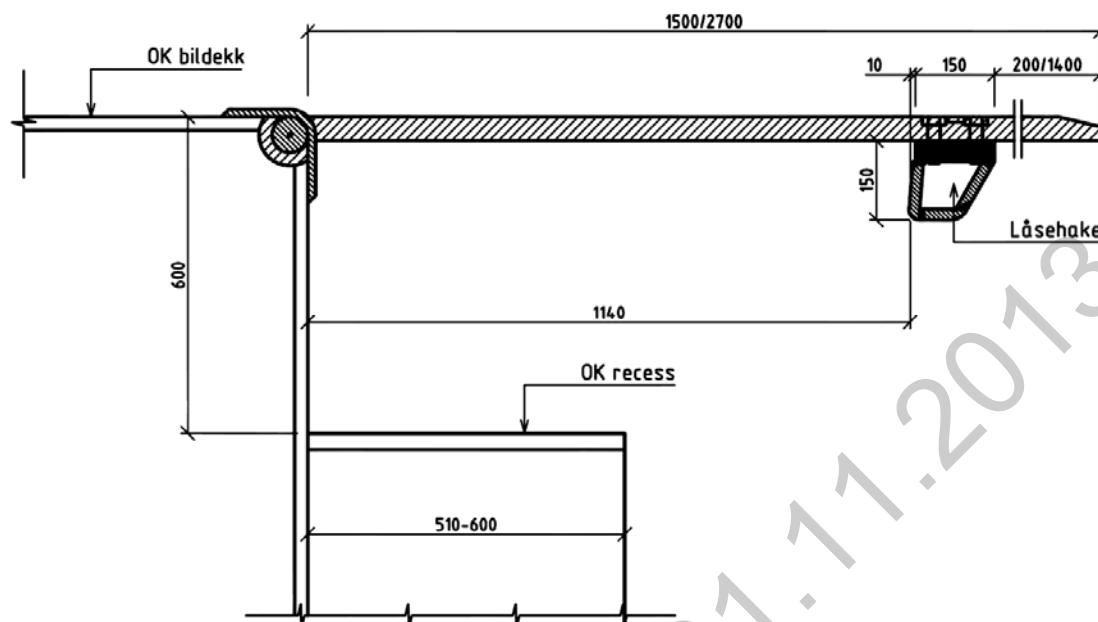
Recessen skal ligge minimum 0,60 m under bildekket.

13.9.2.3 Låsehake på fallport

Låsehakens plassering og utforming skal være koordinert med tilhørende spalte på brufrent. Låsehaken skal dimensjoneres slik at den ryker dersom ferja trekker med større kraft enn 300 kN.

13.9.2.4 Lengde på fallport

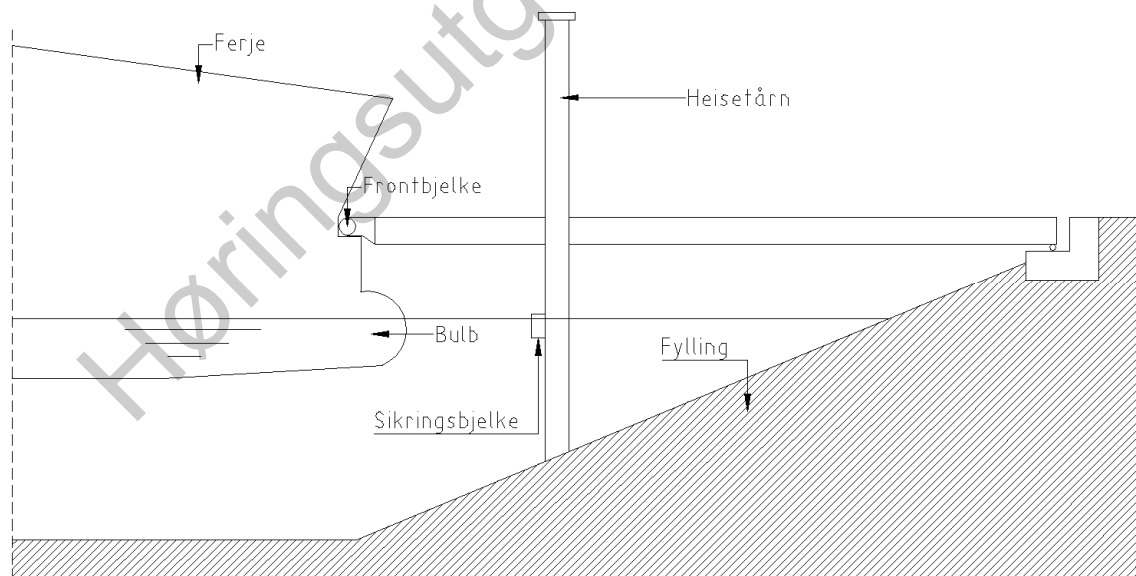
Lengde på fallport skal være enten 1,5 m eller 2,7 m. Det skal velges samme fallportlengde på alle ferjer som trafikkerer samme samband. Fallporten skal være hengslet ved bakkant recess og i høyde med bildekk.



Figur 13-2 Snitt av fallport og recess

13.9.2.5 Bulb

Ferja skal være utformet slik at eventuell bulb ikke kommer i konflikt med fylling, frontbjelke på ferjekaibru eller sikringsbjelke på heisetårnramme.



Figur 13-3 Bulb, fylling, frontbjelke og sikringsbjelke på heisetårn

13.9.2.6 Fenderlist

Fenderlister skal være kontinuerlige og avsluttes med en avfasing med vinkel 5:1. Fenderlisten ansees kontinuerlig dersom den parallelt overlapper hverandre.

13.9.2.7 Vertikalavstand fra bildekk til vannlinje

For å sikre en forsvarlig lastning og lossing av fartøyet skal vertikalavstanden fra vannlinje til overkant av bildekk målt ved enden av bildekk ikke være mindre enn 1,70 m og ikke mer enn 2,80 m.

13.9.2.8 Ferjas baug

Ferjas baug skal utformes slik at den er avrundet og ikke har skarpe hjørner som kan huke tak i utstikkende fenderverk.

13.9.2.9 Løftebaug

Løftebaug skal utformes slik at den ikke tar borti heisetårn i alle stillinger.

13.9.2.10 Rulling

Ferja skal ved rulling utover maks vridning på 5 grader om ferjas lengdeakse, enten koble seg fra ferjekaibrua eller forlate ferjekaien.

13.9.2.11 Ferjas effektive lengde

Ferjer som trafikkerer et samband skal maksimalt ha en effektiv lengde som svarer til 4/3 av effektiv kailengde, se Figur 13.1.

13.9.3 Laster på ferjekai

13.9.3.1 Generelt

Det vises til *Forskrift for trafikkklaster* for trafikklast på ferjekaier og kapittel 5 for øvrige laster. Dette kapittelet beskriver last fra ferje mot ferjekai.

13.9.3.2 Last fra ferje på ferjekaibru

Bevegelsesenergien skal beregnes fra maksimal fart ved tillegging og deplasement etter følgende formel:

$$E = 1,1 \cdot \frac{v^2 \cdot D}{2} \text{ kNm} \quad (13.5)$$

hvor:

v -ferjas hastighet ved sammenstøt i m/s

D -ferjas maksimale deplasement i tonn

Faktoren 1,1 er 10% tillegg til ferjas deplasement på grunn av medfølgende vannmasser under fart.

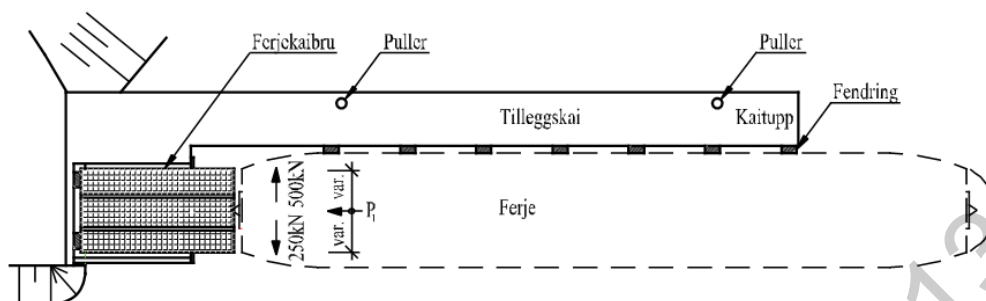
Ferjekaibru og brubås skal dimensjoneres for laster fra ferje ved at brufrenten belastes med punktlaster som beskrevet nedenfor. Punktlastene er horisontale, og brufrenten står vilkårlig plassert mellom nederste og øverste begrensning.

Ferjekaibru uten trafikklast skal dimensjoneres for følgende laster fra ferje:

- Horisontalt trykk fra ferja, P_1 , i bruas lengderetning, se Figur 13.4 og Tabell 13.1. Lasten plasseres i ugunstigste posisjon over brufrentens bredde.

- 500 kN horisontalt og vinkelrett på bruas senterlinje. Lasten angriper brufronten i retning mot tilleggskai. I motsatt retning er lasten 250 kN, se Figur 13.4.

Lastene er uavhengig av hverandre og opptrer ikke samtidig.



Figur 13.4 - Laster fra ferje mot ferjekaibru uten trafikk på brua

| D | P_1 | E_1 | Kommentar |
|-------------|-------------------|-------------------|---------------------|
| 1000 | 600* | 100 | Små samband |
| 1000 – 2000 | 800 | 150 | Mellomstore samband |
| 2000 - 4000 | 1000 | 200 | Store samband |
| > 4000 | Vurderes spesielt | Vurderes spesielt | Spesielle samband |

* Benyttes kun i tilfeller der det forventes lav trafikkvekst i løpet av stipulert levetid

Tabell 13.1 - Karakteristisk støtlast P_1 med tilhørende energimengde E_1

hvor:

D - maksimalt deplasement (tonn)

P_1 - maksimal støtkraft (kN)

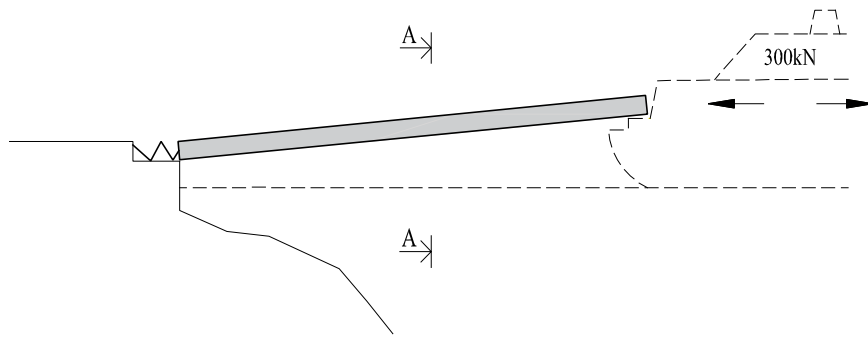
E_1 - maksimal støtenergi (kNm)

Overnevnte støtlaster forutsetter fenderverk som sikrer at disse støtlastene ikke overskrides. Fenderene bak ferjekaibru dimensjoneres i tillegg til å ta opp energimengden, E_1 , i henhold til Tabell 13.1.

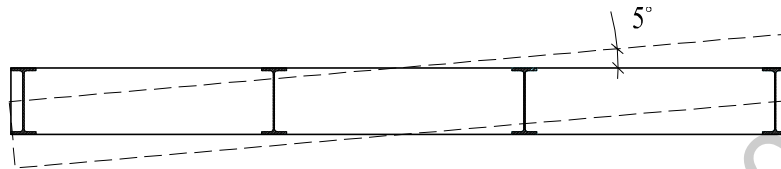
Ferjekaibru med trafikklast skal dimensjoneres for følgende laster fra ferje:

- 300 kN horisontalt trykk fra ferja i bruas senterlinje, alternativt 300 kN horisontalt strekk fra låsehake på ferja i bruas senterlinje, se Figur 13.3.
- Deformasjonslast som svarer til en rotasjon av brufront om senterlinjen på 5° , se Figur 13.4

Horisontallast og last fra påtvungen rotasjon vil kunne opptre samtidig med trafikklast fra kjøretøy på brua.



Figur 13.3 - Laster fra ferje mot ferjekaibru med trafikk på brua - lengdesnitt



Figur 13.4 - Laster fra ferje mot ferjekaibru med trafikk på brua – tverrsnitt A-A

13.9.3.3 Last fra ferje på tilleggskai

Bevegelsesenergien skal beregnes etter følgende formel:

$$E = 1,5 \cdot \frac{v^2 \cdot D}{2} \text{ kNm} \quad (13.6)$$

hvor:

v - ferjas maksimale hastighet vinkelrett på tilleggskaiens fenderfront ved sammenstøt (m/s)

D - ferjas maksimale deplasement i tonn

Faktoren 1,5 er 50% tillegg til ferjas deplasement på grunn av medfølgende vannmasser under fart.

Støtlaster fastsettes ut fra den største ferja som er forventet å trafikkere ferjeleiet, de lokale forholdene og det fenderverk som benyttes. Støtlasterne skal ikke regnes mindre enn 500 kN.

Fortøyningslaster fastsettes ut fra den største ferja som er forventet å trafikkere ferjeleiet og de lokale forhold med hensyn til vind, strøm og bølger. Lasten skal ikke regnes mindre enn 300 kN pullerstrekk pr. puller i ugunstigste retning. Lasten regnes å virke på to pullere som anvendes samtidig.

Tilleggskai skal kontrolleres for støtlaster (punktlast) som er vist i Tabell 13.2, dersom ikke nøyaktigere beregninger utføres.

| D | P ₂ | E ₂ | S | Klasse |
|-------------|-------------------|-------------------|-------------------|---------------------|
| 1000 | 500* | 150 | 300* | Små samband |
| 1000 - 2000 | 1000 | 300 | 500 | Mellomstore samband |
| 2000 - 4000 | 2000 | 500 | 800 | Store samband |
| > 4000 | Vurderes spesielt | Vurderes spesielt | Vurderes spesielt | Spesielle samband |

* Benyttes kun i tilfeller der det forventes lav trafikkvekst i løpet av stipulert levetid

Tabell 13.2 - Karakteristisk støtlast P₂, energimengde E₂ og pullerstrekk S

hvor:

D - maksimalt deplasement (tonn)

P₂ - maksimal støtkraft (kN)

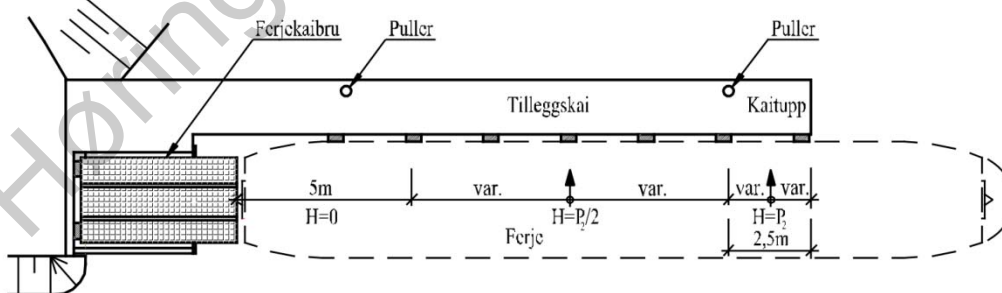
E₂ - maksimal støtenergi (kNm)

S - maksimal strekkraft (kN) vinkelrett på tilleggskaien, plassert 1/3 av den effektive kailengden fra kaienden

Ovennevnte støtlaster forutsetter fenderverk som sikrer at disse støtlasterne ikke overskrides.

Støtlasterne angitt ovenfor regnes å virke på de ytterste 2,5 m av tilleggskaien. Fra 2,5 m fra kaitupp og til 5 m fra brufront regnes halv støtlast. Støtlasterne antas ikke å kunne angripe tilleggskaien nærmere brufronten enn 5,0 m, se Figur 13.5. Støtlasterne forutsettes å angripe horisontalt og vinkelrett på tilleggskaien mellom øvre og nedre grense på fenderverket. Disse grensene vil variere med tidevann, ferjetype, svell og trim, og skal bestemmes for hver enkelt kai. Nærmere retningslinjer gis i håndbok 141 Ferjeleier.

For dimensjonering av konstruksjon bak fendring (brystning og skjørt) med lastebildekk eller dumperdekk kan støtlast fordeles på en lastflate med bredde og høyde på 1.1 m x 0.3 m.



Figur 13.5 - Virkeområde for støtlaster fra ferje mot tilleggskai

13.9.3.4 Lastkombinasjonsfaktorer for støt- og fortøyningslaster fra ferje

I lastkombinasjon med støt- og fortøyningslast fra ferje skal følgende verdier benyttes:

$$\gamma_Q = 1,2$$

$$\psi_0 = 0,7$$

$$\psi_1 = 0,6$$

$$\psi_2 = 0/0,5$$

$$\psi_{1,infq} = 0,8$$

13.9.4 Ulykkeslast

13.9.4.1 Brudd i én heisesylinder

For å unngå totalhavari av ferjekaibrua på grunn av svikt i oppheng/ sylinder, skal det regnes på en ulykkessituasjon der brua henger kun i én heisesylinder. Lasttilfellet består kun av bruas egenvekt. Dimensjoneringskriteriet for denne situasjonen er at hovedbære-systemet etter reetablering av heisesystemet, skal ha samme kapasitet som før ulykken. Heisetårn, ferjekaibru og lagere skal kontrolleres.

13.9.4.2 Unormalt stor støtlast på kaitupp

Det regnes som ulykkeslast hvis ei ferje støter på tilleggskaie med større hastighet enn 0,4 m/s vinkelrett på. Tilleggskaie skal fortrinnsvis oppta et slikt støt med en duktil oppførsel og uten at reaksjonskraften overstiger $3P_2$, se Tabell 13.2 for P_2 .

13.9.5 Ferjekaibru

13.9.5.1 Funksjonskrav til ferjekaibru

Det skal sikres en god og trygg forbindelse mellom ferje og land for både gående og kjørende. Rekkverk på ferjekaibru skal dimensjoneres som byrekkverk med fartsgrense 50 km/t, se *håndbok 231 Rekkverk punkt 3.4.2*.

Ferjekaibrua skal:

- Oppta definerte støtlaster fra ferje ved hjelp av støtabsorberende fendere mellom ferjekaibru og landkar, og den skal også kunne oppta strekk mellom ferje og ferjekaibru. Ferjekaibrua skal tåle virkning av vind på ferja når ferja ligger mot ferjekaibrua.
- Følge ferjas bevegelser ved kai. Den skal være så vridbar at den hviler på ferjas recess under trafikkavvikling. Maks vridning antas 5 grader om ferjekaibruas lengdeakse.
- Kunne heises ved hjelp av hydrauliske sylindre, og opplagres slik at den minst klarer full tidevannsvariasjon. Videre skal den opplagres slik at den kan legges ned på en sikringsbjelke der dette er aktuelt.
- På en enkel måte kunne monteres/demonteres og byttes ut.

Utforming, plassering og dimensjonering av spalte på brufront skal være koordinert med utforming, plassering og kapasitet av låsehake på fallport.

13.9.5.2 Lengde på ferjekaibru

Lengde på ferjekaibru skal bestemmes på grunnlag av tidevannsvariasjon på stedet, høyden på landkaret og normert høyde på recess på ferja. For nye ferjekaier skal det benyttes en av de standardiserte lengdene, 15 m, 18 m eller 22 m. For å ha en forsvarlig trafikkavvikling over ferjekaibru, skal maksimal helning på ferjekaibrua være 7 grader opp eller ned i forhold til horisontalplanet.

13.9.5.3 Bredde på ferjekaibru

Bredde på ferjekaibru skal bestemmes på grunnlag av forventet trafikkmengde og ferjestørrelse. For nye ferjekaier skal det benyttes en av de standardiserte breddene 6 m, 9 m eller 12 m.

13.9.5.4 Retningsavvik ved opplegg

Det skal tas hensyn til retningsavviket som bevegelig trafikklast får på grunn av skråstilt ferjekaibru, spesielt med hensyn på laster nær opplegg.

13.9.5.5 Fenderelement bak ferjekaibru

Fenderelement bak ferjekaibru skal kunne ta imot og absorbere aktuell energimengde fra gjeldende ferje.

13.9.6 Tilleggskai og brubås

13.9.6.1 Funksjonskrav til tilleggskai og brubås

Konstruksjonene skal sikre trygge anløp ved normale forhold.

Brubåsen omslutter og kobles til ferjekaibrua, og skal underordne seg funksjonskrav til ferjekaibrua.

Tilleggskaien skal:

- Virke som støtte for ferje ved anløp til ferjekaibru og den skal være utstyrt med støtabsorberende fendere som sikrer et mykt opptak av støtenergi ved normal bruk. Den skal kunne overføre horisontale krefter inn til land eller ned til grunnen.
- Virke som en støtabsorbent ved ulykkeslaster større enn bruddgrenselasten. En slik ettergivende evne vil kunne redusere risikoen for alvorlig skade på passasjerer eller ferje.
- Dimensjoneres for vegtrafikklast som spesifisert i *Forskrift for trafikklast*.

13.9.6.2 Hoveddimensjoner

Det skal tas hensyn til hele ferjekaias dimensjonerende brukstid når hoveddimensjoner bestemmes. Det skal legges til rette for at senere utvidelse (bredde, lengde og dybde) er mulig med enkle midler. De styrende geometriske størrelser er effektiv kailengde, senterlinjeavstand, dybde i ferjekaibås og bredde på ferjekaibru.

13.9.6.3 Fundamentering

Ferjekaia skal fundamenteres direkte på berg eller på peler. Fundamenteringen skal kunne overføre horisontale krefter inn til terreng eller ned til grunnen.

13.9.6.4 Erosjonssikring og vanndybde

Der grunnen under ferjekaien består av løsmasser eller det benyttes fylling i sjøen, skal disse erosjonssikres for opptredende virkning av strøm, bølger og propellstrøm. Vanndybde skal velges med bakgrunn i største dypgående fartøy som tenkes benyttet i kaiens dimensjonerende brukstid.

13.9.6.5 Pullere

Tilleggskaien eller terrenget skal utstyres med pullere for fortøyning av ferja. Pullere skal dimensjoneres for stedlige vind og strømkrefter på ferja, og det skal tas hensyn til fortøyningskreftene og retningen. Tilleggskai og pullere skal dimensjoneres slik at det blir brudd i pullerne før tilleggskaien.

13.9.6.6 Bergankere

Horisontale støt- og fortøyningskrefter tillates tatt opp av bergankere. Det vises til regler som angitt i kapittel 11 med følgende presisering:

Bruksgrensetilstand:

Prøveoppspanning etter godkjente prosedyrer til 90% av S0,1
Permanent oppspanning før langtids tap til høyst 75% av S0,1
Permanent oppspanning etter langtids tap til høyst 67% av S0,1
Peler med bergankere skal ikke oppleve oppløft av pelespiss

Bruddgrensetilstand:

Kapasitet av spennkabelen begrenses til høyst 80% av S0,1
Kapasitet av forankringssonen i berg økes minst til 100% av S0,1

13.9.6.7 Landkar

Landkar skal utstyres med overgangsplate som for bruer, se regler som angitt i 4.4.

13.9.6.8 Hydraulisk anlegg

Det hydrauliske anlegget skal utformes og dimensjoneres etter *håndbok 175-2 Standard ferjekaibruer: Elektrohydrauliske styringssystemer*.

13.9.6.9 Elektrotstyr

Elektrotstyret som eltavle, styreskap, sperrebommer, radiostyring og lysmaster skal utformes og dimensjoneres etter *håndbok 175-2*.

13.9.6.10 Annet utstyr

Annet utstyr som fendere, redningsutstyr, aggregatthuss, pullere, kantlister og rekkverk skal utføres og dimensjoneres etter *håndbok 141 Ferjeleier: Planlegging og prosjektering*.

Eventuelle vannanlegg/brannsløkkeranlegg skal monteres med tilbakeslagsventil, slik at man forhindrer sjøvann å trenge inn på vannettet.

13.10 Segmentbruer med kassetverrsnitt i betong

13.10.1 Generelt

Kapittelet gir tilleggskrav for brukonstruksjoner i betong med kassetverrsnitt utført som prefabrikkerte segmenter. Tilleggskravene vedrører i det alt vesentlige forhold knyttet til de uarmerte fugene mellom segmentene.

13.10.2 Dimensjonering

Det skal tas hensyn til skjærdeformasjoner (Shear lag). Det skal ikke regnes med omfordeling av momenter og skjærkrefter.

Lineær elastisk analyse og bjelketeori kan benyttes.

I bruksgrensetilstand i byggetilstand skal det være trykkspenninger på alle deler av segmentskjøtene. I bruksgrensetilstand ferdig bru skal det være en trykkspenning på minst 1 N/mm² på alle deler av segmentskjøten. Tverrsnittsanalysene kan da utføres med antagelse om urisset tverrsnitt.

Ved bruk av limte skjøter skal det ikke tas beregningsmessige hensyn til limets fasthet.

I bruddgrensetilstand ferdig bru skal minst 2/3 av høyden på segmentskjøten være trykkpåkjent. Det skal tas hensyn til at det blir en rask reduksjon i trykksonehøyden når bøyemomentet overstiger rissmomentet, samt at torsjonskapasiteten reduseres. Midlere trykktøyning i bruplate eller bunnplate begrenses til 2 %.

Skjæroverføring i segmentskjøtene skal sikres med fortanning.

Beregningen kan utføres som angitt i NS-EN 1992, pkt. 6.2.5, eller etter andre dokumenterte metoder. Skjæroverføring antas bare å skje på de deler av tverrsnittet som er trykkpåkjent.

Ekstern spennarmering kan betraktes som en ytre last. Som en forenkling kan en tøyningøkning i spennarmeringen på grunn av andre ytre laster neglisjeres. Dersom det utføres en ikke-lineær analyse, kan det tas hensyn til den kapasitetsøkningen som økt tøyning i spennarmeringen representerer. Tilleggstøyningen kan beregnes som midlere betongtøyning mellom 2 kontaktpunkter/omlenkingspunkter for spennarmeringen.

13.10.3 Utførelse

Segmentene skal kontaktstøpes mot et nabosegment for å oppnå maksimal passform i kontaktflaten. Ved innstilling av forskalingen skal det tas hensyn til beregnede overhøyder.

Segmentskjøtene skal utformes med fortanning både i steg og plater. Fortanningen skal utføres med trapesformede profiler.

Utforming kan være som vist i Empfehlung für Segmentfertigteiltelbrücken mit externen Spanngliedern, Ausgabe 1999.

Før utstøping skal det påsmøres kontaktflaten et tynt, hefthindrende middel slik at det er mulig å ta fra hverandre segmentene etter utstøping. Der det senere skal benyttes epoksylim i kontaktflaten, skal det dokumenteres at middelet ikke har noen negativ virkning på limets heft.

Montering av segmentene utføres ved en av følgende tre metoder:

- Tørre skjøter
- Tørre skjøter med etterfølgende forsegling
- Skjøter som limes med epoksyrim under montering eller ved etterinjisering

Skjøtene skal være sikret mot vanninntregning. Dette oppnås ved epoksyriming, enten under montering eller ved etterinjisering.

Dersom limte skjøter benyttes, skal skjøten sikres i montasjeperioden med en midlertidig sentrisk oppspenning som tilsvarer et kontaktrykk på minst 0,25 N/mm². Kontaktflaten skal dekket fullstendig med lim, og midlere tykkelse på limskiktet skal ikke overstige 2 mm.

Inntil to skjøter i hvert spenn kan utføres som en utstøpt tilpasningsskjøt med tykkelse 80-120 mm.

Segmentbruer skal utføres med eksterne spennkabler som spennarmering. Kablene skal kunne skiftes ut.

13.11 Buebruer

Utsifting og brudd av eventuelle hengestenger skal beregnes etter 13.2.4 og 13.2.5.

13.12 Flytebruer og rørbruer

13.12.1 Linjeføring

For overgangskonstruksjoner, påkjøringsramper og tilsvarende, som endrer stigning med vannstanden, skal største stigning ved middelvann (MV) være 0,5 prosentenhet lavere enn kravet til stigningsprosent for vegklassen. Ved vannstand $MV + Z$, hvor Z er største forventede tidevannsdifferanse med returperiode 1 år, skal stigningen ikke overstige 1 prosentenhet over kravet til stigningsprosent for vegklassen.

Største tillatte knekk i kjørebanelen ved fuger eller ledd er:

- Tidevannsdifferanse alene: $\theta_v = 2,5 \%$
- Tidevannsdifferanse og bølgelast: $\theta_v = 3,5 \%$
- Lastkombinasjon SLS, karakteristisk: $\theta_h = 3,0 \%$

hvor θ_v er knekk i vertikalplanet og θ_h er knekk i horisontalplanet. Returperioden skal være 1 år for naturlaster og tidevann. For bølger skal det benyttes T_p middel.

13.12.2 Egenlaster

13.12.2.1 Generelt

Ved beregning av egenlast skal virkning av eventuell vannabsorpsjon vurderes.

13.12.2.2 Marin begroing

Marin begroing skal antas å kunne forekomme på konstruksjonsflater i og nær vann.

Hvis ikke andre og dokumenterte verdier legges til grunn, skal marin begroing antas som følger:

| <u>Avst. fra vannlinjen</u> | <u>Tykkelse</u> | <u>Masse pr. kvm.</u> | <u>Neddykket tyngde pr. kvm.</u> |
|-----------------------------|-----------------|-----------------------|----------------------------------|
| +0,5 til -12 m | 150 mm | 200 kg/m ² | 468 N/m ² |
| >12 m | 75 mm | 100 kg/m ² | 234 N/m ² |

Oppdrift skal beregnes med referanse til ytre dimensjon av konstruksjonen uten tillegg for marin begroing.

13.12.2.3 Egenlast for rørbru

Egenlasten G_1 omfatter:

- Beregnet tyngde av selve rørbrua, β_1
- Beregnet tyngde av konstruksjoner inne i rørbrua, β_2
- Tyngde av permanent og flyttbar ballast, β_3
- Tyngde av permanent kjørebanebelegning, β_4
- Tyngde av permanent utstyr, β_5

Egenlast av ferdig ballastert rørbru er: $G_1 = \beta_1 + \beta_2 + \beta_3 + \beta_4 + \beta_5$

En andel av ballasten β_3 skal være flyttbar. Denne andelen settes til: $\Delta\beta_3 = 1,5G_2$, se kapittel 13.12.2.4. $\Delta\beta_3$ skal kunne virke over en hel feltlengde (for eksempel mellom eventuelle pontonger eller strekkstaginnfestinger). Den kan være null, eller den kan ha positiv eller negativ verdi.

13.12.2.4 Variabel egenlast for rørbru

Tyngde av marin begroing samt eventuell vannabsorpsjon i rørbrukonstruksjon og ballast er variable egenlaster, G_2 :

- Tyngde av marin begroing, β_6
- Eventuell tyngdeøkning på grunn av vannabsorpsjon i rørbrukonstruksjonen, β_7
Ved manglende data kan β_7 settes til $0,01\beta_1$
- Tyngdeøkning fra vannabsorpsjon i permanent ballast, β_8
Størrelsen på β_8 vurderes på grunnlag av dokumentasjon som beskriver ballastens egenskaper med hensyn til bestandighet, opptak av fuktighet, volumendring samt plassering og innfesting i rørbrua

Variabel egenlast er $G_2 = \beta_6 + \beta_7 + \beta_8$

Antatt virkning av eventuell vannabsorpsjon på konstruksjonsmaterialets egentyngde skal kunne dokumenteres ved målinger.

For å kompensere for økning av variabel egenlast, kan den flyttbare andelen av ballasten, $\Delta\beta_3 = 1,5G_2$, reduseres, men $\Delta\beta_3$ skal ikke være mindre enn $0,75G_2$.

13.12.2.5 Fri egenlast for rørbru

For den ferdige rørbrukonstruksjonen skal det antas en fri egenlast, ΔG , langs bruaksen.

Denne frie egenlasten skal ta hensyn til usikkerhet i tyngde og oppdrift knyttet til vekt- og geometritoleranser.

Det forutsettes at endelige konstruksjonsvekter av selve rørbrua og eventuelle oppdriftslegemer kan bestemmes og kontrolleres med stor nøyaktighet. Ved bygging i tørrdøkk kan vektkontrollen utføres med innveing i vann. Når dokka fylles med vann skal den frie egenlasten for rørbruas tørrvekt ($\beta_1, \beta_2, \beta_3$) bestemmes ved hjelp av måletolleransen på vannlinja. Måletolleransen skal settes til 30 mm. Hvis andre byggemetoder benyttes må tilsvarende nøyaktighet i bestemmelse av vekten dokumenteres, eller den frie egenlasten kan økes.

Dersom vannlinjen der man måler er 10 m vil 30 mm feil i målingen tilsvare en fri egenvekt for tørrvekten på $10 \times 0,030 \times 9,955 = 3 \text{ kN/m}$

Tyngde av belegning og utstyr skal beregnes som ordinær egenlast med lastfaktorer i henhold til NS-EN 1990.

ΔG skal regnes som en fri last med hensyn til plassering. Det vil si at den trengs ikke nødvendigvis å belaste hele lengden av rørbrua:

- ΔG er knyttet til G_1 i samme snitt
- ΔG skal regnes enten med sin fulle positive eller negative verdi eller lik 0, det vil si enten $+\Delta G$, eller $-\Delta G$ over alle belastede områder, eller lik null.

13.12.2.6 Oppdrift

Vanntrykk og brutto permanent oppdrift, \vec{B} , skal bestemmes av middelvann (MV) og vannets tyngdetetthet. Brutto permanent oppdrift er resultatanten av vanntrykket på konstruksjonens ytterflater.

Netto permanent oppdrift, $\vec{B} + \vec{G}$, regnes som summen av brutto oppdrift og egenlast, hvor G for rørbru er den ugunstigste av G_1 og $G_1 + G_2$. I lastkombinasjoner skal netto permanent oppdrift (positiv eller negativ) regnes som én last og med én lastfaktor.

Rørbru med forankringsstag til sjøbunnen skal alltid ha en positiv netto permanent oppdrift, og oppdriften skal være av en slik størrelse at forankringsstagene alltid har strekk.

13.12.2.7 Vannets tyngdetetthet

Hvis ikke en annen og dokumentert verdi legges til grunn skal vannets tyngdetetthet regnes til å være $9,955 \text{ kN/m}^3 \pm 1 \%$. Det skal benyttes ugunstigste verdi for den lastvirkning som undersøkes.

13.12.3 Øvrige laster

13.12.3.1 Hydrodynamiske laster

Hydrostatisk og hydrodynamisk belastning skal bestemmes ut fra anerkjent teori. Det skal utarbeides en grunnlagsrapport som gir data angående bølger, vind og strøm. Ved oppstarten av arbeidet skal det utarbeides en metodebeskrivelse som baseres på anerkjent teori og erfaringer fra tilsvarende konstruksjonstyper.

Beskrivelsen skal i tillegg til det som er gitt i grunnlagsrapporten inneholde:

- Beskrivelse av bølgespekter som benyttes
- Beskrivelse av retningsspredning
- Beskrivelse av variasjonsområdet for ovennevnte parametere

Det skal bestemmes laster forårsaket av vindgenererte bølge, dønningsbølger/havsjø, bølger generert av skred og strøm. Beregninger for bølger skal omfatte både førsteordens effekter og andreordens effekter (bølgedrift) basert på anerkjent teori. Beregningsprosedyrer skal beskrives.

Eventuelle oscillerende laster forårsaket av hvirvelavløsning skal bestemmes. Dette gjelder belastning både på hovedelementer og på sekundære forankringsselementer. Effekten av indre bølger ved sjiktet strøm skal evalueres og mulige oscillerende laster fra dette skal bestemmes.

For de globale hydrodynamiske laster skal det gjennomføres en global dynamisk analyse for å bestemme globale dynamiske lastvirkninger. En slik dynamisk analyse skal integreres i den statiske analysen for å fremskaffe pålitelige totale lastvirkninger, og analysen skal være detaljert nok til å fange opp hele det aktuelle resonansområdet for konstruksjonen.

Lokale hydrostatiske og hydrodynamiske effekter skal også vurderes. Dette gjelder bestemmelse av trykklast, som skal inkludere statiske og dynamiske bidrag, så vel som effekt av eventuell vannoppstuvning. I tillegg skal effekten av eventuelle bølgeslag (sjokktrykk) vurderes.

13.12.3.2 Strømlast

Det skal minimum undersøkes tre teoretiske strømprofil, hvor det antas at strømprofil og hastigheter kan virke i begge retninger på tvers av brua:

1. Jevnt fordelt strømhastighet over hele lengden av brua
2. Jevnt fordelt strømhastighet over midtre halvdel av brua
3. En skjærstrøm med jevnt fordelt strømhastighet over hver halvdel av brua

13.12.3.3 Ulykkeslaster

Ulykkeslaster er resultat av uriktig operasjon eller unormale hendelser som for eksempel:

- Bortfall av forankringsstag
- Påseiling av skip eller ubåt
- Utilsiktet fylling av oppdriftslegeme
- Undervannsskred
- Vanninntrengning i rørbrua
- Brann
- Eksplosjon
- Uhell med bruk av anker:
 - Utslipp av anker direkte på rørbrua
 - Ankerkjetting som sklir over rørbrua når skipet passerer
 - Hekting av anker i rørbrua
- Synkende skip

Representative verdier for ulykkeslaster er i hovedsak nominelle verdier fastsatt ut fra skjønn og kan ikke knyttes til et bestemt sannsynlighetsnivå.

Konstruksjonens integritet som følge av bortfall av forankringsstag eller oppdriftslegeme, skal vurderes.

Dersom det ikke utføres nøyaktigere undersøkelser, skal rørbru kontrolleres for et innvendig eksplosjonstrykk på 700 kPa.

13.12.4 Flytestabilitet

Stabilitet skal påvises for alle midlertidige bygge- og installasjonsfaser.

13.12.5 Fribord

Fribord defineres i stille vann som den minste vertikale avstanden fra høyeste vannlinje og til overkant av flytelegemets sideflate. Fribord skal beregnes for konstruksjon belastet med permanente laster. Maksimal våt vekt fra marin begroing og ugunstigste tyngdetetthet av konstruksjonsmaterialer skal legges til grunn. For konstruksjonsdeler som ikke følger tidevannet, skal fribord måles fra høyeste tidevannsnivå med 100 års returperiode.

Minste fribord bestemt ut fra en dynamisk beregning skal være større enn null for ugunstigste kombinasjon i ULS og tidevann med returperiode 100 år.

13.12.6 Forankringssystem

Forankringssystemet skal utformes slik at det er mulig å skifte ut systemets enkelte elementer. Metode for slik utskifting skal beskrives.

Det skal prosjekteres slik at måling og etterjustering av forspenningskraften i forankringssystemets enkelte elementer kan gjennomføres.

Alle elementer i forankringssystemet skal korrosjonsbeskyttes. Kabler skal beskyttes med belegg, eventuelt kombinert med katodisk beskyttelse.

Bunnankere skal utformes slik at de muliggjør utskifting av forankringssystemets enkelte elementer.

Eventuelle bunnankere for brukonstruksjonens forankringssystem kan være gravitasjonsanker, peler, nedborede eller nedpressede forankringer eller kombinasjoner av slike.

13.12.7 Utstyr

13.12.7.1 Fugekonstruksjoner

Fuger som utsettes for permanent vanntrykk eller bølgeslag, skal ha dobbel tetting. Det skal være god tilgjengelighet rundt fugene. Festeordninger skal være bestandige mot sjøvann og være lette å skifte ut.

Ledd som følger tidevannsvariasjonen, skal ha dobbel tetting opp til 0,5 m over vannivå. Faste ledd skal ha dobbel tetting opp til 0,5 m over HHV.

13.12.7.2 Annet utstyr

Adkomst til oppdriftslegemer etableres via mannhull med vanntette luker. Det skal være adkomst til alle rom i oppdriftslegemer slik at pumper kan monteres i tilfelle lekkasje. Gangveier mellom rom skal ligge over ytre vannstand.

Instrumenter for systematisk registrering av konstruksjonens bevegelser og annen lastrespons, samt for overvåking av eventuelle beskyttelsessystemer, armeringskorrosjon eller annen nedbryting skal installeres.

Det skal videre installeres instrumenter tilkoplede alarmanlegg for registrering av uventet stor vannansamling i oppdriftslegemer.

Høringsutgave 01.11.2013

Høringsutgave 01.11.2013

14 Bruer i driftsfasen

14.1 Generelt

Bruer i driftsfasen på riks- og fylkesveg og på veger hvor Statens vegvesen har driftsansvar, skal forvaltes i henhold til *håndbok 147 Forvaltning, drift og vedlikehold av bruer*.

14.2 Bruklassifisering

14.2.1 Generelt

Ved brukklassifisering skal *håndbok 238 Bruklassifisering: Lastforskrifter for klassifisering av bruer og ferjekaier i det offentlige vegnett* legges til grunn for hele det offentlige vegnettet.

For kapasitetskontroll kan vedlegg 1 i håndbok 238 benyttes.

14.2.2 Bruksklasse og veggruppe

Ved klassifisering av eksisterende bruer og andre konstruksjoner skal trafikkklaster være i henhold til bruksklassene som er definert i *håndbok 238 Bruklassifisering: Lastforskrifter for klassifisering av bruer og ferjekaier i det offentlige vegnett*. Det samme gjelder klassifisering for spesialtransporter (Veggruppe A/B).

Tyngste bruksklasse er Bk 10/60 med akseltrykk 10 tonn og totalvekt 60 tonn.

Tillatt bruksklasse i vegnettet er gitt i veglister som vedlegg 1 til forskrift om bruk av kjøretøy. Dersom bruksklasse som gis her for en vegstrekning ikke er gitt i *håndbok 238*, benyttes bruksklasse i håndboken som er dekkende. Det betyr at både akseltrykk og totalvekt skal ha lik eller større verdi enn det som fremkommer av vegliste for aktuell vegstrekning.

Til støtte for klassifiseringsarbeidet, kan håndbok 239 Bruklassifisering: Lastforskrifter 1920 - 1973 og brunormaler 1912 - 1958 brukes. Dette er en samling av tidligere lastforskrifter, samt normaler for mindre, standardiserte bruer.

Bruer trafikkert med tømmervogntog og/eller modulvogntog med totalvekt over 50 tonn skal klassifiseres for Bk 10/60 i henhold til *håndbok 238*.

14.2.3 Spesielle vegnett

Ved opprettelse av spesielle vegnett som Sv 12/65 og Sv 12/100 skal trafikklastene i henhold til *håndbok 238* brukes.

Tyngste spesielle vegnett er Sv 12/100 med akseltrykk 12 tonn og totalvekt 100 tonn.

14.2.4 Ekstraordinære spesialtransporter og engangstransporter

Ekstraordinære spesialtransporter, det vil si spesialtransporter eller engangstransporter som ikke dekkes av veggruppe eller eventuelt spesielt vegnett, skal kontrolleres i henhold til *håndbok 238* men med lastkonfigurasjon for den spesifikke transporten.

14.2.5 Maksimalt tillatt trafikklast

Ved beregning av kapasitet for maksimalt tillatt trafikklast for bruer, skal *håndbok 238*

Bruklassifisering: Lastforskrifter for klassifisering av bruer og ferjekaier i det offentlige vegnett legges til grunn for hele det offentlige vegnettet.

14.3 Forsterking/ombygging

14.3.1 Definisjoner

Forsterkning: Tiltak som øker bæreevne

Ombygging: Endring for å tilpasse bru i forhold til økt standard, bruk eller omgivelser. Etablering av midtrekkverk regnes som ombygging, det samme gjelder belegningsarbeider som innebærer økt standard som for eksempel første gangs etablering av fuktisolering og asfalt til erstatning for betongslitelag.

14.3.2 Dimensjonerende brukstid

Dimensjonerende brukstid med begrunnelse skal fremgå av prosjekteringsgrunnlaget. Den dimensjonerende brukstiden skal være forankret i tilstøtende veg og sikre et enhetlig og funksjonelt veisystem over tid med tilfredsstillende trafikk sikkerhet. Utførelse av vedlikeholdsarbeider som må forventes med utgangspunkt i bruas utforming og tilstand skal være forenlig med krav til trafikkavvikling og HMS.

14.3.3 Dokumentasjon av eksisterende bru

Bru som skal forsterkes/ombygges skal ha tilstrekkelig dokumentasjon (tegningsgrunnlag, fundamenteringsforhold etc.) slik at krav til sikkerhet og bæreevne blir ivaretatt for ombygd/forsterket konstruksjon.

Fundamenteringsforhold skal være kjent eller det skal være påvist stabilitet basert på langtidserfaring med eksisterende konstruksjon forutsatt at det ikke blir en vesentlig lastøkning på fundamentene. Ved behov skal supplerende bakgrunnsmateriale fremskaffes ved oppmålinger/undersøkelser eller på annen måte.

Dersom det ikke er mulig å fremskaffe tilfredsstillende dokumentasjon som prosjektering av forsterkning/ombygging kan baseres på, skal konstruksjonen skiftes ut.

14.3.4 Inspeksjon og tilstandsvurdering

Som grunnlag for prosjektering skal det utføres inspeksjon og tilstandsvurdering av aktuell bru med omfang som minst tilsvarende en hovedinspeksjon i henhold til *håndbok 136*

Inspeksjonshåndbok for bruer og *håndbok 147 Forvaltning, drift og vedlikehold av bruer*. Som en del av hovedinspeksjonen skal det vurderes og eventuelt utføres oppmålinger og materialundersøkelser for å avdekke mulige skjulte skader/mangler.

14.3.5 LCC-analyse

Ved forsterkning/ombygging skal det påvises ved LCC-analyse (levetidskostnad) at løsningen er optimal. Dette gjelder også dersom bruken endres fra vegbru til gang- og sykkelbru og det bygges ny vegbru til erstatning for eksisterende. Krav til LCC-analyse utgår dersom kostnad for forsterkning/ombygging ikke overstiger 30 % av nyverdi for forsterket/ombygd konstruksjon eller når det er åpenbart at valgt løsning er den riktige totalt sett.

14.3.6 Brubredde

Kjørefeltbredder, fri bredde mellom rekkverk osv. skal føres uendret over brua.

14.3.7 Engangstransporter

Før forsterkning/ombygging skal det avklares om brua ligger på strekninger med beredskapsmessig betydning, hvor det for eksempel er behov for fremføring av engangstransporter med transformatorer og annet tungt utstyr til strømforsyningsnettet og kraftverk. Dersom dette er tilfelle skal brua etter forsterkning/ombygging ha tilfredsstillende kapasitet til at disse transportene kan gjennomføres for spesifikk lastkonfigurasjon.

14.3.8 Midlertidig forsterkning/ombygging, dimensjonerende brukstid < 5 år

Ved prosjektering skal det benyttes trafikkklaster som angitt i 1.1.9.2. Det skal videre avklares spesielt hvilken belegningsvekt som skal legges til grunn.

For dimensjonering kan vedlegg 1 i håndbok 238 benyttes.

14.3.9 Midlertidig forsterkning/ombygging, dimensjonerende brukstid 5 – 15 år

Det skal benyttes trafikkklaster som angitt i 1.1.9.2.

Vegbruer i riksvegnettet og det primære fylkesvegnettet skal ha kapasitet for Bk 10/60 tonn, veggruppe A og Sv 12/100 med restriksjoner etter forsterkning/ombygging.

Det skal benyttes dimensjonerende belegningsvekt på 2 kN/m² (60 mm) eller større.

For vegbruer i det sekundære fylkesvegnettet fastsetter fylkeskommunen nødvendig kapasitet for bruksklasse og spesielle vegnett.

For dimensjonering kan vedlegg 1 i håndbok 238 benyttes.

14.3.10 Permanent forsterkning, dimensjonerende brukstid 16 – 50 år

Vegbruer i riksvegnettet skal minst ha kapasitet for Bk 10/60 tonn, veggruppe A og Sv 12/100 fritt i kombinasjon med Bk 10/60 tonn etter forsterkning/ombygging.

For bruer i det primære fylkesvegnettet gjelder tilsvarende at kapasitet etter forsterkning/ombygging skal være tilfredsstillende for Bk 10/60 tonn, veggruppe A og Sv 12/100 fritt i kombinasjon med Bk 10/50 tonn. For vegbruer i det sekundære fylkesvegnettet fastsetter fylkeskommunen nødvendig kapasitet for bruksklasse og spesielle vegnett.

For kapasitetskontroll av eksisterende del kan vedlegg 1 i håndbok 238 benyttes.

Dimensjonering av ombygd del skal utføres i henhold til *håndbok 185, utgave oktober 2009*.

For bruer som er prosjektert for forskriftslast SVV 2011, det vil si med trafikklast i henhold til Eurokoder, benyttes gjeldende regelverk for nye bruer ved prosjektering av ny del.

Dimensjonerende belegningsvekter i henhold til Tabell 5.1 og 5.2. skal legges til grunn.

14.3.11 Permanent forsterkning, dimensjonerende brukstid 51 – 100 år

Vegbruer i riks- og fylkesvegnettet skal minst ha kapasitet i henhold til *håndbok 185 Bruprosjektering, utgave oktober 2009* etter forsterkning/ombygging.

For bruer som er prosjektert for forskriftslast SVV 2011, det vil si med trafikklast i henhold til Eurokoder, benyttes gjeldende regelverk for nye bruer ved prosjektering av ny del.

Dimensjonerende belegningsvekter i henhold til Tabell 5.1 og 5.2. skal legges til grunn

Hvis behov, skal bru etter forsterkning/ombygging ha tilfredsstillende kapasitet for engangstransporter i henhold til *Forskrift for trafikklast*.

14.4 Øvrige bestemmelser for permanente forsterkninger/ombygginger

14.4.1 Breddeutvidelse

Ved breddeutvidelse som er så omfattende at eksisterende bru kan skiftes ut på et senere tidspunkt mens ny del gjenbrukes, skal reglene for nye bruer legges til grunn for prosjekteringen av ny del.

14.4.2 Utskifting av overbygning

Ved ombygging som omfatter full utskifting av overbygning, skal reglene for nye bruer legges til grunn for prosjekteringen.

14.4.3 Vannføringsberegninger

Det skal gjennomføres vannføringsberegninger for flom med returperiode på 200 år for bruer over vassdrag. Eventuelle tiltak for å tilfredsstillere krav i 4.2.4 skal vurderes i forhold til konsekvens av flom og kostnader for å tilfredsstillere kravet.

14.4.4 Opplagring

Utførelse som tilfredsstillere krav i 4.7 og 12.4.3 skal tilstrebes men tilpasses eksisterende underbygning og utførelse.

Ved utskifting i to eller flere deloperasjoner av hensyn til trafikkavvikling, kan det benyttes flere enn 2 lagre i hver oppleggsakse. Det skal imidlertid dimensjoneres og legges til rette for opplagring med kun 2 lagre i hver akse ved eventuell framtidig utskifting av lagre.

Ved utskifting av overbygninger hvor opplagring på asfaltplatt eller lignende har fungert tilfredsstillende i minst 30 år, kan samme opplagringssystem benyttes på ny overbygning. Det skal imidlertid påvises at dimensjonerende horisontalkrefter kan tas opp, og utforming av ny overbygning skal sikre at det ikke lekker vann inn på oppleggshylle. Eksisterende oppleggshylle skal videre gis tilfredsstillende vannavrenning ved at det anordnes tverrfall ved behov og at vann forhindres fra å renne inn på oppleggshylle fra yttersider av bruplaten.

14.4.5 Forsterkning av stålbjelkebruer

Ved forsterkning av stålbjelkebruer med påskrudd/påsveiset stål beregnes tverrsnittskapasitet for forsterket tverrsnitt i henhold til kapittel 8 under forutsetning av at samlet ekstra ståltverrsnitt fra forsterkning utgjør minst 50 % av samlet tverrsnittsareal av flenser før forsterkning. Videre skal forbindelse mellom stålbjelke og forsterkning dimensjoneres for full utnyttelse av tverrsnitt i forsterkning i elastisk spenningstilstand.

14.5 Eksisterende bruer som inngår i nye veganlegg

14.4.1 – 14.4.5 gjelder også for eksisterende bruer som inngår i nye veganlegg.

Ved bygging av gang- og sykkelbru parallelt med eksisterende vegbru eller ny vegbru parallelt med eksisterende vegbru, også når denne omgjøres til gang- og sykkelbru, skal det planlegges for fremtidig utskifting av eksisterende bru. Dette innebærer blant annet at det skal settes av nødvendig plass og legges til rette for trafikkavvikling i periode hvor utskifting pågår.

Bruer som er bygd etter lastforskrifter som gir mindre trafikklast enn SVV 1969, skal ikke benyttes som vegbruer i nye veganlegg.

Hvis brua skal ha en dimensjonerende brukstid på mindre enn 50 år, skal kapasitet påvises etter *håndbok 185 Bruprosjektering, utgave oktober 2009* for opptredende belastning og lastkombinasjoner etter samme håndbok. Eventuell ombygging på grunn av endret bruk prosjekteres for samme trafikklast.

Hvis brua har mer enn 50 års dimensjonerende brukstid i det nye veganlegget, skal den kontrolleres for trafikklast etter gjeldende regelverk for nye bruer. Eventuell ombygging på grunn av endret bruk prosjekteres basert på samme regelverk.

Det skal avklares om brua ligger på strekninger med beredskapsmessig betydning, hvor det for eksempel er behov for fremføring av engangstransporter med transformatorer og annet tungt utstyr til strømforsyningsnettet og kraftverk i tilknytning til kraftbransjen. Dersom dette er tilfelle, skal det kontrolleres for lastfigurasjoner for engangstransporter etter *Forskrift for trafikklast*.

Eksisterende bruer som inngår i nye veganlegg forutsettes oppgradert slik at trafiksikkerheten blir tilsvarende øvrige deler av anlegget. Videre skal et eventuelt forfall innhentes, det vil si at det forutsettes utbedring av skader og mangler som sikrer minst 20 års funksjon i vegnettet med et for brutypen normalt nivå på drift og vedlikehold. Spesielt skal det sikres at det også utover nevnte 20 års dimensjonerende brukstid blir unødvendig med tiltak som kommer i konflikt med trafikkavviklingen.

14.6 Belegningsarbeider

14.6.1 Kapasitetskontroll

Ved etablering av belegning på eksisterende bruer skal følgende begrensninger legges til grunn:

1. Det skal minst gjennomføres klassifiseringsberegning for å påvise tillatt belegningsvekt i forhold til nåværende bruksklasse og veggruppe samt eventuelle spesielle vegnett.
2. Det skal i tillegg gjøres klassifiseringsberegning for å påvise eventuell kapasitet og i så fall maksimalt tillatt belegningsvekt ved Bk10/60 veggruppe A og alle spesielle vegnett som mobilkranvegnett og 100-tonnsvegnett for vegbruer i riksvegnettet.
3. Det bør i tillegg gjøres klassifiseringsberegning for å påvise eventuell kapasitet og i så fall maksimalt tillatt belegningsvekt ved Bk10/60 veggruppe A og alle spesielle vegnett som mobilkranvegnett og 100-tonnsvegnett for vegbruer i fylkesvegnettet.
4. Det skal ikke legges større belegningsvekt enn det som er lagt til grunn ved prosjektering. (Gjelder bruer hvor det er prosjektert med belegningsvekt som en del av egenvekten).
5. Det skal hvis mulig minst være 100 mm frihøyde fra overkant asfalt til overkant kantdrager/vinge for å ivareta trafikksikkerhet og sikre at forutsetning om største føringsbredde ved klassifisering er tilfredsstillt. Hvis krav ikke kan tilfredsstilles må trafikksikkerhet og bæreevne vurderes spesielt.

14.6.2 Belegningsarbeider på eksisterende bruer

Ved dimensjonerende brukstid over 5 år skal belegningsklasse velges i henhold til 12.2 dersom det påvises tilfredsstillende kapasitet for belegningsvekten i henhold til 14.7.1. Ved manglende kapasitet benyttes egnet tynn belegning som ivaretar krav til fuktisolering og beskyttelse av brudekke mot sporslitasje.

Ved breddeutvidelser eller andre ombyggingsarbeider som innebærer at deler av belegning må fornyes helt ned til brudekket, skal hele belegningen på brua fornyes fullstendig. Unntak fra dette kravet gjelder ved:

- Punktvis gjennomhulling av fuktisoleringen i forbindelse med prøvetaking, etablering av rekkverksinnfestinger etc.
 - Unntak tillates under forutsetning av at eksisterende fuktisolering er helklebet til underlaget og at det gjøres lokale tiltak i areal hvor fuktisolering er brutt for å gjenopprette full fuktisolering.
- Spleising mellom ny og eksisterende fuktisolering
 - Unntak tillates når eksisterende fuktisolering tilfredsstiller gjeldende krav til materialer og bruk. Eksisterende fuktisoleringstype skal være kjent og uten skader. Fuktisolering på ny del skal være av samme type/fabrikat som på eksisterende. Detalj som viser utførelse av skjøt skal tegnes på belegningstegning som angitt i 1.4.5.10.

14.7 Tegningsgrunnlag

Ved forsterkning/ombygging av eksisterende bruer skal oversiktstegning ajourføres eller eventuelt tegnes opp på nytt. Oversiktstegningen skal i den grad det er mulig tilfredsstillende krav i *håndbok 139 Tegningsgrunnlag* for både påbygd og eksisterende del av brua.

Øvrige krav til tegningsgrunnlag er angitt i 1.4.5 med underpunkter.

Høringsutgave 01.11.2013

Vedlegg 1: Øvrig regelverk

Dersom etterfølgende dokumenter inneholder regler som strider mot hverandre, skal dokumentene ha prioritet som oppsatt, dvs. gruppe A foran B osv. Innenfor hver gruppe med håndbøker gjelder prioritetsrekkefølgen: (1) forskrifter, (2) normaler, (3) veiledninger. Ved motstrid mellom håndbøker med samme status, gjelder yngre bestemmelser foran eldre. Håndboknummeret er i seg selv uten betydning for status. For dokumentene nevnt i etterfølgende gruppe A-I skal den versjon av dokumentet som er gyldig ved oppstart av prosjektering legges til grunn, hvis ikke annet er avtalt.

A: Statens vegvesens håndbøker:

| | |
|-------------|--|
| Håndbok 016 | Geoteknikk i vegbygging |
| Håndbok 017 | Veg- og gateutforming |
| Håndbok 018 | Vegbygging |
| Håndbok 021 | Vegtunneler |
| Håndbok 025 | Prosesskode 1. Standard beskrivelsestekster for vegkontrakter |
| Håndbok 026 | Prosesskode 2. Standard beskrivelsestekster for bruer og kaier |
| Håndbok 066 | Konkurransesgrunnlag |
| Håndbok 122 | Kabler til hengebruer |
| Håndbok 139 | Tegningsgrunnlag |
| Håndbok 147 | Forvaltning, drift og vedlikehold av bruer |
| Håndbok 163 | Vann- og frostsikring i tunneler |
| Håndbok 231 | Rekkverk |
| Håndbok 238 | Bruklassifisering |
| Håndbok 268 | Brurekkverk |

B: Statens vegvesens håndbøker:

| | |
|---------------|---|
| Håndbok 004-1 | Ferjeleier: Landområder |
| Håndbok 129 | Bruregistrering |
| Håndbok 136 | Inspeksjonshåndbok for bruer |
| Håndbok 141 | Ferjeleier - 2: Ferjekaier |
| Håndbok 151 | Styring av utbyggings-, drifts- og vedlikeholdsprosjekter |
| Håndbok 164 | Utforming av bruer |
| Håndbok 167 | Veger og snøskred |
| Håndbok 175 | Standard ferjekaibruer |
| Håndbok 181 | Standard ferjekaier. Kaitegninger |
| Håndbok 182 | Tørrmuring med maskin |
| Håndbok 212 | Metodikk for instrumentering, dokumentasjon og verifikasjon av konstruksjoner |
| Håndbok 230 | Steinhvelvbruer |

| | |
|-------------|--|
| Håndbok 239 | Bruklassifisering. Lastforskrifter 1920 - 1973 og brunormaler 1912 -1958 |
| Håndbok 267 | Standard vegrekkverk |
| Håndbok 274 | Grunnforsterkning, fyllinger og skråninger |
| Håndbok 282 | Sikring av veger mot steinskred |
| Håndbok 283 | Sikring mot is-skred (under utarbeidelse) |
| Håndbok 284 | Flom- og sørpeskred |
| Håndbok 285 | Veger og drivsnø |

C: Andre håndbøker eller internrapporter etc. utgitt av Statens vegvesen:

I den utstrekning slike er aktuelle eller henvises til i prosjekterings- eller konkurransegrunnlaget. Her nevnes:

| | |
|---------------------|--|
| Internrapport 1731: | Sikring av overdekning for armering |
| Internrapport 2374: | Forankring med bergbolter ved fundamentering av støttemurer og landkar på berg |

D: Norske prosjekteringsstandarder med nasjonale tillegg og eventuelle rettelsesblad:

Generelt:

| | |
|---------------|--|
| NS-EN 1990 | Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner |
| NS-EN 1990/A1 | Endringsblad A1(Annex A2: Bruer) |
| NS-EN 1317 | Skadereduserende vegtiltak |
| NS 5814 | Krav til risikovurderinger |

Allmenne laster:

| | |
|----------------|--|
| NS-EN 1991-1-1 | Tetthet, egenvekt og nyttelaster i bygninger |
| NS-EN 1991-1-3 | Snølaster |
| NS-EN 1991-1-4 | Vindlaster |
| NS-EN 1991-1-5 | Termiske påvirkninger |
| NS-EN 1991-1-6 | Laster under utførelse |
| NS-EN 1991-1-7 | Ulykkeslaster |

Trafikklast:

| | |
|--------------|----------------------|
| NS-EN 1991-2 | Trafikklast på bruer |
|--------------|----------------------|

Betongkonstruksjoner:

- NS-EN 1992-1-1 Prosjektering av betongkonstruksjoner
Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger
- NS-EN 1992-2 Prosjektering av betongkonstruksjoner – Del 2: Bruer
- NS-EN 12794 Prefabrikkerte betongprodukter. Fundamentpæler

Stålkonstruksjoner:

- NS-EN 1993-1-1 Prosjektering av stålkonstruksjoner
Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger
- NS-EN 1993-1-3 Prosjektering av stålkonstruksjoner
Del 1-3: Konstruksjoner av kaldformede tynnplateprofiler
- NS-EN 1993-1-4 Prosjektering av stålkonstruksjoner
Del 1-4: Konstruksjoner av rustfritt stål
- NS-EN 1993-1-5 Prosjektering av stålkonstruksjoner
Del 1-5: Plater påkjent i plateplanet
- NS-EN 1993-1-6 Prosjektering av stålkonstruksjoner
Del 1-6: Skallkonstruksjoner
- NS-EN 1993-1-7 Prosjektering av stålkonstruksjoner
Del 1-7: Plater påkjent normalt på plateplanet
- NS-EN 1993-1-8 Prosjektering av stålkonstruksjoner
Del 1-8: Knutepunkter og forbindelser
- NS-EN 1993-1-9 Prosjektering av stålkonstruksjoner
Del 1-9: Utmattingspåkjente konstruksjoner
- NS-EN 1993-1-10 Prosjektering av stålkonstruksjoner
Del 1-10: Materialets bruddseighet og egenskaper i tykkelsesretningen
- NS-EN 1993-1-11 Prosjektering av stålkonstruksjoner
Del 1-11: Kabler og strekkstag
- NS-EN 1993-1-12 Prosjektering av stålkonstruksjoner
Del 1-12: Konstruksjoner med høyfast stål
- NS-EN 1993-2 Prosjektering av stålkonstruksjoner – Del 2: Bruer
- NS-EN 1993-5 Prosjektering av stålkonstruksjoner – Del 5: Peler (spunt)

Samvirkekonstruksjoner:

- NS-EN 1994-1-1 Prosjektering av samvirkekonstruksjoner av stål og betong
Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger
- NS-EN 1994-2 Prosjektering av samvirkekonstruksjoner av stål og betong
Del 2: Bruer

Trekonstruksjoner:

- NS-EN 1995-1-1 Prosjektering av trekonstruksjoner
Del 1: Allmenne regler og regler for bygninger
- NS-EN 1995-2 Prosjektering av trekonstruksjoner – Del 2: Bruer

Geoteknikk:

- NS-EN 1997-1 Geoteknisk prosjektering – Del 1: Allmenne regler
- NS-EN 1997-2 Geoteknisk prosjektering – Del 2: Prosjektering basert på grunnundersøkelser og laboratorieprøver

Jordskjelv:

- NS-EN 1998-1 Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning
Del 1: Allmenne regler, seismiske laster og regler for bygninger
- NS-EN 1998-2 Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning
Del 2: Bruer
- NS-EN 1998-5 Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning
Del 5: Fundamenter, støttekonstruksjoner og geotekniske forhold

Aluminiumkonstruksjoner:

- NS-EN 1999-1-1 Prosjektering av aluminiumkonstruksjoner
Del 1-1: Allmenne regler
- NS-EN 1999-1-3 Prosjektering av aluminiumkonstruksjoner
Del 1-3: Utmattingspåkjennte konstruksjoner
- NS-EN 1999-1-4 Prosjektering av aluminiumkonstruksjoner
Del 1-4: Konstruksjoner av kaldformede tynnplateprofiler
- NS-EN 1999-1-5 Prosjektering av aluminiumkonstruksjoner
Del 1-5: Skallkonstruksjoner

E: Norske material- og utførelsesstandarder:

- NS-EN 206-1 Betong Del 1: Spesifikasjon, egenskaper, fremstilling og samsvar
- NS-EN 13670 Utførelse av betongkonstruksjoner
- NS 3576 Armeringsstål. Mål og egenskaper
Del 3: Kamstenger B500NC
Del 4: Sveiste armeringsnett
Del 5: Rustfritt kamstål B500NCR
- NS-EN 10080 Armeringsstål. Sveisbar armering
Del 1: Generelle krav
- NS-EN 10088 Rustfrie stål
- NS-EN ISO 3506 Mekaniske egenskaper for korrosjonsbestandige festelementer av rustfritt stål
- NS-EN 1090-2 Utførelse av stålkonstruksjoner og aluminiumkonstruksjoner
Del 2: Tekniske krav til stålkonstruksjoner
- NS-EN 1090-3 Utførelse av stålkonstruksjoner og aluminiumkonstruksjoner
Del 3: Tekniske krav til aluminiumkonstruksjoner
- NS-EN 338 Konstruksjonstrevirke. Fasthetsklasser
- NS-EN 1194 Trekonstruksjoner. Limtre. Fastheter og bestemmelse av karakteristiske verdier

F: Norske Standarder for tegning, prosjektdokumenter og overføring av prosjektdata:

Byggtegninger:

- NS 2401 Målestokker
- NS 2402 Angivelse av pos.nr.
- NS 3038 Angivelse av toleranser
- NS 8301 Tekst
- NS 8302 Linjer
- NS 8303 Prosjeksjonsmetoder
- NS 8304 Riss og snitt
- NS 8305 Markering av flater. Skravering
- NS 8306 Målsetting. Generelle regler
- NS 8308 Målsetting. Metoder
- NS 8330 Tegninger for betongkonstruksjoner
- NS 2400 Format og fortrykk på tegneark
- NS 2410 Tegning av bærende metallkonstruksjoner
- NS 3037 Betongelementtegninger
- NS 8307 Målsetting. Referanselinjer
- NS 8331 Armeringssymboler
- NS 8332 Armeringsspesifikasjoner

| | |
|----------------|--|
| NS-EN ISO 3766 | Forenklet tegnemåte for armering i betong |
| NS-EN ISO 5261 | Forenklet tegnemåte for snitt av stenger og profiler |
| NS-EN ISO 5457 | Størrelse og layout på tegneark |
| NS-EN ISO 8560 | Tegnemåter for modulstørrelser, modullinjer og modulnett |

Maskintegninger:

| | |
|------------------|--|
| NS 1410 | Målsetting |
| NS 1413 | Toleranser - angivelse |
| NS 1416 | Bretting av tegningskopier |
| NS 1418 | Symboler og stykklistebetegnelser |
| NS 1400 | Alminnelige tegningsprinsipper |
| NS 1403 | Bokstaver og tall |
| NS 1404 | Generelle tegningsregler |
| NS 1409 | Tegning av gjengede deler |
| NS 1419 | Angivelse av overflatebeskaffenhet |
| NS 1421 | Angivelse av sveiser |
| NS 1424 | Tegning av skruer |
| NS 2410 | Tegning av bærende metallkonstruksjoner |
| NS-EN ISO 128-20 | Generelle tegneregler. Grunnleggende prinsipper for linjer |
| NS-EN ISO 1302 | Angivelse av overflatebeskaffenhet for teknisk produkt dokumentasjon |
| NS-EN ISO 3098-2 | Skrift. Latinsk alfabet, tall og tegn |
| NS-EN ISO 6410-1 | Gjenger og gjengede deler. Generelle bestemmelser |

Prosjektdokumenter, beskrivelser:

| | |
|---------|--|
| NS 3450 | Prosjektdokumenter for bygg og anlegg |
| NS 3459 | Elektronisk overføring av prosjektdata |

G: Andre forskrifter, retningslinjer, standarder eller publikasjoner etter særskilt avtale med Vegdirektoratet i det enkelte tilfelle.

H: Øvrige norske standarder som det henvises til.

I: Publikasjoner etc. utgitt av bransjeforeninger etc., og som det henvises til.

| | |
|------------------|---|
| Publikasjon 5 | Prosjektering og utførelse av betongkonstruksjoner i vann, Norsk betongforening |
| Publikasjon 14 | Spennarmeringsarbeider, Norsk Betongforening |
| Stål Håndbok | Del 1: Produkter av stål og Del 3: Konstruksjoner av stål, Norsk Stålforbund |
| Peleveiledningen | Utarbeidet av Den norske Pelekomité, publisert av Norsk Geoteknisk Forening |
| NEK 400 | Elektriske lavspenningsinstallasjoner |

Øvrige forskrifter, retningslinjer, standarder eller publikasjoner som det måtte vises til, har prioritet etter forannevnte dokumenter.

Høringsutgave 01.11.2013

Høringsutgave 01.11.2013

Vedlegg 2: Kontrollgrader og sjekklister

Kontrollen utføres etter fem ulike kontrollgrader, betegnet kontrollgrad 0 - kontrollgrad IV, som beskrevet i det følgende.

Der det hovedsaklig benyttes ikke-lineære beregningsmetoder skal kontrollgrad IV benyttes.

V.2.1 Kontrollgrad 0 -- Enkel kontroll

Denne kontrollgraden benyttes for enkle og robuste konstruksjoner som kulverter og rør, platebruer og støttemurer. Det forutsettes at:

- a) Det finnes en veiledning i Statens vegvesens håndbokserie til støtte for prosjekteringen
- b) Konstruksjonens hoveddimensjoner er innenfor den aktuelle veilednings begrensninger.

I tillegg gjelder følgende for:

Kulverter: Lysåpning < 7,0 m

Rør: Indre diameter < 4,0 m

Platebruer: Spennvidde < 15,0 m

Støttemur i armert betong: Konstruksjonshøyde < 7,0 m

- c) Fundamenteringen er på setningsfri fast grunn
- d) Det i tilknytning til vann eller vanngjennomløp er fundamentert direkte på berg
- e) Den prosjekterende har erfaring med konstruksjonstypen

Kontrollgraden innebærer en gjennomgang av tilsendt materiale der det kontrolleres at arbeidet er utført i henhold til Statens vegvesens håndbøker, og at funksjonskravene er tilfredsstilte.

Dersom kontroll etter kontrollgrad 0 viser at prosjekteringen er mangelfull, skal det velges en høyere kontrollgrad også for disse konstruksjonene.

V.2.2 Kontrollgrad I -- Formell kontroll

Denne kontrollgraden benyttes dersom brutypen er velkjent og den prosjekterende har lang erfaring med den.

Kontrollgraden innebærer en gjennomgang av tilsendt materiale der det kontrolleres at arbeidet er utført etter gjeldende bestemmelser, og at funksjonskravene er tilfredsstilte. En vurdering av konstruksjonens sikkerhet mot sammenstøtning skal foretas av en erfaren saksbehandler.

V.2.3 Kontrollgrad II -- Delvis kontroll

Denne kontrollgraden benyttes dersom den prosjekterende har lang erfaring med den aktuelle brutypen og dersom saksbehandleren har kontrollert liknende prosjekter tidligere.

Kontrollgraden tilsvarer kontrollgrad I, men skal i tillegg omfatte en stikkprøvemessig beregningskontroll av viktige bæreelementer, eller en tilsvarende kontroll ved konferering av beregningene.

V.2.4 Kontrollgrad III -- Normal kontroll

Denne kontrollgraden benyttes normalt dersom ikke helt spesielle omstendigheter tilsier kontrollgrad IV. Dersom den prosjekterende har begrenset erfaring med den aktuelle brutypen, skal denne eller grad IV benyttes.

Kontrollgraden innebærer en grundig gjennomgang og vurdering av alt tilsendt materiale. Hensikten er å kontrollere at arbeidet er utført i samsvar med gjeldende bestemmelser, at funksjonskravene er tilfredsstilte og at alle nødvendige beregninger er gjennomført. Det skal vurderes om de konstruktive problemene er løst på en hensiktsmessig måte. En vurdering av sikkerheten mot sammenstyrting skal foretas av en erfaren saksbehandler.

Det skal videre foretas en stikkprøvemessig beregningskontroll av viktige bæreelementer, eller en tilsvarende kontroll ved konferering av beregningene.

V.2.5 Kontrollgrad IV -- Omfattende kontroll

Denne kontrollgraden benyttes bare i spesielle tilfeller, for eksempel ved helt nye tekniske løsninger eller ved spesielt kompliserte konstruksjonstyper/løsninger.

Kontrollgraden kan benyttes for enkelte elementer i konstruksjonen.

I tillegg til kontroll nevnt under kontrollgrad III skal denne kontrollgraden omfatte en grundig beregningskontroll av hele konstruksjonen, eller av enkelte konstruksjonselementer.

V.2.6 Valg av kontrollgrad

Vegdirektoratet avgjør hvilken kontrollgrad som skal benyttes i hvert enkelt tilfelle.

Det kan velges ulik kontrollgrad for de forskjellige konstruksjonselementene, slik at visse utvalgte elementer kontrolleres grundigere enn resten av konstruksjonen. Likeledes kan det velges ulik kontrollgrad for ulike deler av beregninger og byggeplaner, slik at for eksempel arbeidstegninger kontrolleres grundigere enn beregninger osv. Dette skal imidlertid normalt ikke være nødvendig.

For bruer i aluminium skalkontrollgrad III eller IV velges.

V.2.7 Utførelse av kontrollarbeidet

Kontrollen skal gjøres etter beste skjønn. Dersom det under kontrollarbeidet oppdages forhold som tilsier en grundigere kontroll enn den som er valgt, bør en høyere grad velges.

Teknisk godkjenning, eventuelt delgodkjenning, gis på grunnlag av innsendt detaljprosjekt med supplerende materiale. Det skal kontrolleres at teknisk beskrivelse tilfredsstiller kravene i [1.4.4](#).

Ved teknisk delgodkjenning vil ofte både beregninger og tegninger være ufullstendige. Det skal derfor påses at alle relevante, supplerende beregninger er utført og kontrollert etter den aktuelle kontrollgrad før godkjenning av arbeidstegninger gis.

V.2.8 Bruk av sjekklister flyttes til vedlegg sammen med sjekklister

For å lette kontrollarbeidet er det utarbeidet en sjekklister.

Sjekklister er spesielt tilpasset vegbruer og er mindre egnet ved kontroll av ferjekaier, skredoverbygg og andre spesielle konstruksjoner. Nedenfor er det angitt hvordan sjekklister er bygget opp og hvordan den skal brukes. Sjekkpunkt 1-9 nedenfor refererer til tilsvarende punkter i sjekklister til slutt i dette avsnittet.

1. Vurdering av sikkerhetsmessig standard

Dette punktet gjelder alle kontrollgrader.

- a) Vurder ut fra erfaring om hoveddimensjonene (spennvidde, konstruksjonshøyde, tverrsnittstyper, brubredde) er rimelige.
- b) Se etter slanke, utsatte søyler og andre bæreelementer som ved påkjøring og brudd vil medføre sammenstyrting av konstruksjonen.
- c) Ved fundamentering på løsmasser, kontrollér at en bæreevnevurdering er foretatt av sakkyndige og at nødvendig erosjonssikring er ivaretatt. Vurder spesielt sjøfundamenter i værharde og/eller sterkt trafikkerte områder. Dette punktet skal signeres i sjekklister av den som har foretatt vurderingen, dersom det er en annen person enn saksbehandleren.

2. Funksjonskrav

For alle kontrollgrader skal det her kontrolleres at konstruksjonen tilfredsstillende de angitte funksjonskrav, slik som dimensjoneringsklasse (veg), gangbanebredde/-plassering, krav til fri høyde over ev. kryssende veg, krav til seilingshøyde og andre helt grunnleggende krav som konstruksjonen må oppfylle.

3. Generell vurdering

Dette punktet omfatter en generell vurdering av konstruksjonen. Pkt. 3a og 3c gjelder samtlige kontrollgrader. Øvrige punkter gjelder kun kontrollgrad III og IV.

- a) Sikkerhet for brukerne
 - Er konstruksjonen utformet med tilstrekkelig tanke på trafikkantenes sikkerhet?
 - Rekkverksutforming, rekkverk/kant mellom kjørende og gående, avslutning av rekkverket ved landkar.
 - Avslutning av gangbane ved landkar.

Hindret adkomst til farlige områder (tårntopp, hengebrukabler, lukkede kasser, utside rekkverk o.l.).

- b) Økonomi

Dersom kontrolløren finner løsninger som han ut fra erfaring mener er åpenbart uøkonomiske, bør han påpeke dette. På den annen side bør det også bemerkes dersom man, for å spare penger/masser, har pint konstruksjonen slik at den på lengre sikt vil påføre eier store vedlikeholdsutgifter.

c) Estetikk

Vurdér om brua er tilpasset miljø og landskap. Når bru og bruelementer er lett synlige, vurdér om estetiske hensyn er ivaretatt. Skjemmes konstruksjonen av unødig grove eller spinkle elementer eller av klumpete og stygge detaljer, bør dette påpekes og vurderes mot andre løsninger. Det vises for øvrig til håndbok 164 *Utforming av bruer*.

d) Inspeksjon, drift og vedlikehold

Vurder om det er tatt tilstrekkelig hensyn til behovet for framtidig inspeksjon og vedlikehold. Undersøk om alle elementer er tilgjengelige for inspeksjon, og at inspeksjon kan skje på en forsvarlig måte.

- Foreligger avtale om framtidig eierskap og vedlikeholdsansvar (når stat/fylkeskommune ikke er eier)?
- Er alle stålflater tilgjengelige for vedlikehold?
- Er de valgte lagre og fuger nødvendige/hensiktsmessige, og kan de i tilfelle skiftes ut?
- Kan andre slitasjeutsatte detaljer skiftes ut?
- Er belegning (fuktisolering, membran, slitelag) fornuftig valgt?
- Er det tatt tilstrekkelig hensyn til miljøpåkjenning ved utforming av brua (brutype, detaljer, materialvalg)?
- Er det tilstrekkelig betongoverdekning overalt?
- Er armeringsdetaljer i skjøteområder tilfredsstillende?
- Er det behov for egen IDV-plan?
Er IDV-plan tilfredsstillende?

e) Bortledning av vann

Kontrollér at bortledning av overflatevann og drenering av fyllinger skjer på en betryggende måte.

- Er konstruksjonen utformet slik at vann ikke blir stående i hulrom eller lignende eller på flater og forårsaker frostsprengning og forvitring?
- Har konstruksjonen de nødvendige dryppneser?
- Undersøk om vann fra kjørebane ledes over eventuell gangbane.

f) Øvrig

Her vurderes andre ting som kan være av stor viktighet for konstruksjonen, men som ikke er angitt noe sted ovenfor.

4. Kontroll av grunnlagsmaterialet

Ved kontrollgrad III og IV skal det kontrolleres at følgende grunnlagsmateriale foreligger:

a) Geometridata

Undersøk hva som foreligger av geometridata for veglinjen. Vurdér om dette er tilstrekkelig for nøyaktig å bestemme bruas beliggenhet i terrenget. Kontrollér vertikal linjeføring av kantdrager og påse at denne ikke har markerte knekkpunkter eller skjemmende "buler" pga. tverrfallsoppbygging i kurver e.l.

b) Grunnundersøkelser

Undersøk hvilke grunnundersøkelser som er blitt foretatt, hvem som har tolket undersøkelsene og hvilke oppgaver som er gitt over bæreevne, fundamenteringskrav o.l. Vurdér om tilstrekkelige undersøkelser er gjort.

c) Dokumentasjon av eksisterende bruer

Se pkt. [1.2.3.7](#)

5. Kontroll av beregninger

Dette punktet omfatter en kontroll av hvilke beregninger den prosjekterende har utført, herunder også geotekniske beregninger, hvilke metoder han har benyttet, samt omfang og grundighet, men ikke tallenes riktighet. Pkt. 5a) gjelder alle kontrollgrader, pkt. 5b) – 5f) gjelder kun kontrollgrad III og IV.

For ikke alminnelig kjente beregningsmåter skal kilder oppgis eller formler utledes så langt at riktigheten kan kontrolleres. For anvendte datamaskinprogrammer skal den prosjekterende framlegge brukerbeskrivelse som redegjør for beregningsmetode, restriksjoner, utprøving, innlesning av data og resultatutskriften.

a) Dette punktet skal kun være en grovsjekk på om den prosjekterende har beregnet overbygning og underbygning.

b) Statisk system

Her skal den prosjekterendes valg av statisk system og regnemodell sammenholdes med det virkelige system, også med henblikk på fundamentering og type av bevegelige komponenter (lager, ledd, fuger osv.).

c) Last og lastvirkning

Kontrollér at den prosjekterende har tatt hensyn til alle aktuelle belastningstyper. Vurdér beregningsmetoden.

d) Lastkombinasjoner

Kontrollér at alle aktuelle lastkombinasjoner er undersøkt. Det skal også kontrolleres at riktige lastfaktorer er benyttet.

e) Dimensjonering

Kontrollér at den prosjekterende har undersøkt alle aktuelle grensetilstander.

- f) Kontrollér om alle bruas elementer er undersøkt i samsvar med pkt. 5b) – 5e). Dette gjelder også geotekniske beregninger.

6. Kontroll av viktige snitt

Dette punktet gjelder kun kontrollgrad II og III.

Dette punktet skal være en stikkprøvekontroll på om den prosjekterendes beregninger for bruddgrensetilstanden er riktige. Den kan foretas enten som ren konferering av den prosjekterendes beregninger, eller ved egne lastantagelser og beregninger uavhengig av den prosjekterendes. Kontrollen skal minst omfatte de viktigste/mest avgjørende snitt som er bestemmende for bruas bæreevne. Dette vil variere fra konstruksjonstype til konstruksjonstype, men kan f.eks. omfatte snitt midt i felt, snitt over støtte, en typisk kort søyle, en typisk slank søyle o.l.

7. Egne beregninger

Dette punktet gjelder kun for kontrollgrad IV. Denne delen skal omfatte en tilnærmet komplett og uavhengig beregning av hele konstruksjonen eller, i visse tilfeller, deler av den med egne lastantagelser og kontroll av alle grensetilstander, men ved bruk av den prosjekterendes valgte tverrsnitt, forbindelsesmidler, armeringsmengder osv.

8. Kontroll av tegninger/ beskrivelser

Dette punktet gjelder alle kontrollgrader. Unntatt er kontroll av beskrivelse, som utgår for kontrollgrad 0.

Denne kontrollen må utføres før prosjektet gis teknisk delgodkjenning.

Det skal kontrolleres at tegninger, beskrivelser og konkurransegrunnlag er utført etter Norsk Standard og gjeldende forskrifter og retningslinjer for Statens vegvesen. Påse at den prosjekterende har sendt inn en komplett tegningsoversikt.

Det skal kontrolleres at materialkvaliteter og tverrsnittstørrelser er i samsvar med beregningene. Undersøk om den prosjekterendes valg av system for overflatebehandling av eventuelle stålkonstruksjoner framgår av tegninger og beskrivelser.

9. Kontroll av arbeidstegninger

Dette punktet gjelder alle kontrollgrader unntatt kontrollgrad 0 og I. Den kan således ikke foretas før den foregående kontrollen er fullført.

Det skal kontrolleres at tegninger er utført etter Norsk Standard og gjeldende forskrifter og retningslinjer for Statens vegvesen. Påse at den prosjekterende har sendt inn en komplett tegningsoversikt.

For kontrollgrad II, III og IV skal det i tillegg kontrolleres at materialkvaliteter, fuge- og lagerplasseringer typer o.l. samsvarer med beregningsforutsetningene og framgår av tegningene. Det bør undersøkes om tegninger er hensiktsmessig og komplett målsatt. Visse hovedmål (spennvidder, spenninndeling o.l.) bør også konfereres. Det bør også vurderes om den valgte armeringsføring er fornuftig og om montasjemetode/utbyggingsrekkefølge er tilstrekkelig gjennomtenkt.

For kontrollgrad III og IV bør det dessuten kontrolleres at tverrsnittstørrelser, armeringsmengder, overhøyder, skrueforbindelser, stiverplasseringer osv. er i samsvar med beregningene. Videre bør armeringsavstand/omfar/forankring for betongkonstruksjoner og skjæreplaner, utleggsplaner, materialister o.l. for stålkonstruksjoner kontrolleres.

For kontrollgrad IV skal også viktige detaljmål, kotehøyder o.l. kontrolleres.

10. Ajourføring / som bygd

Det vises til pkt. [1.4.7](#) og [1.4.8](#).

SJEKKLISTE

PROSJEKT:

KONSULENT:

KONTROLLGRAD:

ANSVARLIG:

SAKSBEHANDLING:

MATERIALE MOTTATT/DATO:

Symboler ved utfylling av sjekklister:

- v : Utført kontroll
- m : Mangler underlag for kontroll
- u : Uaktuell for vedkommende brutype
- (x : Ikke aktuelt i denne kontrollgraden)

ANMERKNINGER:

.....
.....
.....

KONTROLL FERDIG UTFØRT / DATO:

.....

| | KONTROLLGRAD | | | | | MERKNADER |
|---|--------------|---|----|-----|----|-----------|
| | 0 | I | II | III | IV | |
| <p>1. Vurd. av sikkerhetsmessig standard</p> <p>1a) Hoveddimensjoner overbygning: Rimelig forhold mellom spennvidder og konstruksjonshøyder? Tverrsnitt</p> <p>1b) Søylar, pilarer o.l: Påkjørsel/vurdert?</p> <p>1c) Fundamenter: Grunnforhold vurdert av geotekniker? Akseptabel fundamenteringsløsning? Undervannsfundamenter vurdert mhp. påkjørsel/bølger? Fundament på løsmasser i strømmende vann vurdert mht. erosjon/ undergraving? Sikkerhet vurdert av: (sign)</p> <p>2. Funksjonskrav</p> <p>Dimensjoneringsklasse (veg) Føringsbredde Jevnhetsklasse for slitelag Gangbanebredde Fri høyde over veg/jernbane Erosjonssikring Flomvannsåpning Seilåpning</p> <p>3. Generell vurdering</p> <p>3a) Sikkerhet for brukerne: Rekkverksutforming (jf. håndbok 231 (utg.2011), pkt. 3.4 og 3.7) Rekkverksavslutning Rekkverk/kant mellom kjørende og gående Hindret adkomst til: Tårntopper Hengebrukabler Lukkede kasser Event. andre farlige områder</p> | | | | | | |

Tabell V.2.1 - Sjekkliste, Del I

| | KONTROLLGRAD | | | | | MERKNADER |
|--|--------------|-----|-----|-----|----|-----------|
| | 0 | I | II | III | IV | |
| 3b) Økonomi: | | | | | | |
| Økonomisk utformet? | xxx | xxx | xxx | | | |
| Anleggsmessig | xxx | xxx | xxx | | | |
| Vedlikeholdsmessig | xxx | xxx | xxx | | | |
| 3c) Estetikk og miljøvurdering: | | | | | | |
| Er konstruksjonen tilpasset omgivelsene og er elementene riktig "proporsjonert" i forhold til hverandre? | | | | | | |
| Stygge detaljer | | | | | | |
| 3d) Framtidig vedlikehold: | | | | | | |
| Eierskap og vedlikeholdsansvar avtalt? (når stat/ fylkeskommune ikke er eier) | xxx | xxx | xxx | | | |
| Hensiktsmessig valg av lagre, fuger og ledd mhp. virkemåte, justering og utskifting | xxx | xxx | xxx | | | |
| Utskifting av andre utsatte slidedeler | xxx | xxx | xxx | | | |
| Stålflaters tilgjengelighet | xxx | xxx | xxx | | | |
| Belegning | xxx | xxx | xxx | | | |
| Betongoverdekning | xxx | xxx | xxx | | | |
| Miljøpåvirkning/ materialvalg | xxx | xxx | xxx | | | |
| IDV-plan | xxx | xxx | xxx | | | |
| 3e) Bortledning av vann: | | | | | | |
| Vannavrenning, bortledning | xxx | xxx | xxx | | | |
| Dryppneser | xxx | xxx | xxx | | | |
| Drenering av fyllinger | xxx | xxx | xxx | | | |
| 3f) Øvrig: | | | | | | |
| Jording, tele-/høyspentkabler, rørledninger | xxx | xxx | xxx | | | |
| Brann i løsmassetunneler, veglokk, senketunnel etc. | xxx | xxx | xxx | | | |
| | xxx | xxx | xxx | | | |
| 4. Kontroll av grunnlagsmateriale | | | | | | |
| 4a) Geometridata: | | | | | | |
| Geometridata foreligger | xxx | xxx | xxx | | | |
| Horisontal- og vertikalkurvatur | xxx | xxx | xxx | | | |
| Tverrprofiler overensstemmende med Håndbok 017 Veg- og gateutforming | xxx | xxx | xxx | | | |
| Optisk tilfredsstillende linjeføring av kantdrager | xxx | xxx | xxx | | | |

Tabell V2.2 - Sjekkliste, Del II

| | KONTROLLGRAD | | | | | MERKNADER |
|---|--------------|-----|-----|-----|----|-----------|
| | 0 | I | II | III | IV | |
| 4b) Grunnundersøkelser: | | | | | | |
| Grunnboringer | xxx | xxx | xxx | | | |
| Andre undersøkelser | xxx | xxx | xxx | | | |
| Resultatet vurdert av: (sign.) | xxx | xxx | xxx | | | |
| Bæreevne | xxx | xxx | xxx | | | |
| Fundamenteringsløsning | xxx | xxx | xxx | | | |
| 4c) Dokumentasjon av eksisterende bruer | xxx | xxx | xxx | | | |
| 5. Kontroll av beregninger | | | | | | |
| 5a) Beregninger: | | | | | | |
| Underbygning beregnet? | | | | | | |
| Overbygning beregnet? | | | | | | |
| Er prosjekteringskontroll utført? | | | | | | |
| 5b) Statisk system: | | | | | | |
| Statisk beregningsmodell | xxx | xxx | xxx | | | |
| Lagre, fuger og ledd / plassering og type | xxx | xxx | xxx | | | |
| 5c) Last og lastvirkning | | | | | | |
| Permanente laster: | | | | | | |
| Egenvekt | xxx | xxx | xxx | | | |
| Vanntrykk | xxx | xxx | xxx | | | |
| Jordtrykk | xxx | xxx | xxx | | | |
| Variable laster: | | | | | | |
| Trafikklast | xxx | xxx | xxx | | | |
| Vanntrykk | xxx | xxx | xxx | | | |
| Snølast | xxx | xxx | xxx | | | |
| Vindlast | xxx | xxx | xxx | | | |
| Bølgelast | xxx | xxx | xxx | | | |
| Strømlast | xxx | xxx | xxx | | | |
| Istrykk | xxx | xxx | xxx | | | |
| Temperaturlast | xxx | xxx | xxx | | | |
| Deformasjonslaster: | | | | | | |
| Spennkrefter | xxx | xxx | xxx | | | |
| Kryp | xxx | xxx | xxx | | | |
| Svinn | xxx | xxx | xxx | | | |
| Setninger | xxx | xxx | xxx | | | |

Tabell V.2.3 - Sjekkliste, Del III

| | KONTROLLGRAD | | | | | MERKNADER |
|---|--------------|-----|-----|-----|----|-----------|
| | 0 | I | II | III | IV | |
| Ulykkeslaster: | | | | | | |
| Hjultrykk på gangbane | xxx | xxx | xxx | | | |
| Påkjøringskrefter | xxx | xxx | xxx | | | |
| Påseilingskrefter | xxx | xxx | xxx | | | |
| Jordskjelvlaster | xxx | xxx | xxx | | | |
| 5d) Lastkombinasjoner: | | | | | | |
| Bruddgrensetilstand | xxx | xxx | xxx | | | |
| Bruksgrensetilstand | xxx | xxx | xxx | | | |
| Utmattingsgrensetilstand | xxx | xxx | xxx | | | |
| Ulykkesgrensetilstand | xxx | xxx | xxx | | | |
| 5e) Dimensjonering | | | | | | |
| Bruddgrensetilstand: | | | | | | |
| Moment | xxx | xxx | xxx | | | |
| Skjærkraft | xxx | xxx | xxx | | | |
| Normalkraft | xxx | xxx | xxx | | | |
| Torsjon | xxx | xxx | xxx | | | |
| Spaltestrekk | xxx | xxx | xxx | | | |
| Knekning | xxx | xxx | xxx | | | |
| Vipping | xxx | xxx | xxx | | | |
| Velting | xxx | xxx | xxx | | | |
| Dynamisk virkning | xxx | xxx | xxx | | | |
| Bruksgrensetilstand: | | | | | | |
| Nedbøyninger | xxx | xxx | xxx | | | |
| Forskyvninger | xxx | xxx | xxx | | | |
| Spenningskontroll | xxx | xxx | xxx | | | |
| Riss | xxx | xxx | xxx | | | |
| Dynamiske virkninger | xxx | xxx | xxx | | | |
| Utmattingsgrensetilstand: | | | | | | |
| Levetidskontroll | xxx | xxx | xxx | | | |
| Ulykkesgrensetilstand | xxx | xxx | xxx | | | |
| 5f) Alle elementer beregnet etter pkt. 5b) - 5e)? | xxx | xxx | xxx | | | |

Tabell V.2.4 - Sjekkliste, Del IV

| | KONTROLLGRAD | | | | | MERKNADER |
|---|--------------|-----|-----|-----|-----|-----------|
| | 0 | I | II | III | IV | |
| 6. Kontroll av viktige snitt | | | | | | |
| Etter egne beregninger (kryss her): | | | | | | |
| Etter konsulentens beregn. (kryss): | | | | | | |
| Lastantagelser | xxx | xxx | | | xxx | |
| Lastvirkninger | xxx | xxx | | | xxx | |
| Kapasiteter | xxx | xxx | | | xxx | |
| Snitt i felt | xxx | xxx | | | xxx | |
| Snitt ved støtte | xxx | xxx | | | xxx | |
| Slank søyle | xxx | xxx | | | xxx | |
| Kort søyle | xxx | xxx | | | xxx | |
| Fundamenter | xxx | xxx | | | xxx | |
| Peler | xxx | xxx | | | xxx | |
| Friksjonsskjøt/sveist skjøt | xxx | xxx | | | xxx | |
| 7. Egne beregninger, alle snitt | | | | | | |
| Lastantagelser | xxx | xxx | xxx | xxx | | |
| Lastvirkninger | xxx | xxx | xxx | xxx | | |
| Kapasiteter | xxx | xxx | xxx | xxx | | |
| Dekker | xxx | xxx | xxx | xxx | | |
| Bjelker | xxx | xxx | xxx | xxx | | |
| Søyler | xxx | xxx | xxx | xxx | | |
| Tverrbærere | xxx | xxx | xxx | xxx | | |
| Landkar | xxx | xxx | xxx | xxx | | |
| Fundamenter | xxx | xxx | xxx | xxx | | |
| Peler | xxx | xxx | xxx | xxx | | |
| Tårn | xxx | xxx | xxx | xxx | | |
| Kabler | xxx | xxx | xxx | xxx | | |
| Forankringer | xxx | xxx | xxx | xxx | | |
| Øvrig | xxx | xxx | xxx | xxx | | |
| 8. Tegninger og beskrivelser | | | | | | |
| (Kontroll for teknisk delgodkjenning) | | | | | | |
| Konkurransesgrunnlag, teknisk del | xxx | | | | | |
| Overflatebehandlingssystem | | | | | | |
| Tegningsliste | | | | | | |
| Oversiktstegning | | | | | | |
| Formtegninger | | | | | | |
| Armeringstegninger | | | | | | |
| Nødv. detaljtegninger | | | | | | |

Tabell V.2.5 - Sjekkliste, Del V

| | KONTROLLGRAD | | | | | MERKNADER |
|---|--------------|-----|-----|-----|-----|-----------|
| | 0 | I | II | III | IV | |
| 9. Kontroll av arbeidstegninger | | | | | | |
| Montasjemetode | xxx | xxx | | | | |
| Utbyggingsrekkefølge | xxx | xxx | | | | |
| Formtegninger: | | | | | | |
| Materialkvalitet | xxx | xxx | | | | |
| Lager- og fugeplassering | xxx | xxx | | | | |
| Hovedmål | xxx | xxx | | | | |
| Overhøyder | xxx | xxx | xxx | | | |
| Viktige detaljmål | xxx | xxx | xxx | xxx | | |
| Armeringstegninger: | | | | | | |
| Materialkvalitet | xxx | xxx | | | | |
| Betongoverdekning | xxx | xxx | | | | |
| Monteringsjern | xxx | xxx | | | | |
| Slakkarmeringsføring | xxx | xxx | | | | |
| Spennarmeringsføring | xxx | xxx | | | | |
| Minimumsarmering | xxx | xxx | xxx | | | |
| Armeringsavstand | xxx | xxx | xxx | | | |
| Armeringstetthet | xxx | xxx | xxx | | | |
| Armerings skjøter | xxx | xxx | xxx | | | |
| Forankring/omfaring | xxx | xxx | xxx | | | |
| Material-/armeringslister | xxx | xxx | xxx | | | |
| Ståltegninger: | | | | | | |
| Sveiseangivelser | xxx | xxx | | | | |
| Stiverplassering | xxx | xxx | xxx | | | |
| Utleggsplaner | xxx | xxx | xxx | | | |
| Skrueskjøter | xxx | xxx | xxx | | | |
| Entydig merket med pos.nr.? | xxx | xxx | xxx | | | |
| Materiallister | xxx | xxx | xxx | | | |
| Samsvar med statisk beregn. i viktige snitt | xxx | xxx | | | xxx | |
| Samsvar med statisk beregn. i alle snitt | xxx | xxx | xxx | xxx | | |
| Andre detaljer | xxx | xxx | xxx | | | |
| Øvrig | xxx | xxx | xxx | | | |
| 10. Ajourføring / som bygd | | | | | | |
| Beregninger ajourført | xxx | | | | | |
| Tegninger ajourført | | | | | | |

Tabell V.2.6 - Sjekkliste, Del V