

Forord

Vegnormal N400 Bruprosjektering gjelder for prosjektering av:

- bruer, ferjekaier og andre bærende konstruksjoner i det offentlige vegnettet
- bruer og andre bærende konstruksjoner med privat tiltakshaver, hvor konstruksjonen går over, under eller langs det offentlige vegnettet

Vegnormal N400 gjelder for alle faser i konstruksjonens byggetid og brukstid inkludert produksjons-, transport- og monteringsfase for bærende elementer. Videre gjelder normalen for reparasjons- og vedlikeholdstiltak, som påvirker konstruksjonens bæreevne og pålitelighet, samt for forsterkning og ombygging.

Pålitelighetskravene i vegnormalen gjelder også for forskaling, stillaser, reisverk eller andre hjelpekonstruksjoner for utførelsen av byggearbeidet hvis de går over, under eller er plassert så nært inntil offentlig veg at et eventuelt sammenbrudd kan berøre område åpent for allmenn ferdsel.

Vesentlige endringer fra forrige versjon

De vesentligste endringene omfatter:

- Klima- og miljøpåvirkning er vurdert.
- Formen på kravene er tilpasset digitalisering av vegnormalene.
- Krav i retningslinjer som berører bruprosjektering er flyttet til vegnormalen.
- Flere krav er endret i retning av funksjonskrav.

Ikrafttredelse

Vegnormal N400 Bruprosjektering gjelder fra 1. januar 2022 og erstatter vegnormal N400 Bruprosjektering [2015] og NA-rundskriv 2017/09.

Ansvarlig enhet er seksjon konstruksjonsteknikk på avdeling konstruksjoner (Myndighet og regelverk i Vegdirektoratet).

Innhold

Forord	1
Innhold	2
Innledning	14
Definisjoner	15
1 Grunnlag for prosjektering	20
1.1 Prosjekteringsforutsetninger.....	20
1.1.1 Generelt.....	20
1.1.2 Prosjekteringsprinsipper	20
1.1.3 Grunnforhold og fundamentering.....	21
1.1.4 Generelle konstruksjonskrav	22
1.1.5 Spesielle konstruksjonskrav.....	22
1.1.6 Dimensjonerende brukstid	23
1.1.7 Midlertidige konstruksjoner og hjelpekonstruksjoner	23
1.2 Grunnlagsmateriale	25
1.2.1 Grunnlagsmateriale for bruer.....	25
1.2.2 Tilleggsmateriale for bruer over vassdrag.....	25
1.2.3 Tilleggsmateriale for bruer over fjorder, sund og seilbart område i elver	25
1.2.4 Tilleggsmateriale for bruer over skinnegående trafikk	25
1.2.5 Tilleggsmateriale for bruer over veg	25
1.2.6 Tilleggsmateriale for eksisterende bruer	26
1.3 Dokumentasjon	26
1.3.1 Generelt.....	26
1.3.2 Prosjekteringsgrunnlag.....	26
1.3.3 Konstruksjonsberegninger.....	26
1.3.4 Bruk av programmer for konstruksjonsanalyser og dimensjonskontroller.....	27
1.3.5 Arbeidsgrunnlag	28
1.4 Arbeidsgrunnlag i prosjekter	29
1.4.1 Generelt.....	29
1.4.2 Oversiktstegning.....	30
1.4.3 Generelle krav til arbeidsgrunnlag	32
1.4.4 Arbeidsgrunnlag for utførelse av byggearbeidene.....	32
1.4.5 Arbeidsgrunnlag for fundamentering.....	32

1.4.6	Arbeidsgrunnlag for armert betong	32
1.4.7	Arbeidsgrunnlag for stål	34
1.4.8	Arbeidsgrunnlag for tre	34
1.4.9	Arbeidsgrunnlag for aluminium.....	35
1.4.10	Arbeidsgrunnlag for konstruksjoner i stein	35
1.4.11	Arbeidsgrunnlag for kunststoff.....	36
1.4.12	Arbeidsgrunnlag for belegning	36
1.4.13	Arbeidsgrunnlag for utstyr	36
1.5	Modellbaserte prosjekter	37
1.5.1	Beskrivelse av modell	37
1.5.2	Generell informasjon i modellen.....	37
1.5.3	Objektinformasjon.....	38
1.5.4	Følgedokumentasjon	39
1.5.5	Status og revisjoner	39
1.6	Forvaltningsdokumentasjon.....	39
1.6.1	Generelt.....	39
1.6.2	Tegninger og modell av ferdig konstruksjon	40
1.7	Kvalitetssikring.....	40
2	Kontroll og godkjenning	42
2.1	Omfang.....	42
2.2	Ansvar.....	42
2.3	Dokumentasjon	43
2.4	Vegdirektoratets kontrollordning.....	43
2.5	Teknisk kontroll av konsept.....	43
2.6	Kontroll og teknisk delgodkjenning.....	44
2.7	Kontroll til teknisk godkjenning.....	44
2.7.1	Generelt.....	44
2.7.2	Kontrollgrader	45
2.8	Teknisk godkjenning	45
3	Generelle konstruksjonskrav	47
3.1	Vannhåndtering.....	47
3.2	Inspeksjon og vedlikehold	47
3.3	Fuger, lagre og ledd	47
3.3.1	Generelt.....	47
3.3.2	Tilkomst til lagre	53
3.4	Bruer med fugekonstruksjon.....	55

3.5	Deformasjoner og svingninger	56
3.6	Geometrikrav.....	57
3.6.1	Fri bredde	57
3.6.2	Fri høyde.....	57
3.6.3	Tilkomst rundt søyler og mellom søyler og vegg.....	59
3.7	Geometrikrav til hulrom	59
3.7.1	Hulrom i tverrsnitt tilgjengelig for inspeksjon.....	59
3.7.2	Dører, luker og mannhull i tverrsnitt tilgjengelig for inspeksjon	60
3.8	Utforming av detaljer	62
3.8.1	Kantdrager	62
3.8.2	Landkarvinger	63
3.8.3	Overgangsplater	63
4	Krav til spesielle brutyper.....	66
4.1	Fritt frambyggbruer	66
4.1.1	Laster	66
4.1.2	Dimensjonerende lastkombinasjoner for stabilitetskontroll	66
4.1.3	Dimensjonerende lastkombinasjoner i bruksgrensetilstand.....	66
4.1.4	Overhøyder.....	66
4.1.5	Kontroll av grensebetingelser	67
4.1.6	Kontroll av strekkspenninger.....	67
4.1.7	Kapasitetskontroller	67
4.1.8	Forutsetninger for utførelse av FFB-etapper.....	67
4.1.9	Reservekanal	67
4.1.10	Sammenkobling	67
4.2	Hengebruer og skråstagbruer	68
4.2.1	Generelle konstruksjonskrav	68
4.2.2	Utskifting av skråstag/hengestang	68
4.2.3	Brudd i skråstag/hengestang.....	68
4.2.4	Forankring av bærekabler	69
4.3	Kabler og kabelsystemer	69
4.3.1	Generelle konstruksjonskrav	69
4.3.2	Kabler i hengebruer	70
4.3.3	Kabler i skråstagbruer.....	70
4.3.4	Kabelhoder	71
4.3.5	Sadler og hengestangsfester for lukkede, spiralslåtte kabler	72
4.3.6	Sadler og hengestangsfester for paralleltrådkabler	72

4.3.7	Bestandighet.....	73
4.4	Bevegelige bruer.....	74
4.4.1	Generelt.....	74
4.4.2	Klaffebruer.....	74
4.4.3	Svingbruer	75
4.5	Skredoverbygg, tunnelportaler og løsmassetunneler.....	75
4.5.1	Skredoverbygg.....	75
4.5.2	Tunnelportaler og løsmassetunneler	75
4.6	Støttekonstruksjoner.....	76
4.7	Kulverter og rør	77
4.7.1	Materialer og overflatebehandling	77
4.7.2	Prosjekteringsforutsetninger og konstruksjonsregler.....	77
4.7.3	Analyse og dimensjonering	78
4.7.4	Rør for vanngjennomløp	78
4.8	Ferjekaier.....	79
4.8.1	Generelt.....	79
4.8.2	Forutsetninger for ferjer som skal trafikere et samband	79
4.8.3	Tilleggs kai og brubås	81
4.8.4	Ferjekaibru.....	83
4.8.5	Laster på ferjekai	84
4.8.6	Ulykkeslaster	88
4.9	Segmentbruer.....	88
4.9.1	Generelt.....	88
4.9.2	Analyser.....	88
4.9.3	Bruddgrensetilstand	89
4.9.4	Bruksgrensetilstand.....	89
4.10	Buebruer.....	89
4.11	Flytebruer og rørbruer	89
4.11.1	Funksjonskrav	89
4.11.2	Egenlaster	90
4.11.3	Naturlaster.....	92
4.11.4	Dimensjonering	94
4.11.5	Brukshåndbok.....	96
4.11.6	Oppdriftslegemer	96
4.11.7	Forankringssystem.....	96
4.11.8	Utstyr	96

5	Laster	98
5.1	Klassifisering av påvirkninger	98
5.2	Egenlaster	99
5.2.1	Generelt.....	99
5.2.2	Belegning	99
5.3	Trafikklaster.....	100
5.4	Termiske påvirkninger	101
5.5	Deformasjonslaster	101
5.5.1	Setninger	102
5.5.2	Friksjonskrefter/deformasjonskrefter fra lager	102
5.5.3	Jordtrykk mot konstruksjonsdeler på fugefrie bruer	102
5.6	Vindlast.....	102
5.6.1	Vindlastklasser	102
5.6.2	Brukonstruksjoner i vindlastklasse I	103
5.6.3	Brukonstruksjoner i vindlastklasse II	104
5.6.4	Brukonstruksjoner i vindlastklasse III	104
5.6.5	Vindfeltets karakteristiske egenskaper	105
5.6.6	Grensetilstander og lastkombinasjoner	106
5.6.7	Hvirvelavløsningssvingninger	106
5.6.8	Kontroll av instabilitetsfenomen i vindlastklasse III	108
5.7	Midlertidige laster	110
5.8	Laster fra variabelt vanntrykk.....	110
5.9	Laster fra bølger og strøm	110
5.9.1	Generelt.....	110
5.9.2	Bølgelast på små konstruksjonsdeler	111
5.9.3	Bølgelast på storvolum-konstruksjoner	111
5.10	Islast.....	112
5.10.1	Generelt.....	112
5.10.2	Istykkelse	112
5.10.3	Dynamisk last fra drivende is.....	112
5.10.4	Dynamisk iskraft på underbygningen	113
5.10.5	Støtlaster fra is	114
5.10.6	Oppstuvning av is	115
5.10.7	Horisontal last fra termisk ekspansjon og vannstandsvariasjon	115
5.10.8	Vertikale islaster ved vannstandsvariasjoner	116
5.10.9	Iskraft fra påfrysing.....	116

5.10.10	Laster fra ising	117
5.11	Laster fra skred	117
5.12	Snølast	117
5.13	Seismiske påvirkninger	118
5.14	Ulykkeslaster	118
5.14.1	Ulykkeslast forårsaket av kjøretøy	118
5.14.2	Ulykkeslast forårsaket av skipstrafikk	119
5.14.3	Ulykkeslast fra brann eller eksplosjon	119
5.14.4	Ulykkeslast fra skred og flom	120
5.15	Samtidighet av laster	120
6	Konstruksjonsanalyser	121
6.1	Dimensjoneringsprinsipper	121
6.2	Dimensjonerende lastvirkning	121
6.2.1	Generelt	121
6.2.2	Dynamiske analyser	121
6.2.3	Kombinasjon av ekstremverdier for dynamiske lastvirkninger	121
6.2.4	Modellforsøk	121
6.2.5	Geoteknisk prosjektering – bruddgrensetilstand	122
6.2.6	Ulykkesituasjon og seismisk situasjon	123
6.3	Krav til ikke-lineære analysemetoder	123
6.3.1	Forutsetninger	123
6.3.2	Typer av ikke-lineære konstruksjonsanalyser	124
6.3.3	Dokumentasjon	125
7	Fundamentering	126
7.1	Generelt	126
7.1.1	Innledning	126
7.1.2	Frostsikring	126
7.1.3	Erosjon og erosjonssikring	126
7.1.4	Drenering og tilbakefylling	126
7.1.5	Setninger	127
7.2	Såler – direkte fundamentering	128
7.2.1	Grunnlag	128
7.2.2	Kontroll av bæreevne og stabilitet	129
7.2.3	Kontroll av lasteksentrisitet	131
7.3	Bergankere	131
7.3.1	Generelt	131

7.3.2	Bergankere i såler	132
7.4	Bergbolter i såler	133
7.4.1	Materialer	133
7.4.2	Bruddgrensetilstand	133
7.4.3	Forankringslengde i berg	133
7.4.4	Bergbolters andel av nødvendig kapasitet	133
7.4.5	Korrosjonsbeskyttelse	134
7.5	Peler og pelefundamenter	134
7.5.1	Valg av peletype	134
7.5.2	Dimensjoneringsprinsipper	135
7.5.3	Strekkepeler	137
7.5.4	Stål	138
7.5.5	Overflatebehandling	139
7.5.6	Betongpeler	139
7.5.7	Rammede stålrørspeler	140
7.5.8	Borede stålrørspeler	141
7.5.9	Borede peler (pilarer)	142
7.5.10	Stålkjernepeler	143
7.5.11	Rammede massive stålpeler (profilstål)	145
7.6	Frittstående pelegrupper i vann	145
7.6.1	Generelt	145
7.6.2	Analyser	146
7.6.3	Kapasitetskontroller	148
7.6.4	Konstruksjonsregler	149
7.6.5	Byggefase	149
7.7	Spunter, slissevegger og andre støttevegger	150
7.7.1	Generelt	150
7.7.2	Bergankere	150
7.7.3	Forankringer i løsmasser	150
7.7.4	Stål	150
7.7.5	Spunt	151
7.7.6	Boret rørsput	151
8	Betongkonstruksjoner	153
8.1	Grunnlag for prosjektering	153
8.2	Materialer	153
8.2.1	Generelle krav til betongspesifikasjon	153

8.2.2	Valg av betongspesifikasjon	155
8.2.3	Tiltak for å sikre betongens egenskaper.....	158
8.2.4	Densitet for armert betong	159
8.2.5	E-modul for betong	159
8.2.6	Armering.....	160
8.3	Betongoverdekning	160
8.3.1	Minste overdekning.....	160
8.3.2	Tillatte avvik.....	161
8.3.3	Nominell overdekning	161
8.3.4	Spesielle overdekningkrav.....	161
8.3.5	Overdekning for monteringsstenger	162
8.3.6	Angivelse av overdekning i arbeidsgrunnlag.....	162
8.4	Konstruksjonsanalyse	162
8.5	Bruddgrensetilstand	163
8.6	Bruksgrensetilstand	163
8.7	Armeringsregler.....	163
8.7.1	Generelt.....	163
8.7.2	Tiltak for god utstøping	164
8.7.3	Armering med mekanisk endeforankring.....	165
8.7.4	Muffeskjøter for slakkarmering.....	165
8.7.5	Armeringsregler for pelefundamenter	165
8.7.6	Armeringsregler for søyler og vegger	165
8.7.7	Skjærarmering i plater	165
8.7.8	Armeringsregler for utsparinger.....	166
8.8	Konstruksjonsregler.....	166
8.8.1	Generelt.....	166
8.8.2	Undervannsstøp	167
8.8.3	Fundamenter	167
8.8.4	Overbygning	167
8.8.5	Kantdragere og betongrekkverk.....	168
8.8.6	Overgangsplater	168
8.8.7	Spennarmerte konstruksjoner	168
8.8.8	Utsparinger	169
8.8.9	Vektreduserende utsparinger	169
8.8.10	Betongledd	169
8.8.11	Innstøpingsgods.....	170

8.8.12	Uarmerte betongblokker.....	170
8.8.13	Katodisk beskyttelse.....	170
8.8.14	Glideforskaling.....	171
8.9	Prefabrikkerte betongelementer	171
8.9.1	Kulvertelementer.....	171
8.9.2	Brubjelker	171
9	Stålkonstruksjoner	173
9.1	Materialer.....	173
9.1.1	Konstruksjonsstål.....	173
9.1.2	Skruer, gjengestenger og spennstagsystemer	174
9.1.3	Stagsystemer bestående av rundstål med terminaler (hoder)	176
9.2	Bestandighet.....	176
9.2.1	Korrosjonsbeskyttelse av konstruksjoner i luft	176
9.2.2	Korrosjonsbeskyttelse av konstruksjoner i vann.....	178
9.3	Konstruksjonsanalyse	178
9.3.1	Generelt.....	178
9.3.2	Lastvirkning på dybler	178
9.3.3	Skrueforbindelser	179
9.4	Fabrikasjons- og konstruksjonsregler.....	179
9.4.1	Hulrom tilgjengelige for inspeksjon.....	179
9.4.2	Hulrom i mindre kassetverrsnitt.....	179
9.4.3	Hulrom i profiler og lignende	179
9.4.4	Overbygning	179
9.4.5	Sveiseforbindelser	180
10	Trekonstruksjoner	183
10.1	Grunnlag for prosjektering.....	183
10.1.1	Klimaklasser	183
10.2	Materialer.....	183
10.2.1	Konstruksjonstrevirke og limtre	183
10.2.2	Forbindelsesmidler	185
10.2.3	Stål.....	185
10.2.4	Spennsystem	186
10.2.5	Beslag.....	187
10.3	Bestandighet.....	187
10.3.1	Generelt.....	187
10.3.2	Kjemisk beskyttelse	187

10.3.3	Konstruktiv beskyttelse	189
10.4	Konstruksjonsanalyse	191
10.4.1	Generelt.....	191
10.4.2	Laminerte brudekker	191
10.4.3	Knutepunkter.....	193
10.5	Bruddgrensetilstander.....	193
10.5.1	Tverrspente dekker	193
10.5.2	Konsentrerte laster.....	194
10.5.3	Flersnittede forbindelser	194
10.5.4	Utmatting	195
10.6	Bruksgrensetilstander	195
10.6.1	Tøyningsbegrensning.....	195
10.6.2	Oppsprekking mellom lameller	195
10.7	Fabrikasjons- og konstruksjonsregler.....	195
10.7.1	Tverrspente brudekker	195
10.7.2	Opplegg av brudekke.....	196
10.7.3	Slisser i trevirket	198
10.7.4	Utforming av knutepunkt	198
10.7.5	Sikring av dybler	199
11	Andre konstruksjonsmaterialer.....	200
11.1	Aluminiumskonstruksjoner	200
11.2	Stein- og blokkmurkonstruksjoner	200
11.3	Konstruksjoner i kunststoff	200
11.3.1	Fiberarmerte plastkompositter	200
12	Brubelegning og utstyr	202
12.1	Generelt.....	202
12.1.1	Produkter.....	202
12.1.2	Korrosjonsbeskyttelse av utstyr i stål.....	202
12.2	Belegning	203
12.2.1	Generelt.....	203
12.2.2	Belegningsklasse A3-2 med prefabrikkert membran og beskyttelseslag.....	205
12.2.3	Belegningsklasse A3-3 med akrylat, epoksy, polyuretan eller polyurea og eventuelt heftlag	205
12.2.4	Belegningsklasse A3-4 med C60BP2 og Topeka 4S	205
12.2.5	Konstruksjoner i løsmasse over grunnvannstanden med drenerte forhold	206
12.2.6	Konstruksjoner i løsmasse helt eller delvis under grunnvannstanden.....	207

12.2.7	Tilslutninger og avslutninger	208
12.2.8	Oppbygging av fortau	209
12.2.9	Fugeterskel	210
12.3	Rekkverk	210
12.4	Lagre og ledd	210
12.4.1	Generelt.....	210
12.4.2	Lagre i betongkonstruksjoner.....	211
12.4.3	Lagerhelning	211
12.4.4	Dimensjonering og forhåndsinnstilling.....	212
12.4.5	Inspeksjon, vedlikehold og utskifting	213
12.5	Fugekonstruksjoner	213
12.5.1	Generelt.....	213
12.5.2	Fugeseng og armering	214
12.5.3	Helning og høyde.....	215
12.5.4	Dimensjonering og forhåndsinnstilling.....	215
12.5.5	Fuger i kantdrager, føringskant og betongrekkverk.....	215
12.5.6	Åpne og tette fugekonstruksjoner	216
12.5.7	Inspeksjon og vedlikehold	216
12.6	Overvann	216
12.6.1	Generelt.....	216
12.6.2	Steinsatt renne i bruende.....	216
12.6.3	Sluk	217
12.6.4	System for håndtering av vann.....	218
12.7	Elektriske anlegg, kabler, væske- og gassførende ledninger.....	219
12.7.1	Generelt.....	219
12.7.2	Trekkerør	220
12.7.3	Plassering av ikke-innstøpte enheter	221
12.7.4	Høyspenningsskabler	222
12.7.5	Væskeførende ledninger	222
12.7.6	Sikkerhetsinstallasjoner for luftfart og sjøtrafikk.....	223
12.8	Øvrig utstyr.....	223
12.8.1	Luker og dører	223
12.8.2	Trapper og gangbaner	224
12.8.3	Inspeksjonsanordninger	224
12.8.4	Nivelleringsbolter	226
12.8.5	Lysmaster og skiltmaster.....	226

13	Eksisterende bruer	227
13.1	Grunnlag for bæreevneklassifisering og prosjektering av tiltak.....	227
13.2	Bæreevneklassifisering.....	227
13.2.1	Generelt.....	227
13.2.2	Tilstand	228
13.2.3	Tidsbegrensning	229
13.2.4	Sårbar bæreevne	229
13.2.5	Belegningsvekt.....	229
13.3	Vurdering av ferjekaiers egnethet for ferjer	230
13.4	Klassifisering av ferjekai	231
13.5	Prosjekteringsforutsetninger.....	231
13.5.1	Generelle krav	232
13.5.2	Forsterkningsklasser	233
13.5.3	Ombygging av overbygning	234
13.5.4	Punktvis utbedring.....	235
13.5.5	Strekningsvis utbedring	235
13.5.6	Enkeltruer som gjenbrukes i nye vegstrekninger	236
13.6	Grunnlagsmateriale	237
13.6.1	Tilstand	237
13.6.2	Dokumentasjon	237
13.6.3	Vannføringsberegninger ved tiltak på bruer over vassdrag.....	237
13.7	Prosjektering av tiltak.....	238
13.7.1	Generelt.....	238
13.7.2	Midlertidige faser	239
13.8	Detaljutføring	240
13.8.1	Breddeutvidelser	240
13.8.2	Gitterristdekker	240
13.8.3	Belegning	240
13.8.4	Utskifting av overbygning.....	241

Innledning

Vegnormalen inneholder krav til pålitelighet, bæreevne og bestandighet. Disse kravene påvirker trafiksikkerhet, framkommelighet og effektivt vedlikehold.

Vegnormal N400 Bruprosjektering supplerer Norsk Standard for prosjektering av konstruksjoner (Eurokoder NS-EN 1990-1999 med nasjonale tillegg NA) med utfyllende bestemmelser for beregning, dimensjonering og utforming av bruer, ferjekaier og andre bærende konstruksjoner. Stedsavhengige og særskilte krav som er nødvendig for prosjekteringen, er også omtalt.

Bestemmelsene i vegnormal N400 Bruprosjektering gjelder all offentlig veg og gis med hjemmel i forskrift om anlegg av offentlig veg § 3 nr. 2 og bruforskrift for fylkesveg § 4 første ledd, jf. veglova § 13. Vegdirektoratet er fravikmyndighet på virkeområdet bruer og andre bærende konstruksjoner på riksveg og fylkesveg, og kommunen er fravikmyndighet på kommunal veg, jf. forskrift om anlegg av offentlig veg § 3 nr. 4 og bruforskrift for fylkesveg § 4 tredje ledd. Søknad om fravik gjøres på eget skjema – se [Fravik fra krav i vegnormalene | Statens vegvesen](#).

Trafikklast på bruer i det offentlige vegnett er gitt i forskrift for trafikklast på bruer, ferjekaier og andre bærende konstruksjoner i det offentlige vegnettet (trafikklastforskrift for bruer m.m.). Myndighet til å fravike trafikklastforskriften er lagt til Vegdirektoratet, jf. trafikklastforskrift for bruer m.m. § 1.

Krav til vegens linjeføring og geometri er ivaretatt av vegnormal N100 Veg- og gateutforming. For brurekkverk vises det til vegnormal N101 Trafiksikkert sideterreng og vegsikringsutstyr (tidligere N101 Rekkverk og vegens sideområder). Krav til vegtunneler er gitt i vegnormal N500 Vegtunneler, men for tunnelkonstruksjoner som prosjekteres og bygges som bru (løsmassetunneler, tunnelportaler m.v.) gjelder kravene i vegnormal N400.

Kontroll og godkjenning

Vegnormal N400 Bruprosjektering beskriver Vegdirektoratets kontroll- og godkjenningsordning for bruer, ferjekaier og andre bærende konstruksjoner innenfor virkeområdet.

Definisjoner

Begrep	Definisjon
Annen bærende konstruksjon	Konstruksjon som skal prosjekteres og bygges som bru, herunder støttevegger med konstruksjonshøyde $\geq 5,0$ m, løsmassetunneler, veglokk/vegoverbygg, tunnelportaler, skredoverbygg og ferister. Med støttevegger menes både støttemurer i betong og naturstein, permanent spunt, slissevegg og annen type støttevegg.
Arbeidsgrunnlag	Fellesbetegnelse for tegninger eller modeller som, sammen med beskrivelsen, viser hvordan konstruksjonen skal bygges og gir nødvendig informasjon til forvaltning.
Avrettingslag	Asfaltlag mellom fuktisoleringen og bindlaget der brudekket gjør det vanskelig å tilfredsstille geometriske krav på slitelaget. Brukes også om løsmasselag under fundamenter.
Belegning	Sjikt som beskytter bærende konstruksjon mot slitasje og nedbrytning. Belegningen kan bestå av fuktisolering, avrettingslag, bind- og slitelag.
Bestandighet	Byggematerialets evne til å beholde sin styrke og sitt utseende over den forutsatte dimensjonerende brukstiden uten store vedlikeholdsutgifter.
Betongledd	Armert betongplate eller -bjelke, hvor geometri og armeringsføring er utformet slik at det ikke overføres bøyemoment.
Bru	Bærende konstruksjon med spennvidde større enn eller lik 2,5 meter og som skal bære trafikklast. Med bru menes også nedfylte konstruksjoner som kulverter og rør med spennvidde (evt. diameter) på 2,5 meter eller mer. Med spennvidde/diameter menes mål mellom konstruksjonens systemlinjer (i de fleste tilfeller er dette indre diameter (=lysåpning) + tykkelse (=2xhalve tverrsnittstykkelsen)).
Brubås	Den del av kaikonstruksjonen som omslutter ferjekaibrua.
Bruforvaltningssystem	Databasert forvaltningssystem for bruer som for eksempel Brutus
Bruksklasse	Bruksklasse er den trafikklast som tillates kjørt fritt uten dispensasjon i det offentlige vegnett. Bruksklasse angis med forkortelse Bk etterfulgt av største tillatte aksellast/totalvekt. Bk 10/50 betegner eksempelvis bruksklasse med maksimal aksellast på 10 tonn (100 kN) og maksimal totalvekt på 50 tonn (500 kN).
Bulb	Del av et skipsskrog, og består av et kuleformet utspring helt forut og under vann.
Bæreevneklassifisering	Bestemme maksimalt tillatt trafikklast for bruer i driftsfasen (se også 13.2 (1)).
Bærende konstruksjon	Bru, ferjekai og annen bærende konstruksjon.
Dimensjonerende brukstid	Den forutsatte tidsperioden en konstruksjon eller en del av denne, med et tiltenkt formål og med normalt vedlikehold, skal kunne brukes uten at det skal være nødvendig med omfattende reparasjon.
Dimensjonerende lastvirkning	Følgene av påvirkninger på brukonstruksjonen i dimensjonerende situasjon (snittkraft, moment, spenning, tøyning, nedbøyning, rotasjon etc.).
Deplasement	Mål for massen av det væskevolumet som et skip fortrenger når den flyter i en væske. Maksimalt deplasement er summen av egenvekt av et skip og maksimal tillat nyttelast, angitt i tonn.

Effektiv ferjelengde	Lengde fra recess til ende løftebaug i andre enden.
Effektiv kailengde	Lengde fra brufront (front på ferjekaibrua) til det ytterste støttepunkt på tilleggskaien.
Ekom	Kommunikasjon ved bruk av et elektronisk kommunikasjonsnett.
Ekvivalentlaster	Trafikkklaster som er basert på virkelige kjøretøyer som er tillatt i vegnettet og som gir samme belastning, men som er vesentlig enklere å bruke ved bæreevneklassifisering.
Endeskjørt	Nedre del av endetverrbærer som stikker ned i løsmassene og som har som funksjon å overføre last fra brua til løsmassene og for å holde løsmassene på plass.
Engangstransport	Engangstransport er transporter med stor samfunnsmessig betydning som f.eks. transport av transformatorer og utstyr til den eksisterende kraftforsyningen. Det forutsettes at slike transporter kun forekommer en eller svært få ganger i levetiden til ei bru. Det kjøres normalt med følge.
Eurokode	Prosjekteringsstandarder for konstruksjoner.
Fallport	Stållem festet til ferja. Fungerer som overgangsplate mellom ferje og ferjekaibru.
Fenderverk	Energiabsorberende konstruksjon.
Ferjekai	Bærende konstruksjon som forbinder ferje med vegareal på land.
Ferjekaibru	Kjørbar forbindelse mellom ferje og ferjekai.
Forsterkning	Tiltak som øker bæreevnen.
Forskriftslast	<p>Brukes i kapittel 13 for å angi trafikkklaster som bruer i driftsfasen ble prosjektert for i sin tid, angitt på formen SVV XXXX, der SVV = Statens Vegvesen og XXXX gir årstall da trafikklasten tredde i kraft. Følgende forskriftslaster er omtalt:</p> <p>SVV 2010: Trafikkklaster etter eurokoder, gyldig fra og med 2010 SVV 1995: Internordisk trafikklast, revisjon fra 1995 SVV 1971: Internordisk trafikklast, revisjon fra 1971 SVV 1969: Forløper til internordisk trafikklast fra 1969</p> <p>I tillegg er det referert til følgende lastforskrift: OVV 1965: Oslo Veivesens lastforskrifter fra 1965</p>
Fri høyde	Minste høyde til overliggende hinder, målt vinkelrett fra vegbanen.
Fribord	Den minste vertikale avstanden fra vannlinjen og til overkant av flytelegemet.
Fritt frambygg	Byggemetode der brukassen bygges utover på begge sider av en søyle, med forskalingen hengt opp i forrige støpeseksjon. Kan også være ensidig utbygging.
Fugefri bru	Bru uten fugekonstruksjon. Bruoverbygningen avsluttes direkte mot vegfyllingen og belegningen føres kontinuerlig over bruenden. Endeskjørt/tverrbærer og eventuelle vingemurer er monolittisk forbundet med overbygningen.
Fugerom	Rom under fugekonstruksjon som sørger for tilgjengelighet for inspeksjon i hele fugens lengde.
Fuktisolering	Barriere mellom konstruksjon og asfalt for å forhindre fuktinntrengning.
Føringsbredde	Bredde som er til disposisjon for et kjøretøy mellom sidehindre.
Gang- og sykkelanlegg	Adskilt område på bru som ved offentlig trafikkskilt er bestemt for gående, syklende eller kombinert gang- og sykkeltrafikk.

Gang- og sykkelbru	Separat bru som ved offentlig trafikkskilt er bestemt for gående, syklende eller kombinert gang- og sykkeltrafikk.
Heisetårn	Oppheng for heve- og senkeanordning på ferjekaibru.
Hjelpekonstruksjoner	Med hjelpekonstruksjoner forstås stillaser, reisverk, og andre konstruksjoner for utførelse av byggearbeider (for eksempel midlertidig understøttelse, avlastningssystem og støttevegger).
Høyeste astronomiske tidevann (HAT)	Høyeste mulige vannstanden uten værrets virkning (altså uten påvirkning fra blant annet vind, lufttrykk og temperatur).
Høyeste regulerte vannstand (HRV)	Høyeste lovlige vannstand et vannmagasin kan ha.
Høyspenningskabler	Kabler med spenning over 1000 V AC eller 1500 V DC.
Informasjonsobjekt	Et objekt i et modellbasert prosjekt som ikke nødvendigvis er en del av konstruksjonen, men som er laget spesifikt for å synliggjøre viktige detaljer i modellen.
Kabelhode	Stålkonstruksjon som overfører strekkraften i kabelen til selve brukonstruksjonen (tårn eller brubjelke).
Kjørebane	Den del av vegen som er bestemt for vanlig kjøring.
Kvalitetsplan	Dokument som fastsetter hvilke prosedyrer og hvilke ressurser som skal anvendes i gjennomføringen av et prosjekt.
Laminerte brudekker	Massive plater som består av lameller av konstruksjons- eller limtre. Lamellene holdes sammen av spennsystemer, lim eller skruer.
Lavbrekk	Konkav overgang i linjeføringen i vertikalplanet. Kjenetegnes ved at vertikalvinkelpunktet ligger under veglinja.
Laveste astronomiske tidevann (LAT)	Laveste mulige vannstanden uten værrets virkning (altså uten påvirkning fra blant annet vind, lufttrykk og temperatur).
Laveste regulerte vannstand (LRV)	Laveste lovlige vannstand et vannmagasin kan ha.
LCC-analyse	Metode som sammenstiller investering med de fremtidige utgifter til forvaltning, drift, vedlikehold og utvikling.
LM3	Ekvivalentlast for engangstransporter. For nye bruer er disse gitt i egen forskrift.
Løsmassetunnel	Tunnel som bygges i byggegrop (typisk «cut and cover»).
Låsehake	Sikringshake montert på fallporten på en ferje.
Mannhull	Åpning uten lukke-/stengemekanisme. Mannhull vil kunne være orientert både stående og liggende.
Membran	Barriere mellom konstruksjon og løsmasser for å forhindre fukt- og vanninntrenging over og under grunnvannstanden.
Middelvann (MV)	Middelvann er gjennomsnittlig vannstand på et sted over en periode på 19 år.
Midlertidig konstruksjon	Bruer og andre bærende konstruksjoner med dimensjonerende brukstid mindre enn 10 år.
Miljøpåkjenning	Kjemisk, biologisk eller fysisk påkjenning fra ytre miljø som kan forårsake skader på en konstruksjon.
Modifisert tre	Trevirke som har gjennomgått en termisk- eller kjemisk prosess uten bruk av biocider, som gir forbedrede egenskaper med hensyn til holdbarhet og dimensjonsstabilitet.
Objekt	Et objekt som visualiserer geometri i 3D som inneholder egenskaper/informasjon samt relasjoner.

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.
Overbygning	Bæresystem over lagernivå.
Overdekning	Avstanden fra betongoverflate til nærmeste konstruktive armering.
Overgangsbru	Bru som krysser over veg eller jernbane.
Overgangsplate	Betongplate leddet til landkar/endetverrbærer som har til hensikt å redusere ulempene ved mulig setning i vegfylling.
Overhøyde	Tilpasning av geometrien for å gi overbygningen foreskrevet form i ferdigtilstand.
Polymermodifisert bindemiddel	Bindemiddel som inneholder polymer i tilstrekkelig mengde til at asfaltmassen får de ønskede egenskaper med hensyn til bestandighet, motstand mot deformasjon, fleksibilitet ved lave temperaturer, etc.
Prefabrikkert element	Betongelement framstilt i fabrikk.
Produksjonsunderlag	Arbeidsgrunnlag, beskrivelsestekst og øvrige krav som er nødvendige for utførelse av et bestemt prosjekt.
Prosjektering	Arbeider forbundet med valg av brutype og utstyr, konstruktiv utforming, bestemmelse av laster og lastkombinasjoner, analyse og dimensjonering, tegning/modell, utarbeidelse av teknisk del i konkurransegrunnlag og utarbeidelse av forvaltningsdokumentasjon. I forbindelse med oppdrag utført av konsulenter kan betegnelsen prosjektering ha mer omfattende betydning. N400 omfatter ikke arbeider forbundet med forundersøkelser, innsamling og sammenstilling av grunnlagsmateriale, planbehandling osv.
Prosjekteringsgrunnlag	Omfatter grunnlagsmateriale for utarbeidelse av bruprosjekter, samt eventuell supplerende informasjon og særskilte regler for det enkelte prosjekt.
Påkjørselsvern	Element som skjermer konstruksjonsdel mot påkjørsel fra vegtrafikk, skinnegående trafikk, skipstrafikk osv.
Pålitelighet	Konstruksjonens eller konstruksjonsdelens evne til å oppfylle de fastsatte kravene den er dimensjonert for gjennom den dimensjonerende brukstid.
Recess	Ferjes understøttelse for brufrent.
Robusthet	Evnen en konstruksjon har til å tåle hendelser som brann, eksplosjoner, støt eller følgene av menneskelige feil uten å bli skadet i et uforholdsmessig omfang sammenlignet med den opprinnelige årsaken.
Spesialtransport	Spesialtransport er kjøring av udelbart gods som gir større belastning på vegnettet enn tillatt bruksklasser slik at det må innhentes dispensasjon før kjøring. Omfatter transport av anleggsmaskiner, knuseverk og lignende som ikke har stor samfunnsmessig betydning.

Sv 12/65	Sv 12/65 er vegnettet for motorredskaper (tidligere kalt mobilkrannett). Benyttes av mobilkraner, betongpumpebiler, lifter og lignende som ikke brukes til transport av nyttelast. Største tillatte akseltrykk er 12 tonn (120 kN) og største tillatte totalvekt er 65 tonn (650 kN).
Sv 12/100	Sv 12/100 gir et vegnett for spesialtransporter med aksellast opp til 12 tonn (120 kN) og totalvekt opp til 100 tonn (1000 kN). Det gis kun tidsbegrenset dispensasjon og det skal kjøres med følge så fremt bruer på omsøkt strekning ikke er klarert for fri kjøring sammen med annen trafikk.
Tilleggskai	Den delen av kaien som ferja legges inntil.
Underbygning	Bæresystem under lagernivå. Vær oppmerksom på at definisjonen kan være annerledes for prosjektering i forbindelse med skinnegående trafikk.
Utførelsesentreprise	Entreprenørens forpliktelser er begrenset til å gjennomføre et arbeide etter arbeidsgrunnlag og beskrivelser. Kalles også «byggherrestyrt utførelsesentreprise» eller enhetspriskontrakt.
Vedlikehold	Tiltak utført under konstruksjonens brukstid for å sikre at den kan oppfylle kravene til pålitelighet.
Veggruppe	Veggruppe gir et vegnett for spesialtransporter basert på tillatt bruksklasse opp til Bk 10/50. Veggruppe åpner for to varianter av spesialtransporter: Spesialtransport uten tidsbegrensning som krever generell dispensasjon og som kjøres uten vegfølge. Det kjøres da uten følge (UF) sammen med øvrig trafikk. Spesialtransport med tidsbegrensning som krever dispensasjon i hvert enkelt tilfelle. Det vil da være restriksjoner for passering av bruer og det kjøres med følge (MF).
Veglokk/vegoverbygg	Konstruksjoner som bygges over vegen for å utnytte arealet over, bedre trafikksikkerheten og/eller redusere miljølempen.
Vertikal klaring	Minste høyde mellom høyeste astronomiske tidevann (HAT) og underkant brukonstruksjon.
Vindlastklasse	Angir krav til omfang av vindlastberegninger på brukonstruksjon avhengig av egesvingeperiode og spennvidde.
ÅDT (årsdøgntrafikk)	Det totale antall kjøretøy (i begge kjøreretninger), som passerer et snitt på vegen i løpet av ett år, dividert med 365. Det benyttes dagens ÅDT for eksisterende veg og prognose ÅDT for ny veg.

1 Grunnlag for prosjektering

1.1 Prosjekteringsforutsetninger

1.1.1 Generelt

(1) 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 riktig kompetanse.

Byggherren har ansvaret for at tiltak utføres i samsvar med gjeldende lover, forskrifter, arealplaner og annet regelverk. Det omfatter både ansvaret for søknader; at nødvendige tillatelser og godkjenninger fra offentlige myndigheter foreligger til rett tid; og at prosjektering, utførelse og kontroll av tiltaket gjennomføres i henhold til de krav som stilles. Når veganlegget omfatter bru og andre bærende konstruksjoner på riks- og fylkevegnettet, innebærer det at byggherren følger bestemmelsene om kontroll og godkjenning, jf. kapittel 2.

(2) Det forutsettes at beregninger og tegninger/modeller kvalitetssikres gjennom egenkontroll og kollegakontroll. Det skal framgå hvem som har utarbeidet dokumentasjonen og hvem som har godkjent den. Kollegakontrollen skal utføres i henhold til en på forhånd etablert kontrollplan, se 1.7.

Ovenstående krav gjelder både ved bygging av nye bruer og for bruer i driftsfasen når tiltak kan endre lastbildet eller påvirke bæreevnen.

(3) Kollegakontrollen skal utføres av en annen person enn den som har utført prosjekteringen.

(4) Det forutsettes at formell plangodkjenning foreligger. Byggherren skal sette av tilstrekkelig tid til å sikre en kvalitetsmessig riktig prosjektering, samt til kontroll og godkjenning av prosjekteringen, se kapittel 2.

(5) For nye og utradisjonelle konsept der erfaringen er begrenset, skal det tas tilbørlig hensyn til at slike konstruksjoner vil ha karakter av pilotprosjekt. Slike forhold skal avklares ved teknisk kontroll av konsept, se 2.5.

(6) Ved oppstart av prosjekteringsarbeidet skal konstruksjonen tildeles et brunummer på formen XX-YYYY, der XX er fylkesnummer og YYYY er løpende nummerering. Brunummer skal framgå av alle dokumenter som følger prosjektet. Parallele bruer skal ha hvert sitt brunummer. Ved parallele tunneler med separate portaler i hver ende skal hver portal ha eget brunummer.

1.1.2 Prosjekteringsprinsipper

(1) Grunnlag for prosjektering av bruer og andre bærende konstruksjoner er Norsk Standard (Eurokoder NS-EN 1990-1999 med nasjonale tillegg NA).

(2) Sikkerhetsnivået, som ligger til grunn i regelverket (forskrift, vegnormal og Norsk Standard), skal opprettholdes uansett valg av tekniske løsninger og beregningsmetoder.

(3) Prosjektert løsning skal optimaliseres med hensyn til klimagassutslipp, miljø og bærekraft.

Dette gjelder valg som for eksempel påvirker materialtype, materialbruk, dimensjonerende brukstid, brutype, tverrsnittsutforming, behov for periodisk vedlikehold, konstruksjonens robusthet, m.v.

(4) Prosjekteringsforutsetningene skal være i samsvar med de toleransekravene som er spesifisert for utførelsen av byggearbeidene. Gjeldende toleranser skal framgå av arbeidsgrunnlaget.

(5) Enheter og benevninger skal være i henhold til SI-systemet.

(6) Prosjektets 3D-koordinatsystem skal være satt sammen av en NTM-kartprojeksjon med nord- og øst-akser (2D) i referanserammen EUREF89 og vertikal referanseramme NN2000 (også kalt høydesystem).

Dersom det benyttes et lokalt koordinatsystem som grunnlag for prosjektering, skal translasjonsformler til og fra globalt koordinatsystem tydelig framgå i prosjekteringsgrunnlaget.

Alle leveranser til utbyggingsprosjektet inkludert stikningsdata skal være i utbyggingsprosjektets valgte 3D-koordinatsystem.

I utbyggingsprosjekter, som strekker seg over store avstander, anbefales det å vurdere etablering av flere lokale nullpunkt.

Høye brutårn loddess opp normalt på geoiden. Dette innebærer at horisontal avstand mellom to tårn vil være kortere mellom tårnføttene enn mellom tårntoppene.

1.1.3 Grunnforhold og fundamentering

(1) Det skal utføres grunnundersøkelser for å avklare grunnforhold og geotekniske problemstillinger. Resultatene fra grunnundersøkelsene skal sammenfattes i en geoteknisk rapport som inngår i grunnlaget for valg av fundamenteringsmetode, se 1.2.1.

Vegnormal N200 Vegbygging angir krav til geoteknisk utredning, rapportering, planlegging, prosjektering m.v. i vegprosjekter.

I en geoteknisk rapport for bru og andre bærende konstruksjoner anbefales det at grunnforhold beskrives med oversiktskart og relevante profiler som viser plassering og resultat av grunnundersøkelsene, knyttet opp mot lengdeprofil av bru i samme målestokk både vertikalt og horisontalt.

(2) For konstruksjoner med spesielt krevende grunnforhold skal nødvendige forutsetninger avklares ved teknisk kontroll av konsept, se 2.5.

Eksempel på spesielt krevende grunnforhold er:

- kvikkleire med hellende terreng og skredfare
 - aggressive grunnforhold/bergforekomster
 - store variasjoner i dybde til berg, eller sterkt hellende berg
 - fundamentering på store vanddyp
 - løst lagret og vannmettet silt og sand med skredfare
 - artesisk vanntrykk i grunnen
-

(3) Fundamenteringsmetoden skal bestemmes etter en vurdering av:

- fundamenteringens funksjon som del av bruas statiske system
- fundamenteringens robusthet mot uforutsette hendelser
- gjennomførbarheten/utførelsen av teknisk løsning

1.1.4 Generelle konstruksjonskrav

(1) Konstruksjonen og dens enkelte elementer skal prosjekteres og utformes slik at en oppnår konstruksjoner som:

- oppfører seg duktilt i bruddgrensetilstand
- er lite ømfintlig for lokale skader og uforutsette hendelser
- er tilpasset naturmiljø, landskap, grunn- og fundamenteringsforhold og er logiske og konsekvente i sin oppbygging
- er lokalisert slik at snøskred, jordskred, flom m.v. ikke får urimelig store konsekvenser
- er universelt utformet og sikrer god framkommelighet og brukbarhet for alle trafikanter
- kan bygges på en sikker og forsvarlig måte
- kan inspiseres, vedlikeholdes og repareres samtidig med at trafikk sikkerheten opprettholdes og krav til framkommelighet ikke reduseres vesentlig
- er tilfredsstillende sikret mot at uvedkommende får tilgang til uønskede områder på brua, eksempelvis klatring på kabler, underflenser, buer og lignende områder
- muliggjør utskifting av utstyr og elementer med kortere dimensjonerende brukstid enn forutsatt for brukonstruksjonen samtidig som krav til framkommelighet ikke reduseres vesentlig

1.1.5 Spesielle konstruksjonskrav

(1) Ved støpearbeid over offentlig veg, eller så nært inntil offentlig veg at et eventuelt sammenbrudd kan berøre område åpent for allmenn ferdsel, skal området under og inntil reis/stillas være stengt for allmenn ferdsel i forbindelse med utstøping av betongen og minimum 8 timer etter at støpearbeidene er avsluttet.

(2) Ved valg av konstruksjonstype gjelder følgende:

- Gitterristdekker skal kun benyttes på midlertidige konstruksjoner, ferjekaibruer og i enkelte tilfeller ved ombygging av bruer i driftsfasen, se 13.8.2.
- Bruk av rustfritt og rusttregt stål i bærende konstruksjoner skal før oppstart av prosjekteringen avklares ved teknisk kontroll av konsept, se 2.5.
- Tredekker bestående av strøved og plank skal ikke benyttes på permanente vegbruer eller ferjekaier.

- Gitterrist anbefales ikke blant annet av hensyn til manglende bæreevne, av hensyn til tetthetskrav og av hensyn til universell utforming. For å legge bedre til rette for gående, kan bruk av tett dekke vurderes og eventuelt kombineres med ledelinjer for blinde/svaksynte slik at førerhunder kan passere uten å gå direkte på gitterrist.

- Rustfrie og rusttregt stål er ikke standardisert i like stor grad som vanlig karbonstål. Rusttregt stål fungerer ikke i korrosivt miljø, og utforming av konstruksjonen er svært viktig for korrosjonsmotstanden. Rustfrie stål kan ha svært god korrosjonsmotstand og mekaniske egenskaper, og disse materialegenskapene bør utnyttes på en riktig måte.

- Tredekker blir glatte; de gir dårlig kjørekomfort; og de er ikke vanntette med hensyn til underliggende konstruksjon.

(3) Ved bruk av ferister i det offentlige vegnettet skal det vurderes konsekvenser for trafikkavviklingen.

Ferister anbefales ikke anlagt på riks- og fylkesveger.

1.1.6 Dimensjonerende brukstid

(1) Bruer og andre bærende konstruksjoner skal prosjekteres for 100-års dimensjonerende brukstid. 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 bruere som går over jernbane, 4-felts motorveg eller 2-felts veg med ÅDT > 8000, anbefales det at overbygningens underkant og sidekanter utføres i materialer som ikke krever planlagt periodisk vedlikehold i løpet av den dimensjonerende brukstiden.

Tverrspenne tredekker har hyppigere behov for planlagt vedlikehold enn for andre konstruksjonstyper. Det derfor viktig å gjøre en grundig vurdering av konsekvensene planlagt vedlikehold har på fremkommelighet på strekningen.

(2) Ferjekaibuere skal prosjekteres for 50-års dimensjonerende brukstid.

1.1.7 Midlertidige konstruksjoner og hjelpekonstruksjoner

Med midlertidige konstruksjoner forstås bruere, ferjekaier og andre bærende konstruksjoner i tilknytning til veglinja med planlagt dimensjonerende brukstid mindre enn 10 år. Med hjelpekonstruksjoner forstås stillaser, reisverk, midlertidig støttevegger og andre midlertidige konstruksjoner for utførelse av byggearbeider både ved nybygging og ved gjennomføring av tiltak på bruere og andre bærende konstruksjoner.

Vegnormal N400 Bruprosjektering behandler i hovedsak bruere og andre bærende konstruksjoner med dimensjonerende brukstid 100 år. Dette gjør at noen av kravene i vegnormalen ikke alltid er like relevante for midlertidige konstruksjoner. Som et minimum forutsettes det at prosjekteringsforutsetninger er i henhold til gjeldende arealplan og arbeidsvarslingsrutiner, og at prosjekteringsforutsetningene er avklart med byggherren.

I sårbare naturområder kan kortvarige inngrep i naturen gi varige skader, og miljøkrav forutsettes ivaretatt også for midlertidige konstruksjoner.

I tillegg forutsettes det at

- konstruksjonen monteres etter leverandørens spesifikasjoner.
- konstruksjonen monteres av personell med dokumentert kunnskap om anvendt system.
- det gjennomføres stedlig kontroll av montert konstruksjon før den tas i bruk.

Andre lover, forskrifter, nasjonale kvalitetssystemer og bransjestandarder er også relevante for midlertidige konstruksjoner.

(1) Krav til sikkerhet og teknisk standard for midlertidige konstruksjoner og hjelpekonstruksjoner skal være lik som for permanente konstruksjoner, altså uavhengig av dimensjonerende brukstid.

(2) Krav til laster, teknisk standard og dimensjonerende brukstid m.m. skal framgå av prosjekteringsforutsetningene.

(3) Et tilstrekkelig arbeidsgrunnlag skal utarbeides med en detaljeringsgrad som sikrer riktig utførelse og utgjør nødvendig dokumentasjon for forvaltning av konstruksjonen i den dimensjonerende brukstiden.

(4) Arbeidsgrunnlaget skal være bygd opp og målsatt slik at konstruksjonen kan bygges del for del uten behov for å søke informasjon andre steder. Eventuelle tiltak for å ivareta trafiksikkerhet skal også framgå av arbeidsgrunnlaget.

(5) Beregninger skal presenteres slik at de er enkle å kontrollere for en fagkyndig person uten forkunnskaper om prosjektet. Beregningsrapporten skal være oversiktlig. Valg skal begrunnes og beregningsresultater skal diskuteres. Eventuelle deler av konstruksjonen, hvor kontroll av utførelsen er spesielt viktig, skal angis og innarbeides i kontrollplanene for byggearbeidene.

(6) For konstruksjoner som bærer trafikklast, skal det legges til grunn trafikklast 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.

Dersom den midlertidige konstruksjonen er eller kan bli tillatt trafikkert med Sv 12/65 og Sv 12/100 i brukstiden, skal det dimensjoneres/kontrolleres for dette i henhold til kapittel 13.2. Det skal også vurderes om det er behov for å kontrollere/dimensjonere for spesialtransport eller engangstransport som ikke dekkes av Sv 12/100 eller veggruppe.

Midlertidige konstruksjoner som erstatter eldre bruer i en begrenset periode kan samtidig fjerne flaskehals som umiddelbart kan gjøre det mulig å åpne lengre strekninger for økt trafikklast. Ved planlegging bør det derfor avklares om det er mulig å eliminere en bæreevnemessig flaskehals i vegnettet ved å dimensjonere for større trafikklast enn det som er tillatt etter veglistene.

(7) Laster fra alle byggefaser skal legges til grunn for prosjekteringen.

Laster i byggefaser inkluderer eksentrisiteter og dynamiske tillegg i forbindelse med lansering, utstøpning og så videre. Dette gjelder også nyttelaster fra personell og utstyr, samt mellomlagring av materialer.

(8) Forskaling og reisverk skal prosjekteres i henhold til NS-EN 12812.

Forskaling og reisverk: Konstruksjoner som understøtter permanente konstruksjoner midlertidig inntil den permanente konstruksjonen har tilstrekkelig bæreevne.

(9) Det skal gjennomføres kvalitetssikring i henhold til 1.7. Krav til prosjekteringskontroll og utførelseskontroll oppfylles ved å følge bestemmelsene i kapittel 2 og NS-EN 1990 NA (A1.3.1).

Konstruksjoner som ikke omfattes av vegnormal N400 kapittel 2, kan være gjenstand for byggesaksbehandling i kommunen, jf. byggesaksforskriften SAK 10 § 14-2 siste ledd med krav til uavhengig kontroll.

Utførelseskontroll gjennomføres i samarbeid med byggherren og leverandør med kvalifisert kontrollør.

For konstruksjoner med personadkomst kreves det av Arbeidstilsynet særskilt sertifisering for å godkjenne konstruksjonen til bruk, jf. krav til montering og bruk av stillas, som er forankret i forskrift om utførelse av arbeid.

1.2 Grunnlagsmateriale

1.2.1 Grunnlagsmateriale for bruer

(1) Følgende grunnlagsmateriale skal foreligge

- oversiktskart
- detaljkart
- globalt koordinatsystem
- lengde- og tverrprofil av vegtrasé
- lengdeprofil av brutrasé
- dimensjoneringsklasse (veg), trafikkmengder (ÅDT, i begge kjøreretninger) og fartsgrense
- geoteknisk rapport og evt. geologisk rapport
- opplysninger om stedlige forhold som kan ha innflytelse på valg av brutype (beskrivelse av spesielle naturgitte forhold, vernevedtak, kulturminner m.v.)
- tekniske data for eventuelle kabler og ledninger

1.2.2 Tilleggsmateriale for bruer over vassdrag

(1) For bruer over vassdrag skal i tillegg følgende foreligge

- lengde- og tverrprofil av elveløpet
- beskrivelse av elveløpet
- vannføringsberegninger eller vannføringsobservasjoner
- vannets kjemiske innhold dersom dette har betydning for aktuell konstruksjon
- spesielle opplysninger om is og isgang, fiskeaktivitet, samt eventuelle krav til fri åpning for båttrafikk m.m.

1.2.3 Tilleggsmateriale for bruer over fjorder, sund og seilbart område i elver

(1) For bruer over fjorder, sund og seilbart område i elver skal i tillegg følgende foreligge

- krysningsløyve fra Kystverket
- middelvann (MV), høyeste astronomiske tidevann (HAT), laveste astronomiske tidevann (LAT) og andre nødvendige tidevannsdata
- opplysninger om strøm-, vind- og bølgeforhold
- krav til seilåpning, merking av seilløp og opplysninger om skips- og båttrafikk

1.2.4 Tilleggsmateriale for bruer over skinnegående trafikk

(1) For bruer over skinnegående trafikk skal i tillegg følgende foreligge:

- minste fri høyde og bredde, som avtales med respektive myndighet
- informasjon om underliggende spor

1.2.5 Tilleggsmateriale for bruer over veg

(1) For bruer over veg skal i tillegg følgende foreligge

- veglinjenes kryssingspunkt og kryssingsvinkel
- krav til minste fri høyde og bredde
- eventuelle behov for snøopplag, sikring av trafikk på underliggende veg m.v.
- eventuelle planer for framtidig utvidelse av veg

Grunnlaget omfatter alle vegene i kryssingen.

1.2.6 Tilleggsmateriale for eksisterende bruer

(1) For eksisterende bruer, som vil inngå i nye vegprosjekter, skal det foreligge tilstandsrapport, bæreevnevurdering, beskrivelse av funksjon i vegnettet, samt en vurdering av eventuelle oppgraderingsbehov. Se også kapittel 13.

1.3 Dokumentasjon

1.3.1 Generelt

(1) Dokumentasjon skal foreligge elektronisk og være på norsk, dersom ikke annet er avtalt skriftlig med saksbehandler for kontroll og godkjenning i Vegdirektoratet.

Enkelte vedlegg kan leveres på engelsk, for eksempel datablader, utskrift fra analyseverktøy og lignende.

1.3.2 Prosjekteringsgrunnlag

(1) Av prosjekteringsgrunnlaget skal følgende framgå

- prosjekteringsforutsetninger i henhold til 1.1
- grunnlagsmateriale i henhold til 1.2
- forutsetninger for byggemetode og utførelseskontroll
- beskrivelse av konstruksjon og fundamentering
- konstruksjonsmaterialer og materialparametere
- lastforutsetninger og øvrige forutsetninger for konstruksjonsberegningene
- eventuelle godkjente fravik fra vegnormaler

1.3.3 Konstruksjonsberegninger

(1) Beregningsrapporter skal være oversiktlig redigert og tydelig ført, slik at de er enkle å kontrollere for en fagkyndig uten forkunnskaper om prosjektet. Rapporter skal blant annet inneholde innholdsfortegnelse, sammendrag, forutsetninger, antagelser og resultater.

(2) Riktigheten av valg og antagelser skal påvises og dokumenteres enten ved beregninger eller ved henvisning til anerkjent litteratur eller praksis.

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

1.3.4 Bruk av programmer for konstruksjonsanalyser og dimensjonskontroller

(1) Ved bruk av analyseprogram skal viktige forutsetninger ved analysemodellen begrunnes og dokumenteres. Det skal forklares at valgt analyseprogram og valgte elementtyper gir relevante og riktige resultater.

Forutsetninger i analyseprogrammet, valgte elementtyper og selve analysemodellen dokumenteres. Dette gjøres ved å forklare viktige valg og forutsetninger i analyseprogrammet. For noen programmer kan det være relevant å vise inngangsdata-fil eller programgenerert oversikt over inngangsdata med kommentarer i margen. Her er det også naturlig å vise at analyseprogrammet er basert på riktige standarder (Eurokoder) med norske verdier for nasjonalt bestemte parametere.

(2) Mulige kilder til feil og unøyaktighet skal kartlegges, og det skal forklares hvordan det tas hensyn til disse i vurderingen av resultatene.

Konstruksjonsanalyser vil alltid være en idealisering av virkelig konstruksjonsoppførsel. Noen resultater kan være nøyaktige, andre kan være mer omtrentlige. Slike unøyaktigheter kan ivaretas ved å velge resultater til sikker side. I noen tilfeller kan det være godt nok å vise at tilnærminger ikke har vesentlig betydning.

(3) Resultater fra viktige konstruksjonsanalyser skal verifiseres, og som et minimum verifiseres resultatene fra globalmodellen.

Verifikasjon av resultater fra konstruksjonsanalyser kan dokumenteres slik:

(a) Følgende resultater vises for alle vesentlige lasttilfeller som tabell (1) og ved plott påført viktige min-/max-verdier (2-6).

- 1. Lastvirkninger/reaksjonskrefter*
- 2. Forskyvninger*
- 3. Bøyemomenter*
- 4. Aksialkrefter*
- 5. Skjærkrefter*
- 6. Torsjonsmomenter*

(b) Viktige/dimensjonerende lastvirkninger kontrolleres ved håndberegning eller andre analyseverktøy.

(c) Resultater (1-6) vises for bruddgrensetilstand.

(d) Viktige/dimensjonerende lastvirkninger i bruddgrensetilstand kontrolleres mot faktoriserede summer av lastvirkninger for lasttilfellene.

Med «vesentlige lasttilfeller» i (a) menes lasttilfeller som inngår i dimensjonerende lastkombinasjoner i bruddgrensetilstand med så store bidrag at de er nødvendige for å kunne verifisere resultatene i (d).

(4) Dersom dimensjonskontroller/kapasitetskontroller er integrert i konstruksjonsanalysen, skal viktige forutsetninger begrunnes og dokumenteres. Det skal forklares at programmodulen gir relevante og riktige resultater.

Forutsetninger i programmodulen kan dokumenteres ved å forklare viktige valg med henvisning til programforutsetningene og prosjekteringsregler. Ved dimensjonskontroller/kapasitetskontroller er det viktig å vise at det er brukt norske verdier for nasjonalt bestemte parametere i Eurokoder, iht. 1.1.2 (1). Her kartlegges

også hvilke spesifikke regler i N400 som eventuelt ikke er ivaretatt av analyseprogrammet, og hvordan disse kontrolleres separat.

(5) Resultater fra viktige dimensjonskontroller/kapasitetskontroller skal verifiseres ved håndberegning eller bruk av annen programvare.

Kontroll av kapasitet for moment/aksialkraft og skjær/torsjon i viktige snitt, samt kapasitet av knutepunkter/D-regioner er et minimum. Verifikasjonen av forhold knyttet til konstruksjonsikkerhet er hovedtemaet, det vil si kapasitet og stabilitet i bruddgrensetilstanden. Verifikasjon av bruksgrensetilstanden kan vies mindre oppmerksomhet.

(6) Viktige trinn i konstruksjonsanalyser og dimensjonskontroller/kapasitetskontroller skal dokumenteres slik at beregningsgangen kan følges.

Konstruksjonsanalyser og dimensjonskontroller/kapasitetskontroller består prinsipielt av følgende trinn

- 1) Inngangsdata/forutsetninger*
- 2) Konstruksjonsanalyser (bestemme lastresultanter)*
- 3) Dimensjonskontroller/kapasitetskontroller (tverrsnittskontroller)*

Dimensjonskontrollene kan være vist som valgte platetykkelser eller valgte armeringsmengder, og analyseprogrammer kan i noen tilfeller legge til rette for at mellomregninger ikke vises. Dette er ikke tilstrekkelig for å kunne følge beregningsgangen.

(7) Resultater fra konstruksjonsanalyser og dimensjoneringskontroller/kapasitetskontroller skal dokumenteres fullstendig, men kortfattet.

Alle beregningsresultater, som brukes i arbeidet, dokumenteres. Svært omfangsrike vedlegg med resultattabeller uten kommentarer har liten verdi. Gode rapporter viser diagrammer og tabeller av de resultatene som brukes – med kommentarer og markeringer og med henvisninger til hvor de brukes.

Symbol for krefter, momenter, spenninger, forskyvninger, tøyninger m.v. fra programutskrifter og plot defineres klart og tydelig sammen med fortegnsregler og enheter.

1.3.5 Arbeidsgrunnlag

(1) Arbeidsgrunnlag skal enten utarbeides tegningsbasert eller modellbasert.

Krav til arbeidsgrunnlag er gitt i 1.4. Ytterligere krav for modellbasert prosjektering er gitt i 1.5.

For modellbaserte prosjekt kan det være behov for enkelte følgedokumenter for spesielle detaljer eller utførelse. Slike følgedokument kan være tegninger. Se også 1.5.4.

Tegninger til bruk på anlegg kan i modellbaserte prosjekt generes fra modellen uten at det er nødvendig å sende disse tegningene til Vegdirektoratet for kontroll og godkjenning.

Det anbefales at tiltak på eksisterende bruer utarbeides i samme format som det opprinnelig ble brukt: det vil si tegningsbasert der det opprinnelig ble anvendt tegninger og modellbasert der det opprinnelig ble anvendt modell.

(2) Oversiktstegning skal utarbeides iht. 1.4.2 uavhengig av om prosjektet utføres tegningsbasert eller modellbasert.

1.4 Arbeidsgrunnlag i prosjekter

1.4.1 Generelt

(1) For tegningsbaserte prosjekt skal tegninger utarbeides ved hjelp av et digitalt tegneverktøy. Utveksling av digital informasjon med øvrige fagområder innen et veg- og bru-prosjekt skal kunne utføres.

(2) For modellbaserte prosjekter skal det utarbeides digitale informasjonsmodeller basert på åpne BIM-standarder og -formater. Modellen skal bygges opp med et objektbasert modelleringsverktøy som benytter objekter med egenskaper og relasjoner.

Det anbefales at modellen leveres som færrest mulig filer til kontroll og godkjenning. Til forvaltningen anbefales det at fagmodell bru leveres som én fil.

(3) Arbeidsgrunnlaget skal leveres på filformater som er godkjent for arkivdokumenter iht. riksarkivarens forskrift.

Filformater som er godkjent for arkivdokumenter angis i Forskrift om utfyllende tekniske og arkivfaglige bestemmelser om behandling av offentlige arkiver (riksarkivarens forskrift), [§ 5-17. Godkjente filformater for arkivdokumenter ved avlevering eller deponering.](#)

For byggherren kan det også være en fordel å ha tilgang til modellen i originalt filformat.

(4) Arbeidsgrunnlaget skal utarbeides i en detaljeringsgrad som sikrer riktig utførelse og som dessuten gir nødvendig dokumentasjon for forvaltning av konstruksjonen.

(5) For tegningsbaserte prosjekt skal tegninger 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.

Dette betyr egne fundamenteringstegninger, egne betongtegninger (form og armering), egne ståltegninger, egne treetegninger, egne steintegninger, egne belegningstegninger og egne utstyrstegninger med innhold som angitt i krav til arbeidsgrunnlag i 1.4.4– 1.4.13.

(6) Eventuelle deler av konstruksjonen, hvor en nøye kontroll av utførelsen er spesielt viktig, skal angis slik at krav til kontroll kan innarbeides i kontrollplanene for byggearbeidene.

1.4.2 Oversiktstegning

(1) Oversiktstegning skal inneholde

- tabell med veglinjedata
- oppriss- eller lengdesnittfigur, planfigur på kart og typiske snittfigurer
- koordinatsystem og høydesystem
- merknadsfelt

(2) Profilnummer, profilhøyder, vertikal- og horisontalkurvatur, tverrfall og eventuell breddeutvidelse skal framgå av tabell. Tabellen skal plasseres rett over oppriss-/lengdesnittfigur.

(3) Oppriss- eller lengdesnittfigur skal vise

- konstruksjonstype og fundamentering
- akseplassering
- spennvidder, summen av spennviddene, lengde av bruplate og lengde mellom vingespisser
- overgangsrekkeverk
- lysåpning for kulvert, portaler og rør
- for konstruksjoner over sjøfarvann
 - middelvannstand (MV) og høyeste astronomiske tidevann (HAT)
 - største og minste fri høyde over HAT
 - beliggenhet, fri bredde og fri høyde over HAT for seilløp
- for konstruksjoner over vassdrag
 - strømningsretning
 - dimensjonerende flomnivå og vannhastighet med korresponderende returperiode
 - oppriss av erosjonssikring vises og målsettes
- for konstruksjoner over veg eller bane
 - minste fri høyde mellom underkant konstruksjon og overkant underliggende veg eller skinnegang

(4) Planfigur skal vise

- konstruksjonens plassering i forhold til omgivelsene og nordretning (nordpil)
- akseplassering
- kjørefelt, skuldre, midtdeler, fortau eller gang-/sykkelanlegg, kantdragere og breddeutvidelse, opplagerlinjer for landkar og pilarer med angivelse av skjevhet
- over vassdrag
 - strømrretning og eventuell erosjonsbeskyttelse av skråninger og/eller fundamenter
- over veg eller skinnegående trafikk
 - kryssende veg eller jernbanes senterlinje i forhold til veglinja (profilnummer) med skjevheter og fri avstand fra senterlinje til nærmeste konstruksjonsdel som pilar, landkar etc.

(5) Snittfigur skal vise

- konstruksjonens typiske tverrsnitt med tilhørende konstruksjonshøyder
- flere snitt ved vesentlig forskjellige tverrsnitttyper eller -høyder
- bredde og plassering av kjørefelt, skuldre, midtdeler, fortau eller gang-/sykkelanlegg, breddeutvidelse, rekkverksrom, fri avstand mellom føringer samt totalbredde
- type rekkverk eller andre føringer
- form på typiske pilarer eventuelt med snitt

- inntegnet linje det eventuelt skal kjøres sentrisk om

(6) Merknadsfeltet skal inneholde

- årstall for overtakelse av byggverket
- dimensjoneringsklasse, ÅDT og fartsgrense
- trafikkmengde for gang- og sykkelveger
- fartsgrense for skinnegående trafikk
- konstruksjonstype
- nøyaktighetsklasser og utførelsesklasser
- henvisning til aktuelle vegnormaler (med årstall for vegnormalens ikrafttredelse)
- eventuelle godkjente fravik fra normalene, med saks- og dokumentnummer, samt utsteder
- lastdata
 - forskriftlast med eventuell spesifisering for å angi del av tverrsnitt som er dimensjonert som vegbru og del av tverrsnitt som er dimensjonert som gang- og sykkelvegbru
 - engangstransport med opplysning om restriksjoner for øvrig trafikk
 - dimensjonerende belegningsvekt eller dimensjonerende overfyllingsvekt og dimensjonerende belegningsvekt for konstruksjoner i fylling
 - påkjøringslaster
 - eventuelt påseilingslast fra skip
 - forutsetninger vedrørende eventuell belastning fra anleggstrafikk på portaler og løsmassetunneler i anleggsfasen og i driftsfasen
 - dimensjonerende nyttelast på konstruksjoner som ikke er prosjektert for ordinære trafikklaster, for eksempel løsmasse tunneler og tilleggskai'er som er sperret av for ordinær trafikk
- informasjon om materialkvaliteter, fundamentering, belegning, rekkverk, lagre og fuger
- saks- og dokumentnummer for eventuelt krysningsløype
- henvisning til modell ved modellbaserte prosjekter

(7) Ved forsterkning/ombygging av eksisterende bruer eller ved endringer i lastbildet skal oversiktstegning ajourføres eller eventuelt tegnes på nytt. Oversiktstegning skal videreføre informasjon om eksisterende bru og samtidig ajourføres slik at utførte tiltak i driftsfasen framgår på en oversiktlig måte. Nye tiltak beskrives konkret med detaljering som for oversiktstegning for ny bru, men begrenset til direkte endringer som følge av tiltaket.

Eldre bruer har i mange tilfeller en ferdigbrute tegning (FBT) som oversiktstegning da det tidligere var et krav at det skulle utarbeides ferdigbrute tegning etter ferdigstilling. Når det finnes en ferdigbrute tegning, er denne å anse som oversiktstegning.

Ved tegning av ny oversiktstegning er det stor risiko for at viktig informasjon forsvinner eller at deler av ny informasjon om eksisterende bru blir misvisende. I slike tilfeller anbefales det at oversiktstegning består av både ny og gammel tegning i to blad med den nyeste først for å ivareta historikken. Dersom nye tiltak kommer til, kan oversiktstegning revideres på nytt på samme vis med tre blad i kronologisk rekkefølge.

En annen variant er å utarbeide ny oversiktstegning med påtegning i eksisterende oversiktstegning sammen med oversiktstegning for selve tiltaket i to blad med revisjon av eksisterende oversiktstegning først.

Endring i lastbildet kan for eksempel komme som følge av at det settes opp midtrekkverk, etableres midtrabatter, gjøres endringer i føringsbredder for vegtrafikk og/eller deler av brutverrsnittet som er forbeholdt

gående/syklende, ny veg eller omlegging av veg over eksisterende løsmassetunnel der det ikke er behov for forsterkning eller ombygging, osv.

1.4.3 Generelle krav til arbeidsgrunnlag

(1) Eventuelle overhøyder skal angis i arbeidsgrunnlaget.

1.4.4 Arbeidsgrunnlag for utførelse av byggearbeidene

(1) Arbeidsgrunnlag skal i nødvendig grad vise byggemåte i samsvar med antatte beregningsforutsetninger for byggefasen. Dette gjelder både ved nye konstruksjoner og tiltak på eksisterende.

(2) Det skal utarbeides en faseplan for alle byggearbeider for å ivareta konstruksjonens bæreevne gjennom hele byggeprosessen. Dette gjelder både ved nye konstruksjoner og tiltak på eksisterende.

1.4.5 Arbeidsgrunnlag for fundamentering

(1) Kravene til hva som skal vises på arbeidsgrunnlag for fundamentering avhenger av fundamenteringsmetoden.

Ved fundamentering på berg

- mål og dybde for utsprengt byggegrop

Ved direkte fundamentering på løsmasser

- utgravingsnivå og -utbredelse av byggegrop
- eventuell frostsikring, erosjonssikring, grunnforsterkning, oppfylling, avretting og komprimering til planlagt fundamentnivå

Ved fundamentering på pelar

- peleplan der pelenes plassering, retning og helning er vist, og hver pel gis et unikt nummer
- detalj som viser overgang mellom pel og berg ved fundamentering til berg
- utforming av overgang i topp pel
- utgravingsnivå og -utbredelse
- eventuell frostsikring, erosjonssikring, grunnforsterkning, oppfylling, avretting og komprimering til planlagt fundamentnivå

For andre spesifikasjoner for pelar som kan være aktuelle for arbeidsgrunnlaget, se 7.5.6- 7.5.11.

(2) Tilbakefylling inntil og over konstruksjonen skal vises i arbeidsgrunnlaget for fundamentering. Nedre avgrensning av fylling inn mot konstruksjon, avgrensning mot forsterkningslag og fylling for veg, samt beskyttelseslag av løsmasser inntil membran skal også framgå.

(3) Utstrekning, tykkelse, massetyper og gradering av erosjonssikring og steinsatte renner skal vises i arbeidsgrunnlaget for fundamentering.

1.4.6 Arbeidsgrunnlag for armert betong

(1) Det skal utarbeides arbeidsgrunnlag for form og armering med nødvendige armeringslister, samt eventuelt arbeidsgrunnlag for spennarmering. Betongspesifikasjon, armeringsoverdekning og

utførelsesklasse skal angis på relevante tegninger eller legges til som objektinformasjon på aktuelt objekt i modell.

Dersom armeringslister kan genereres direkte fra modell, ivaretar dette kravet til armeringslister.

Innhold i arbeidsgrunnlag for spennarmering er beskrevet i Norsk Betongforenings publikasjon nr. 14 Spennarmeringsarbeider.

Anbefalinger om utarbeidelse av arbeidsgrunnlag for armering og armeringslister er beskrevet i Norsk Betongforenings publikasjon nr. 8 Armering – Prosjektering og utførelse.

(2) For tegningsbaserte prosjekt skal formtegningene vise bygningsdelene i plan, oppriss (eventuelt lengdesnitt), tverrsnitt og nødvendige detaljer. Bearbeiding av støpeskjøter og andre detaljer som forutsettes gjennomført ved utførelsen, skal angis og detaljeres. Innstøpningsgods skal angis på formtegnning.

(3) For modellbaserte prosjekt skal bearbeiding av støpeskjøter og andre detaljer som forutsettes gjennomført ved utførelsen angis som objektinformasjon. Innstøpningsgods skal ha korrekt plassering i modellen.

(4) For tegningsbaserte prosjekt skal armering 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. Armering skal detaljeres i større målestokk i områder hvor dette er viktig for å sikre god utførelse, for eksempel i skjøteområder og områder hvor det er stor armeringstetthet. I slike områder skal nøyaktig armeringsplassering og virkelig armeringsdiameter, med nødvendig målsetting, vises. Tegninger skal også vise innstøpningsgods, kabelkanaler, trekkerør og lignende som vanskeliggjør utstøpingen.

(5) For modellbaserte prosjekt skal armering modelleres slik den skal legges ute på plassen. I trange områder, for eksempel ved kabelforankringer, skal armeringsføringen detaljeres med riktig form og størrelse. Armering rundt utsparinger skal detaljeres.

Ved eventuelle kollisjoner er det viktig at det framkommer tydelig hvilke objekter som har prioritet. Dette gjelder for eksempel armeringskollisjoner og kollisjon mellom armering, innstøpningsgods, trekkerør osv.

Det frarådes å forutsette at armering kappes på byggeplass. I de tilfellene der det likevel er nødvendig, er det viktig å angi hvilke stenger som er forutsatt kappet og hvilke kriterier som gjelder for kapping. Dette kan for eksempel være der det kappes for å tilpasse riktig overdekning. Informasjonen angis i merknadene for den aktuelle armeringsposten.

(6) Det skal ikke benyttes matematiske formler for å beskrive armering med variable mål.

Ytterligere informasjon er beskrevet i Norsk Betongforenings publikasjon nr. 8 Armering – Prosjektering og utførelse.

(7) Beliggenheten av hver enkelt spennkabel skal være definert i bruas høyde- og tverretning i hele kabelens lengde. Mål og vinkler/helninger i støpeskjøter og forankringsdetaljer skal også angis.

Innhold i arbeidsgrunnlag for spennarmering er beskrevet i Norsk Betongforenings publikasjon nr. 14 Spennarmeringsarbeider.

(8) Type forskalingshud skal innarbeides på arbeidsgrunnlaget.

1.4.7 Arbeidsgrunnlag for stål

(1) For tegningsbaserte prosjekt skal det utarbeides målsatte arbeidstegninger med nødvendige snitt og detaljer.

(2) Sveiser skal være påført sine respektive dimensjoner og sveise- og bearbeidingsymboler i samsvar med NS-ISO 2553. Viktige sveiser og sveiser med spesiell utforming skal vises i snitt og i målestokk minimum 1:1 på tegning eller modelleres fullt ut i modell. Ved krav til sliping av sveiser skal dette være spesifisert.

(3) For modellbaserte prosjekt skal informasjon vedrørende sveis angis på aktuelle stålobjekter.

Sveiser kan modelleres som egne objekter med tilhørende informasjon der det er hensiktsmessig.

Fuging for sveis er normalt ikke en del av arbeidsgrunnlaget. Dette innarbeides normalt av entreprenør på produksjonsunderlag.

(4) For tegningsbaserte prosjekt skal skruesymbol og fasthetsklasse påføres på de aktuelle tegningene.

(5) For modellbaserte prosjekt skal skruesett modelleres som egne objekter med tilhørende objektinformasjon.

Aktuell objektinformasjon er for eksempel type, dimensjon, korrosjonsbeskyttelse og fasthetsklasse.

Skruesett kan detaljeres fullt ut der det er hensiktsmessig.

(6) Korrosjonsbeskyttelse og farge på siste dekkstrøk skal framgå av arbeidsgrunnlaget. Spesielle utførelser, som for eksempel overgang mot belegning og innstøpt stål, skal detaljeres.

(7) Det skal utarbeides materialliste som inneholder posisjonsnummer, dimensjoner, antall, vekt og stålkvaliteter for samtlige ståldeler.

Dersom materiallister kan genereres direkte fra modell ivaretar dette kravet til materiallister.

1.4.8 Arbeidsgrunnlag for tre

(1) For tegningsbaserte prosjekt skal det utarbeides målsatte arbeidstegninger med nødvendige snitt og detaljer. Forbindelser skal angis med nødvendige mål og dimensjoner. Det skal utarbeides egne tegninger for eventuell kledning, sjalusi, beslag osv.

(2) For modellbaserte prosjekt skal alle elementer av konstruksjonstrevirke og limtre innarbeides med riktig geometri i modellen. Deler som inngår i sammenføyninger og knutepunkter skal modelleres med riktig plassering, se også 1.4.6 (3) og 1.4.6 (5).

Det anbefales at fagmodellen for tre er tilstrekkelig som arbeidsgrunnlag for ferdigstilling av konstruksjonselementet med hensyn til endelig geometri. Med dette menes bearbeiding ved saging/fresing, høvling, hulltaking, uttak av slisser, m.m.

(3) Beslag og konstruktiv beskyttelse skal innarbeides i modellen, og nødvendige detaljer skal framgå av arbeidsgrunnlaget. Kontinuerlige beslag skal ikke deles opp i flere elementer ved bøy/knekk.

Gjentakende detaljer som skruer for montering av den konstruktive beskyttelsen og montering- og skjøting av beslag, kan vises ett sted i modellen eller i følgedokumentasjonen. Beskrivelse av montering og komponenter som inngår i detalj innarbeides som objektinformasjonen på de aktuelle objektene.

(4) Arbeidsgrunnlag for tverrspent dekke skal angi

- beliggenheten av hver enkelt spennenhet i bruas høyde- og tverretning, identifisert ved hjelp av entydig nummerering
- informasjon om størrelsen av maksimal spennkraft før låsing (P_{\max}), full oppspenningskraft etter låsing (P_0) og minste tillatte restspennkraft (P_{\min}) etter forutsatte spennetap, se kapittel 10
- spennkraftens temperaturavhengighet i tabell eller som objektinformasjon
- plassering av skjøter der lamellene buttskjøtes

(5) Det skal utarbeides materialliste som inneholder posisjonsnummer, dimensjoner, antall, vekt og materialkvaliteter, samt overflatebehandling for samtlige ståldeler og impregnering for samtlige tredeler. For tegningsbaserte prosjekt skal materiallista innarbeides på egen tegning.

Dersom materiallister kan genereres direkte fra modell ivaretar dette kravet til materiallister.

1.4.9 Arbeidsgrunnlag for aluminium

(1) For aluminiumkonstruksjoner gjelder samme krav til arbeidsgrunnlag som beskrevet for ståltegninger i 1.4.7.

Det kan være behov for ekstra krav til arbeidsgrunnlag for aluminium.

1.4.10 Arbeidsgrunnlag for konstruksjoner i stein

(1) For bruer og støttekonstruksjoner i stein skal det angis steintype og -størrelse, maksimale fugeåpninger, minimum forband i overlapp og eventuelle krav til synlige flater på stein.

For tegningsbaserte prosjekter av konstruksjoner i stein der steinkonstruksjonen bygges opp samtidig som det fylles tilbake, kan stein- og fundamenteringstegningen slås sammen.

1.4.11 Arbeidsgrunnlag for kunststoff

(1) For fiberarmerte plastkompositter skal arbeidsgrunnlaget beskrive oppbyggingen av kompositten på lag-, laminat- og elementnivå. Krav ved overlapping/skjøt i elementet skal vises på figur eller som objekt og beskrives i henholdsvis merknadsfelt eller som objektinformasjon. Hvert enkelte element ("støp") skal være tydelig markert og produksjonsmetode skal oppgis. Videre bearbeiding av elementer i verksted eller på brustedet skal vises.

Se også 11.3.1

(2) Arbeidsgrunnlaget skal angi aktuelle temperaturgrenser for arbeider på/inntil bruelementet. Forvaltningsinformasjonen skal også angi restriksjoner/begrensninger for drift og vedlikehold av konstruksjonen.

1.4.12 Arbeidsgrunnlag for belegning

(1) Arbeidsgrunnlaget skal vise nødvendige detaljer som overganger, tilslutninger og avslutninger, føringer ved geometrisprang, gjennomføringer, skjøter i hjørner og støpeskjøter osv.

Der membran legges i løsmassen over konstruksjonen som for eksempel ved korrugerte stålrør, kan membranen vises på fundamenteringstegningen i tegningsbaserte prosjekter.

1.4.13 Arbeidsgrunnlag for utstyr

(1) Arbeidsgrunnlaget skal vise avslutninger av rekkverk eller overgangsrekkverk til vegrekkverk. Innfesting av rekkverk og krav til dilatasjonsskjøter skal også framgå.

For modellbaserte prosjekt foretrekkes det at også overgangsrekkverk innarbeides på fagmodellen for brukonstruksjonen, men minstekravet er at brurekkverket modelleres og at overgangsrekkverket vises på oversiktstegningen.

Krav til rekkverk er gitt i vegnormal N101 Trafikksikkert sideterreng og vegsikringsutstyr.

(2) Arbeidsgrunnlaget skal vise plassering og orientering (horisontalt og vertikalt) for lager og fuger for hele konstruksjonen. For tegningsbaserte prosjekt skal dette framgå samlet på egen tegning for hele konstruksjonen. Dersom det er behov for å dele tegningen i én lager- og én fugetegning, skal avhengigheter i bevegelse vises på fugetegningen.

(3) For lager- og fugetyper med dimensjonerende rotasjoner, bevegelser, belastninger og krav til forhåndsinnstilling ved montasje skal gjeldende verdier framgå av tegningen eller som objektinformasjonen i modell. Målsatt plassering av jekkepunkter, samt jekkekraft med og uten trafikklast, skal angis på samme tegning eller modelleres med nøyaktig plassering i modell.

(4) Øvrig arbeidsgrunnlag for utstyr skal vise nødvendige detaljer.

Selve innstøpingsgodset eller hullene i stålkonstruksjonen vises på hhv. betong- og ståltegnningene. På denne måten vil den som utfører arbeidet finne informasjonen på «sin» tegning.

(5) Arbeidsgrunnlaget skal vise trekkerør, jordingsbolter og festepunkter for elektriske anlegg, kabler og væskeførende ledninger samt dimensjoner på kabler og kabelstiger som kommer i kontakt med konstruksjonen.

1.5 Modellbaserte prosjekter

1.5.1 Beskrivelse av modell

(1) For modellbaserte prosjekt skal det utarbeides et dokument med beskrivelse av modellen.

Dokumentet beskriver hvordan fagmodellen er bygd opp og strukturert og gjør det enklere for involverte å få en oversikt over modellens kompleksitet og innhold.

Det anbefales at beskrivelse av modell sees i sammenheng med prosjektets overordnede gjennomføringsplan, hvor det blant annet tenkes gjennom hvordan modellen anvendes på byggeplass.

Det anbefales at beskrivelsen inneholder:

- kort beskrivelse av konstruksjonen
 - hvilken programvare som er brukt
 - hvordan grensesnitt behandles
 - struktur på modellen
 - hvordan status og revisjoner behandles
 - hvordan produktavhengige objekter påvirker tilstøtende objekter, samt hvordan dette modelleres og merkes
 - hvordan modellen kvalitetssikres
-

1.5.2 Generell informasjon i modellen

(1) Generell informasjon om prosjektet og lenker til følgedokumentasjon skal samles på ett sted i modellen, lett tilgjengelig og oversiktlig framstilt.

Det er best erfaringer med å samle generell informasjon om prosjektet i et overordnet informasjonsobjekt. Det anbefales at et slikt overordnet informasjonsobjekt ligger utenfor selve konstruksjonen, godt synlig i modellen. Det overordnede informasjonsobjektet kan for eksempel være nordpila.

Generell prosjektinformasjon omfatter blant annet brunummer, brunavn, prosjektnavn osv.

(2) Informasjonsobjekter skal vises tydelig i modellen uten å være forstyrrende for helheten av modellen.



Eksempel på informasjonsobjekt.

(3) Nordpil og akser skal innarbeides i modellen.

1.5.3 Objektinformasjon

(1) Objektinformasjon skal være logisk, strukturert og enkel å finne fram til.

For å skape en oversiktlig modell anbefales det at informasjonen samles under færrest mulig faner.

Det anbefales at navngiving av faner gjøres med tanke på forvaltning av fagmodellene. Fanenavn som inneholder vegnummer, programnavn eller firmanavn anses ikke å ivareta kravet til logisk objektinformasjon gjennom hele den dimensjonerende brukstiden. Det anbefales å ikke bruke forkortelser ved navngiving av faner.

Det anbefales at objektinformasjonen nummereres.

Informasjonskrav til de ulike objektene i en modell finnes i 1.4.3-1.4.13.

(2) Henvisning til teknisk beskrivelse skal innarbeides på objekter i modellen.

Der retningslinje R761 Prosesskode 1 Standard beskrivelsestekster for vegkontrakter og R762 Prosesskode 2 Standard beskrivelsestekster for bruer og kaier benyttes i prosjektet er det naturlig at gjeldende prosessnummer innarbeides som objektinformasjon.

(3) Objektkode fra objektkodelista [[lenke innarbeides til publisering av vegnormalen](#)] skal innarbeides på objektene i modellen.

Objektkodene er de samme som benyttes i forvaltningssystemet Brutus. Objektkodene vil være nødvendig for overføring av informasjon til forvaltning.

For å lette sortering i modellen anbefales det at objektnavn og objektkode ligger som separat objektinformasjon.

*Det anbefales at brueier/-forvalter i tillegg gjør en vurdering av hvilken informasjon **de** krever, for eksempel med tanke på brueier/-forvalters eget forvaltningssystem.*

1.5.4 Følgedokumentasjon

(1) Behovet for følgedokumentasjon skal minimeres og vurderes i hvert enkelt tilfelle.

Følgedokumentasjon kan være tegninger og utfyllende informasjon vedrørende utførelsen.

(2) Følgedokumentasjon skal ligge relativt til modellen.

Det er viktig at følgedokumentasjonen alltid er tilgjengelig og lagres på samme sted som modellen. Henvisning til andre lagringssteder har svakheter ved at plassering kan endres over tid.

1.5.5 Status og revisjoner

(1) Objekter skal gis status etter hvor i byggeprosessen objektet befinner seg.

Det anbefales at system for status, og eventuell bruk av MMI – Modell Modenhets Indeks, presenteres i beskrivelsen av modellen, se 1.5.1(1).*

Ved bruk av MMI anbefales det at de fleste objektene har MMI 350 ved innsending av materiale til Vegdirektoratets kontroll- og godkjenningsordning.

**Entreprenørforeningen (EBA), Rådgivende Ingeniørers Forening (RIF) og Arkitektbedriftene har utarbeidet en publikasjon som tar for seg bruken av MMI i samferdselsprosjekter. Se nettsidene til RIF for mer informasjon.*

(2) Revisjoner av modellen skal ivaretas. Metode for håndtering av revisjoner skal framgå i beskrivelsen av modellen.

Det kan for eksempel benyttes MMI på objekter og revisjonsbokstav på modellen for å unngå forveksling mellom revisjoner av enkeltobjekter og av modellen som helhet.

1.6 Forvaltningsdokumentasjon

1.6.1 Generelt

(1) Forvaltningsdokumentasjon skal utarbeides og leveres til Statens vegvesen som myndighet og til respektive vegeier/vegforvalter. Dette omfatter dokumentasjon som er nødvendig for forvaltning av konstruksjonen, inkludert ajourførte konstruksjonsberegninger og øvrig prosjekteringsmateriale.

Oversikt over dokumentasjon som skal leveres til Statens vegvesen som myndighet er gitt på Statens vegvesens hjemmeside for bruer: [Bruer | Statens vegvesen](#).

Oversikt over dokumentasjon som skal leveres til vegeier/vegforvalter avtales direkte med vegeier/vegforvalter for respektive bru eller annen bærende konstruksjon.

(2) Oversikt over forvaltningsdokumentasjonen skal samles i standard dokumentliste.

Føringer for utforming av standard dokumentliste er gitt på Statens vegvesens hjemmeside for bruer: [Bruer | Statens vegvesen](#).

1.6.2 Tegninger og modell av ferdig konstruksjon

(1) Når byggearbeidene er avsluttet, skal tegninger/modell, oversiktstegning og dokumentliste ajourføres for endringer som er foretatt i byggefasen og merkes «Som bygd». Videre skal beskrivelse av belegning, utstyr m.v. gjøres entydig med leverandørens typebetegnelser eller produktnavn.

Dersom det benyttes flere modeller i byggefasen, anbefales det at modellene slås sammen slik at det blir levert én «som bygd»-modell. Der det arkiveres «som bygd»-modell, er det viktig at beskrivelsen av modellen følger med.

(2) Innmålinger av peler (plassering, retning, helning og lengde); innmåling av permanent spunt; innmåling av brudekker; og funksjon av trekkerør skal innarbeides på «Som bygd»-dokumentasjonen. Førstegangs innmåling av nivelleringsbolter skal også innarbeides.

1.7 Kvalitetssikring

(1) Den prosjekterende skal etablere et kvalitetssystem i henhold til *NS-EN ISO 9001*. Kvalitetsrevisjoner skal gjennomføres i henhold til *NS-EN ISO 19011*.

Den prosjekterende forstås som den organisasjonsenheten som prosjekterer bru og annen bærende konstruksjon. Begrepet den prosjekterende omfatter også den som utfører bæreevneklassifisering.

Organisasjonsenhet forstås her som f.eks. ansvarlig selskap, gruppe av selskaper, eller andre konstellasjoner som utfører prosjekteringsarbeidet.

(2) Kvalitetssikringen skal være systematisk og den skal dokumenteres. Kvalitetssikringen skal være tilpasset arbeidet med prosjektering av bruer og andre bærende konstruksjoner.

(3) I organisasjonen til den prosjekterende 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

(4) Kvalitetssystemet hos den prosjekterende skal 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
- egenkontroll omfatter alle sider av prosjekteringsoppgaven
- dokumentasjonen er oversiktlig og viser klart grunnlaget for og resultatene av prosjekteringen
- alle avvik fra definerte krav registreres og systematiseres som grunnlag for korrigerende tiltak

(5) Det skal utarbeides en kvalitetsplan for alle prosjekteringsoppdrag. Kvalitetssystemet hos den prosjekterende danner, sammen med oppdragsgivers kvalitetssystem og krav, grunnlaget for kvalitetsplanen for det konkrete bruprosjektet.

(6) Kvalitetsplanen beskriver prosjektering og prosjekteringskontroll, og den gir føringer for utførelseskontrollen. Prosedyrer i kvalitetsplanen skal være iht. NS-EN 1990 nasjonalt tillegg NA.A1.

2 Kontroll og godkjenning

2.1 Omfang

(1) Krav om kontroll og godkjenning gjelder for

- bruer, ferjekaier og andre bærende konstruksjoner på riks- og fylkesveger
- bruer og andre bærende konstruksjoner på kommunal og privat veg over og under riks- og fylkesveger
- bærende konstruksjoner på privat grunn langs riks- og fylkesveg
- forskaling, stillaser, reisverk og andre hjelpekonstruksjoner for utførelsen av byggearbeidet hvis de går over, under eller er plassert så nært inntil offentlig veg at et eventuelt sammenbrudd kan berøre område åpent for alminnelig ferdsel

Punktene ovenfor gjelder både ved bygging av nye bruer og for bruer i driftsfasen hvor tiltak kan endre lastbildet eller påvirke bæreevnen.

Vegdirektoratets kontroll- og godkjenningsordning er hjemlet i forskrift om anlegg av offentlig veg § 3 nr. 2 for riksveg. For fylkesveg er hjemmelsgrunnlaget forskrift om standarder, fravik, kontroll, godkjenning m.m. ved prosjektering, bygging og forvaltning av bru, ferjekai og annen bærende konstruksjon på fylkesveg (bruforskrift for fylkesveg).

Hensikten med kontroll- og godkjenningsordningen er å ivareta sikkerhet og teknisk standard på bruer og andre bærende konstruksjoner på riks- og fylkesvegnettet gjennom uavhengig prosjekteringskontroll. Et viktig aspekt er å ivareta riktig utførelse og nødvendig informasjon til forvaltning for konstruksjonene i vegnettet, slik at trafikken avvikes på en måte som trafikantene og samfunnet til enhver tid er tjent med – uavhengig av vegeier.

Vegdirektoratet vurderer behovet for kontroll og godkjenning av bæreevneklassifisering av bruer i driftsfasen i hvert enkelt tilfelle. Ved behov for kontroll og godkjenning gis det tilbakemelding til oppdragsgiver og utførende om at dokumentasjon av bæreevneklassifisering skal sendes inn som angitt i 2.3.

2.2 Ansvar

Det er byggherrens ansvar å sette av tilstrekkelig tid til kontroll og godkjenning, samt å påse at prosjekteringsmaterialet oversendes til kontroll i Vegdirektoratet, og at teknisk godkjenning/godkjenning av arbeidsgrunnlaget foreligger før byggearbeidene påbegynnes.

Vegdirektoratets kontroll og godkjenning representerer ingen overtagelse av ansvar for eventuelle feil eller mangler som måtte forekomme i prosjekteringsdokumentene.

(1) Opplysninger, som er nødvendige for å vurdere om prosjekteringen utføres i samsvar med de til enhver tid gjeldende bestemmelser, skal framlegges. Dersom opplysningen ikke er fullstendige, skal tilleggsinformasjon, som for eksempel sikkerhetsstudier og konsekvensanalyser, framlegges. Utarbeidelse av denne dokumentasjonen anses som del av prosjekteringsarbeidet.

Byggherren har ansvaret for at tiltak utføres i samsvar med gjeldende lover, forskrifter, arealplaner og annet regelverk. Det omfatter ansvaret for søknader; at det til rett tid foreligger nødvendige tillatelser og godkjenninger fra offentlige myndigheter; og for at prosjektering, utførelse og kontroll av tiltaket gjennomføres i henhold til de krav som regelverk og arealplaner stiller. Når veganlegget omfatter bru og andre bærende

konstruksjoner på riks- og fylkevegnettet, innebærer dette at byggherren følger bestemmelsene om kontroll og godkjenning iht. dette kapitlet.

(2) Eierskap og forvaltningsansvar skal klart framgå av dokumentene som sendes inn til kontroll og godkjenning.

(3) Arbeidsgrunnlaget skal være godkjent av Vegdirektorat før byggearbeidene påbegynnes.

Godkjenning av sikkerhet og teknisk standard for bruer i tilknytning til riks- og fylkesvegnettet gis av Vegdirektoratet på grunnlag av utført kontroll i henhold til 2.4.

2.3 Dokumentasjon

(1) Dokumentasjonen, som oversendes til kontroll, skal være i samsvar med kravene i 1.2-1.6, og den skal være kvalitetssikret i henhold til 1.7.

Prosedyre for bestilling av kontroll, oversendelse av dokumentasjon, samt behandlingstid for kontroll og godkjenning, er gitt på Statens vegvesens nettside for bruer: [Kontroll og godkjenning av bruer, ferjekaier og andre bærende konstruksjoner | Statens vegvesen](#).

2.4 Vegdirektoratets kontrollordning

Kontrollordningen omfatter:

- teknisk kontroll av konsept
- kontroll til teknisk delgodkjenning
- kontroll til teknisk godkjenning

Teknisk kontroll av konseptet er tilgjengelig for prosjektet i planarbeidet og dokumentasjon sendes til Vegdirektoratet før detaljprosjekteringen igangsettes.

Teknisk delgodkjenning benyttes kun i byggherrestyrte utførelsesentrepriser. Teknisk delgodkjenning benyttes i kompliserte prosjekter og i prosjekter med antatt entreprisekostnad over terskelverdi angitt på Statens vegvesens nettsider for bruer. [Kontroll og godkjenning av bruer, ferjekaier og andre bærende konstruksjoner | Statens vegvesen](#)

Kontroll til teknisk godkjenning er kontroll av prosjekteringsmaterialet og er utgangspunkt for godkjenning av arbeidsgrunnlaget.

2.5 Teknisk kontroll av konsept

Hensikten med kontroll av konsept er å kvalitetssikre forarbeidene og prosjekteringsgrunnlaget før detaljprosjekteringen igangsettes. Teknisk kontroll av konsept kan også benyttes til andre formål der det er nødvendig med en vurdering fra Vegdirektoratet.

I enkelte tilfeller kan det av hensyn til sikkerhet og teknisk standard være nødvendig med en utvidet kontroll. Omfang og nivå på kontrollen fastsettes av Vegdirektoratet.

Saksbehandlingen avsluttes med bekreftelse på gjennomført kontroll. Denne bekreftelsen er en del av prosjekteringsgrunnlaget, se 1.3.2. Innspill fra teknisk kontroll av konsept innarbeides før det bestilles kontroll til teknisk godkjenning.

(1) Det skal gjennomføres teknisk kontroll av konseptet dersom prosjekteringen gjelder:

- Konstruksjon med antatt entreprisekostnad over terskelverdi angitt på Statens vegvesens nettsider for bruer. [Kontroll og godkjenning av bruer, ferjekaier og andre bærende konstruksjoner | Statens vegvesen](#)
- Konstruksjoner som ikke inngår i en byggherrestyrt utførelsesentreprise.
- Nytt eller utradisjonelt konsept.
- Der forutsetninger for prosjektering skal avklares med Vegdirektoratet på forhånd.

Ved nytt eller utradisjonelt konsept kan det være behov for at deler av detaljprosjekteringen igangsettes før teknisk kontroll av konsept kan gjennomføres.

Kontrollen utføres av Statens vegvesen eller av rådgivende ingeniører engasjert av Vegdirektoratet.

(2) Vegdirektoratet skal orienteres om prosjektets tidsplan og eventuelle spesielle forhold ved prosjektet. Ut over krav om oversiktstegning i henhold til 1.4.2 kan Vegdirektoratet etterspørre ytterligere informasjon som anses som nødvendig for kontrollen.

2.6 Kontroll og teknisk delgodkjenning

Teknisk delgodkjenning har til hensikt å dokumentere at sikkerhet og teknisk standard er forsvarlig ivaretatt i prosjekteringen før tilbudsutsendelse av entreprisarbeidene.

(1) Teknisk delgodkjenning gis av Vegdirektoratet med saks- og dokumentnummer fra Statens vegvesens arkivsystem.

Kontrollen utføres av Statens vegvesen eller av rådgivende ingeniører engasjert av Vegdirektoratet.

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

2.7 Kontroll til teknisk godkjenning

2.7.1 Generelt

(1) Det skal gjennomføres kontroll av konstruksjoner i henhold til 2.1. Omfang og nivå på kontrollen fastsettes av Vegdirektorat ved bruk av kontrollgrader i henhold til 2.7.2. Kontrollgraden fastsettes av Vegdirektoratet i hvert enkelt tilfelle. Der Vegdirektoratet ser det som nødvendig å gjennomgå forutsetninger i prosjektet, kan det henvises til egen behandling i henhold til 2.5.

(2) Prosjekteringskontrollen skal utføres i et omfang som tar hensyn til konstruksjonens vanskelighetsgrad og den prosjekterendes erfaring med den aktuelle brutypen.

Kontrollen utføres av Statens vegvesen eller av rådgivende ingeniører engasjert av Vegdirektoratet.

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

(3) Ved bruk av forhåndsgodkjente konstruksjonselementer skal de forhåndsgodkjente elementene innarbeides i den øvrige dokumentasjonen og oversendes samlet til prosjekteringskontroll.

Ved bruk av forhåndsgodkjente konstruksjonselementer kan konstruksjonen få differensierte kontrollgrader.

2.7.2 Kontrollgrader

Kontrollgrader er et graderingssystem benyttet av Vegdirektoratet for å fastsette kontrollens omfang og nivå. Kontrollgradene gir en indikasjon på rammebetingelsene for kontrollen, men omfanget og nivået kan påvirkes av kvaliteten på prosjekteringsgrunnlaget som leveres og eventuelt andre forhold av betydning for kontrollen.

Vegdirektoratet er ansvarlig for gjennomføringen og kvaliteten av kontrollen, men kontrollen kan utføres av Statens vegvesen eller av rådgivende ingeniører engasjert av Vegdirektoratet. Ved behov kan derfor Vegdirektoratet supplere kontrollen med egne kommentarer.

Kontrollgrad I - Enkel kontroll:

Kontrollgraden innebærer en gjennomgang av tilsendt materiale der det kontrolleres at arbeidet er utført etter gjeldende bestemmelser og at teknisk standard er ivaretatt. Dersom kontroll etter kontrollgrad I viser at prosjekteringen er mangelfull, vil det være nødvendig å vurdere kontrollens omfang og nivå på nytt.

Denne kontrollgraden benyttes i liten grad, og begrenser seg som oftest til kontroll av standardisert og/eller forhåndsgodkjente elementer i grunnlaget. Kontrollgraden benyttes oftest der konstruksjoner/elementer allerede har gjennomgått en grundig kvalitetssikring.

Kontrollgrad II - Begrenset kontroll:

Kontrollgraden innebærer en gjennomgang av tilsendt materiale der det kontrolleres at arbeidet er utført etter gjeldende bestemmelser, og at teknisk standard er ivaretatt. Kontrollgraden omfatter beregningskontroll av viktige bæreelementer, eller en tilsvarende kontroll med konferering av beregningene. Det gjøres en vurdering av sikkerhet og om nødvendig informasjon til forvaltning av konstruksjonen er innarbeidet.

Denne kontrollgraden benyttes som oftest for enkle konstruksjonstyper, for eksempel tunnelportaler og kulverter, der erfaringsgrunnlaget er bredt og forutsetningene er oversiktlige.

Kontrollgrad III - Normal kontroll:

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 teknisk standard er ivaretatt; og at alle nødvendige beregninger er gjennomført. Det gjøres en vurdering av statisk system og konstruktiv utforming er hensiktsmessig. Det gjøres en vurdering av sikkerhet; det foretas en kapasitetskontroll av kritiske snitt; og det kontrolleres at nødvendig informasjon til forvaltning av konstruksjonen er innarbeidet.

Kontrollgrad IV - Omfattende kontroll:

Kontrollomfanget er som for kontrollgrad III, men i tillegg gjennomføres det en uavhengig kontroll av globalanalyse, bl.a. stabilitet og kapasitet av viktige elementer.

2.8 Teknisk godkjenning

Godkjenning av arbeidsgrunnlag gis når nødvendige beregninger er innsendt og kontrollert, og arbeidsgrunnlaget er utført i samsvar med forutsetningene for godkjenningen.

(1) Godkjenning gis av Vegdirektoratet med saks- og dokumentnummer fra Statens vegvesens arkivsystem. Godkjent arbeidsgrunnlag skal tydelig påføres henvisning til saks- og dokumentnummeret.

*Henvisning til saks- og dokumentnummer fra Statens vegvesens arkivsystem innarbeides i arbeidsgrunnlaget:
- For tegningsbaserte prosjekt gis henvisningen på egen linje i tittelfeltet på tegningene.
- For modeller innarbeides henvisningen lett tilgjengelig i den overordnede informasjonen.*

(2) Ved utsendelse av godkjent arbeidsgrunnlag, samt ved eventuell revisjon av dette, skal det vedlegges en ajourført dokumentliste iht. gjeldende krav for som bygd-dokumentasjon og forvaltningsdokumentasjon.

(3) Ved store eller prinsipielle endringer skal det vurderes om arbeidsgrunnlaget, som omfattes av endringen, skal oversendes Vegdirektoratet for ny godkjenning.

Det er nødvendig at byggherren i det enkelte prosjekt vurderer hva som er store eller prinsipielle endringer. Eksempler, som i de fleste tilfeller vil kreve ny godkjenning, er endringer av fundamentering, brutype, statisk system, spennvidde, brubredde og materialbruk i hovedbæresystemet.

Innarbeidelse av produkter i arbeidsgrunnlaget, etter at produkt er valgt, vil i de fleste tilfeller inngå som en del av ordinær godkjenning, se 12.1.1.

3 Generelle konstruksjonskrav

3.1 Vannhåndtering

(1) Konstruksjonsdeler skal utformes for å sikre god og hensiktsmessig vannavrenning.

(2) Over veg, gang- og sykkelanlegg, skinnegående trafikk, parkeringsarealer eller områder med andre former for aktivitet, skal brudekkets ytterkanter være utformet slik at kontrollert vannavrenning oppnås. Risikoen for at småstein eller andre løse gjenstander på brua vil kunne falle ned på underliggende områder, skal minimeres.

Kravet er utformet slik for også å ivareta for eksempel hengebruer. I de fleste tilfeller vil kravet være ivaretatt ved bruk av kantdrager eller krage.

(3) Ytterkanter skal ha dryppnese.

En mulig løsning for dryppnese er vist på brudetalj. Den beste løsningen er mange ganger å gi hele tverrsnittet «motfall». Dette er spesielt aktuelt for underkant kantdrager.

I kyststrøk vil det være nødvendig med dryppnese også på underkant av kasser, plater, bjelker og lignende.

Kravet gjelder også for permanente konstruksjoner i byggefaser.

(4) Fugerom skal være drenerte.

3.2 Inspeksjon og vedlikehold

(1) Det skal være god tilgjengelighet slik at inspeksjon og vedlikehold vil kunne gjennomføres på en sikker og effektiv måte.

Det er også krav i [FOR-2016-06-03-568 forskrift om sikkerhet, helse og arbeidsmiljø på bygge- eller anleggsplasser \(byggereforskriften\)](#) om å planlegge og prosjektere med tanke på sikkerhet, helse og arbeidsmiljø. Ofte går disse kravene hånd i hånd med krav om god tilgjengelighet. Er det enkelt å bygge, er det ofte også enkelt å inspisere og vedlikeholde.

3.3 Fuger, lagre og ledd

3.3.1 Generelt

(1) Antall fugekonstruksjoner skal minimeres. Videre skal en minimering av antall fuger prioriteres foran en minimering av antall lagre.

A. Generelt

Fugefri løsning anbefales der den er mulig å få til og vil i mange tilfeller være nødvendig for å oppfylle kravet. Fugefrie bruer karakteriseres ved at de er uten fugekonstruksjon, at bruoverbygningen avsluttes direkte mot vegfyllingen, og at belegningen føres kontinuerlig over bruenden. Endeskjørt/tverrbærer og eventuelle

vingemurer er monolittisk forbundet med overbygningen. I tillegg til de vanligste bjelke- og platebruer i betong og stål, vil løsningen også kunne være aktuell for blant annet fagverksbruer og buebruer.

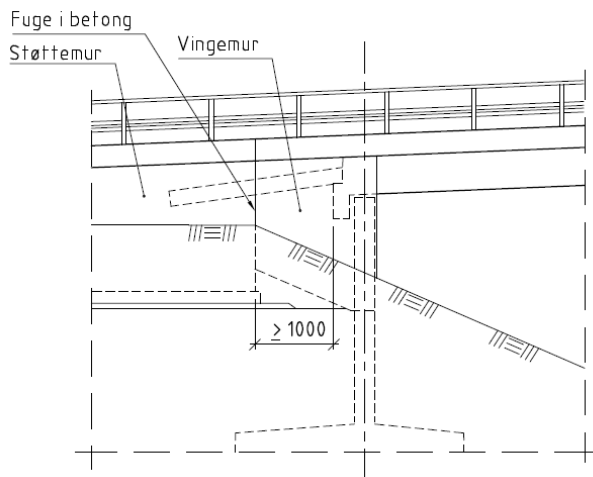
Løsninger der hele vingemuren er monolittisk forbundet med landkaret og endeskjørtet er monolittisk forbundet med bruoverbygningen anses ikke være fugefri. Løsningen er ikke tillatt, se (2).

Fugefri løsning vil kunne benyttes i begge bruender eller som løsning i en ende og med fuge i den andre.

Fugefri løsning vil hindre at vann renner inn i spalter og ned på lageravsatser, og løsningen vil kunne bidra til å ivareta god og hensiktsmessig vannavrenning.

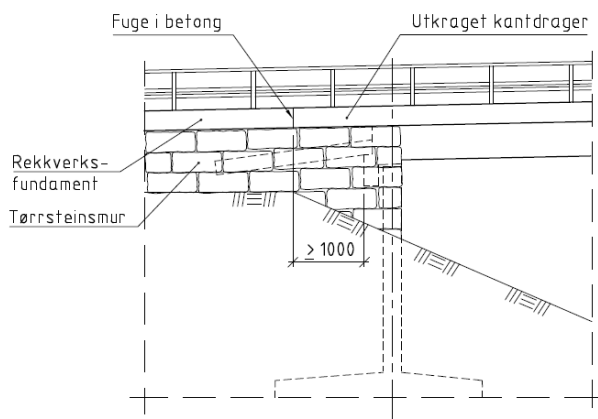
B. Utforming

Dersom det er behov for høye eller lange vingemurer, vil en løsning kunne være at første del av vingemuren er monolittisk forbundet med overbygningen og at andre del er en tradisjonell støttemur på eget fundament eller monolittisk forbundet med landkarfundamentet, se figur 3-1. Mellom første del av vingemuren og støttemuren anbefales det å benytte fuge i betong. Delen som er monolittisk forbundet med overbygningen, anbefales utformet med lengde $\geq 1,0$ meter og i full høyde.



Figur 3-1 Fugefri løsning med overgang til støttemur

Der det benyttes tørrsteinsmur som vingemur, anbefales det at kantdrageren utkrages $\geq 1,0$ meter forbi bakkanten av endeskjørtet og over tørrsteinsmuren før overgang til eget fundament for rekkverk (murkrone). Løsningen vil da kunne regnes som fugefri, se figur 3-2.



Figur 3-2 Konstruksjoner med tørrsteinsmur som vingemur

For de fleste betongbruer, vil det være forholdsvis enkelt å få til fugefri løsning.

For stålbruer med og uten samvirkende bruplate i betong, vil endeskjørt og vingemurer i betong kunne støpes fast i stålet ved at

- endetverrbjelken støpes i betong sammen med endeskjørt, vingemurer og eventuell bruplate i betong
- endeskjørt og vingemurer støpes mot fordybled(e) flens(er) i enden på bjelken(e) og gis monolittisk forbindelse med eventuell bruplate i betong
- endetverrbjelken spennes fast i stålkonstruksjonen og vingemurer støpes fast i endetverrbjelken

Dersom ståltverrsnittet er så slankt at monolittisk forbindelse mellom stål og betong ikke er konstruktivt mulig, vil det være nødvendig å anordne fuge, se 3.4.

Trebruer vil ikke kunne ha fugefri løsning da betong og tre har for store forskjeller i materialegenskaper. Tre anses ikke som et egnet materiale i endeskjørt og vingemurer da det er uheldig å fylle løsmasser inntil trekonstruksjoner. En løsning for trebruer med begrenset lengde er omtalt i 10.7.2.

Bruk av lette masser i en bruende og ikke i den andre frarådes for bruer som er fugefrie i begge ender.

C. Opplagring

Det frarådes løsninger med én forskyvelig og én fastholdt ende for bruer som er fugefrie i begge ender. For ettspenns bruer med fugefri løsning i begge ender, vil det kunne benyttes glidelagre i begge ender.

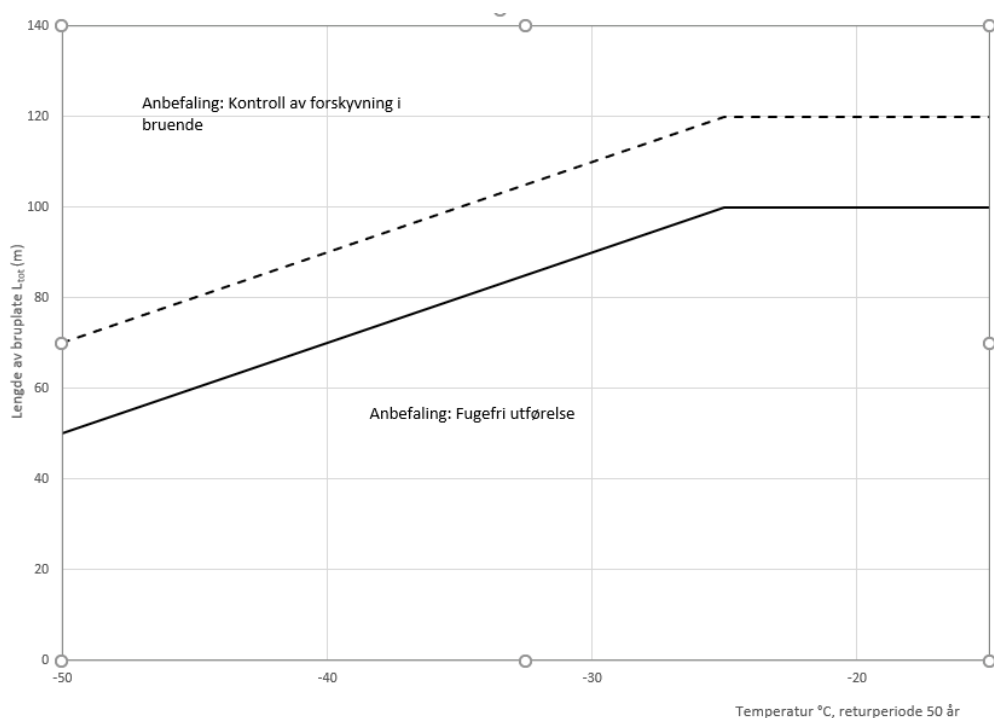
D. Brulengder og anbefalinger om fugefri utførelse

Bruer med totallengde (L_{tot}) opp til heltrukken linje i figur 3-3, anbefales utført fugefritt i begge ender.

Fastholdning forutsettes i området nær brumidtd. Lengdeanbefalingene varierer med minimum temperatur på brustedet, i henhold til NS-EN 1991-1-5:2003+NA:2008, figur NA.A2.

For samvirkebruer settes anbefalingene til total brulengde til $0,7 L_{tot}$. For bruer i andre materialer enn stål og betong, vil grenser for totallengder kunne beregnes/vurderes basert på temperaturutvidelseskoeffisienter og materialets reaksjonsegenskaper på temperaturendringer.

For bruer med fugefri løsning i begge ender med fastholdning i én ende, halveres anbefalingene til maksimal total brulengde (L_{tot}) som angitt over, og i figur 3-3.



Figur 3-3 Anbefalinger til fugefri utførelse og behov for kontroll av forskyvninger

E. Dimensjonering

De horisontale kreftene som påvirker brua i lengderetning, vil kunne opptas

- ved passivt jordtrykk mot endeskjørt
- direkte ned i underbygningen
- ved å utnytte overgangsplatene i kraftopptaket

Krefter i tverretning vil kunne opptas direkte i underbygningen eller ved å utnytte overgangsplatene i kraftopptaket. Kontrollene gjennomføres i bruddgrensetilstand.

For bruer med én forskyvelig og én fastholdt ende er det nødvendig at fastholdt ende, i tillegg til sidekreftene, dimensjoneres i bruddgrensetilstand for fastholdningskreftene i bruas lengderetning. Den forskyvelige enden kontrolleres i bruddgrensetilstand for krefter på tvers, med kraftopptak enten direkte i underbygningen eller ved å utnytte overgangsplatene.

E. Forskyvning av bruende

Det er ikke nødvendig med kontroll av forskyvninger i henhold til H for brulengder opp til den stiplede linjen i figur 3-3 dersom brua ellers er innenfor begrensningene i G. Det påpekes imidlertid at det er nødvendig å regne deformasjoner for å finne økt jordtrykk som følge av konstruksjonens bevegelse mot jord, se D.

Hvis én eller flere av forutsetningene i G ikke er oppfylt, anbefales det at kontroll av forskyvninger gjennomføres i henhold til H.

G. Forenklet kontroll av geometri

For vegbruer med forskyvelig opplagring i begge ender og brulengder opp til stiplede linje i henhold til figur 3-3, er det ikke nødvendig å utføre forskyvningskontroll dersom

- horisontalradius $R_h \geq 300$ m for vegbruer
- skjevhet $< 30^\circ$ i begge bruender
- høyde fra underkant skjørt til underkant plate/bjelke $\leq 3,0$ meter
- forholdet mellom bruendenes gjennomsnittlige skjørthøyde $\leq 1,1$

- forholdet mellom bruendenes skjørtbredde $\leq 1,1$ (målt vinkelrett på bevegelsesretningen)
- lette masser ikke er brukt

For vegbruer med fugefri løsning i begge ender med fastholdning i én ende, gjelder strekpunkt 1 – 3.

For separate gang- og sykkelbruer med forskyvelig opplagring i begge ender gjelder strekpunkt 2 – 6. For separate gang- og sykkelbruer med fugefri løsning i begge ender fastholdt i én ende, gjelder strekpunkt 2 og 3.

H. Forskyvningskontroll

a. Generelt

For fugefrie bruer med total lengde i området over stiplede linje i, eller dersom forutsetninger i G ikke er oppfylt, anbefales det kontroll av forskyvninger av bruenden(e).

Dersom ikke nøyaktigere verdier/beregninger legges til grunn, vil forskyvninger kunne beregnes i henhold til b - d.

b. Forskyvninger på grunn av temperatur

Forskyvninger (d_{temp}) i lengderetning anbefales kontrollert for temperaturvariasjoner alene med lastfaktor 1,0. Ved kontroll av bruendens bevegelse i lengderetning, vil temperaturen på brustedet med returperiode på 5 år kunne legges til grunn for ukevariasjoner, se NS-EN 1991-1-5:2003+NA:2008, punkt A.2.

c. Forskyvninger på grunn av trafikklast

Både fastholdte og forskyvelige bruer anbefales kontrollert for trafikklast alene, med lastfaktor 0,7. Trafikklasten vil kunne plasseres slik at rotasjon φ ved bruende gir maksimal teoretisk forskyvning, d_{traf} , (sprekk i belegningen) målt vinkelrett på bruende. Rotasjon om teoretisk oppleggsakse og fastholdning ved overgangsplate gir (sprekk i belegningen):

$$d_{traf} = h_s \times \tan \varphi$$

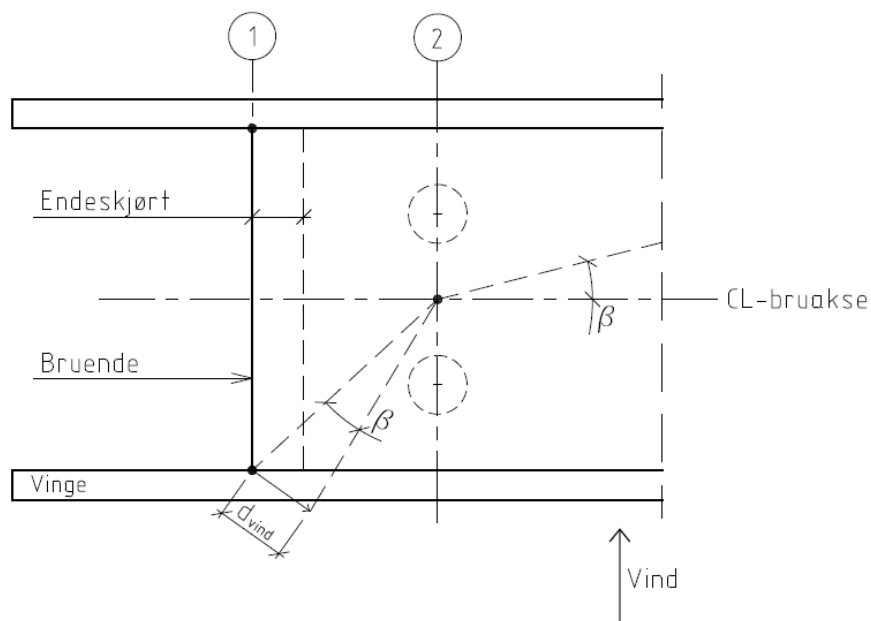
der

h_s – høyden fra underkant overgangsplate ved opplegg målt til overkant belegning

Eventuell komponent av sentrifugal virkning av trafikklasten anbefales inkludert.

d. Forskyvninger på grunn av vind

Rotasjon om vertikal akse (fastlageret) anbefales kontrollert for vindlast alene, med lastfaktor 0,7. Denne gir forskyvninger (d_{vind}) i henhold til figur 3-4. Vindlasten vil ofte kunne neglisjeres.



Figur 3-4 Plan bruende - rotasjon om vertikal akse

I. Kombinasjon av forskyvninger

Dersom det er mulig at flere av forskyvningene opptrer samtidig, vil summen av forskyvninger (d_{komb}) kunne multipliseres med kombinasjonsfaktor 0,7.

J. Anbefalte grenser for forskyvning i bruende

Beregnete horisontale forskyvninger i bruendene (d_{komb}) vil kunne sammenlignes med følgende veiledende verdier for risiko for oppsprekking i belegning:

- $d \leq 25$ mm: Det er lav risiko for oppsprekking. Kjørekomfort er lite påvirket.
- $25 \text{ mm} < d < 50$ mm: Det er stor risiko for oppsprekking. Kjørekomforten er noe redusert. Tiltak for å redusere risiko for oppsprekking vurderes.
- $d > 50$ mm: Det anbefales at løsningen omprosjekteres.

Det anbefales at det gjøres en vurdering av akseptable verdier i det enkelte tilfellet.

(2) Løsninger der hele vingemuren er monolittisk forbundet med landkaret og endeskjørtet er monolittisk forbundet med bruoverbygningen, skal ikke benyttes.

Utgåtte versjoner av tidligere platebrunormaler viser en slik løsning som ikke lengre er tillatt. I praksis medfører løsningen at lekkasjevann vil kunne komme inn på uønskede steder som for eksempel lageravsatser og i ikke-inspiserbare spalter. Vannet vil også gi skjemmende flater på landkaret under spalten i kantdrageren.

(3) Forbindelse mellom over- og underbygning skal utformes monolittisk eller ved bruk av lagre eller ledd.

For fritt opplagte platebruer i betong med spennvidde ≤ 10 meter og oppleggsflate i tilnærmet hele brubredde, vil forbindelsen kunne utføres med stripelagre som for eksempel asfaltmembran uten kleber.

(4) I søyleakser der det vil kunne bli behov for å heve overbygningen, skal det være lagre, se også 7.1.5.

(5) Det skal ikke bygges inn strekkfunksjon i lagre. Negative lagerkrefter skal heller ikke opptas med overlager.

Lagerløft vil kunne unngås ved å øke egenvekten lokalt (ballast), justere lagerplasseringen i aksene eller justere spennvidder. Andre muligheter vil kunne være bruk av ledd, eventuelt kombinert med pendel som også gir forskyvningsmuligheter.

(6) Det skal ikke benyttes glidelagre eller deformasjonslagre på søyler/skiver som er fundamentert på én enkelt pel eller plan pelegruppe. Overgang mellom over- og underbygning skal dimensjoneres for eventuelle påkjøringslaster.

Peler benyttes stort sett der det er dårlige grunnforhold. Det vil da være en risiko for at pelene ikke har tilstrekkelig sidestøtte fra jord som tar opp lagerfriksjonen, og det vil være risiko for permanente deformasjoner blant annet som følge av konsolideringsmekanismer og kryp i grunnen. Det er også en risiko for at jord inntil pelene vil kunne bli fjernet som følge av blant annet erosjon eller vedlikehold.

Å forbinde pelene med en friksjonsplate eller stive de opp mot annet fundament, er en måte å håndtere denne risikoen på.

(7) Det skal ikke benyttes mer enn to vertikallagre per akse for bruer med totalbredde ≤ 15 meter, og deretter maksimalt ett vertikallager ekstra for hver 7,50 meter ekstra brubredde.

Aksene vil kunne suppleres med et tredje lager som kun ivaretar sidestyrings- eller fastholdingsfunksjon.

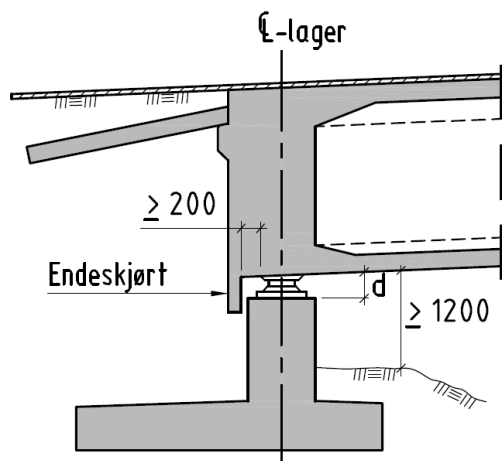
Bruer med 22,5 m brubredde vil således kunne ha maksimalt tre vertikallagre per akse, og bruer med brubredde 30,0 m maksimalt fire.

(8) For prefabrikkerte og plasstøpte betongbjelkebruer med tre eller flere bjelker per spenn, skal bjelkeender støpes monolittisk sammen med tverrbærer slik at to lagre er tilstrekkelig. Samme prinsipp gjelder for stålbjelker, plateelementer i betong og bjelke- eller plateelementer i tre.

Kravet er satt blant annet av hensyn til jekking for utskifting av lagre. Jekking av bruer som er statisk ubestemt i tverretning er utfordrende uten å overbelaste konstruksjonen. Det er også observert at noen lagre skyves ut i bruer med mange lagre i samme akse. Dette vil kunne indikere at det ikke er tilstrekkelig vertikallast på hvert enkelt lager selv om beregninger tilsier at det er slik.

3.3.2 Tilkomst til lagre

(1) For fugefrie bruender skal fri avstand over terreng med hensyn til tilkomst til lagre være ≥ 1200 mm, se figur 3-5. For krav til spalte, d, vises det til (3). Avstand mellom endeskjørt og lager skal være ≥ 200 mm.

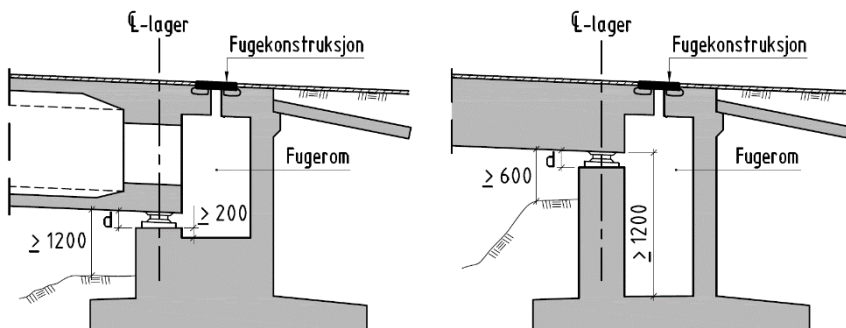


Figur 3-5 Eksempel på tilkomst til lager fra utsiden

For fugefrie bruender vil tilkomst til lagrene kun være fra den ene siden.

(2) For bruende med fugekonstruksjon og fugerom skal fri avstand være ≥ 1200 mm målt fra terreng eller bunn i fugerom avhengig av hvilken side tilkomst er forutsatt fra, se figur 3-6.

Hvis det er tilrettelagt for tilkomst fra fugerommet skal fri avstand over terreng ≥ 600 mm. For krav til spalte (d) vises det til (3). Avstand fra bunn i fugerom til overkant lageravsats skal være ≥ 200 mm.



Figur 3-6 Eksempel på tilkomst til lager tilrettelagt fra henholdsvis utside og fugerom

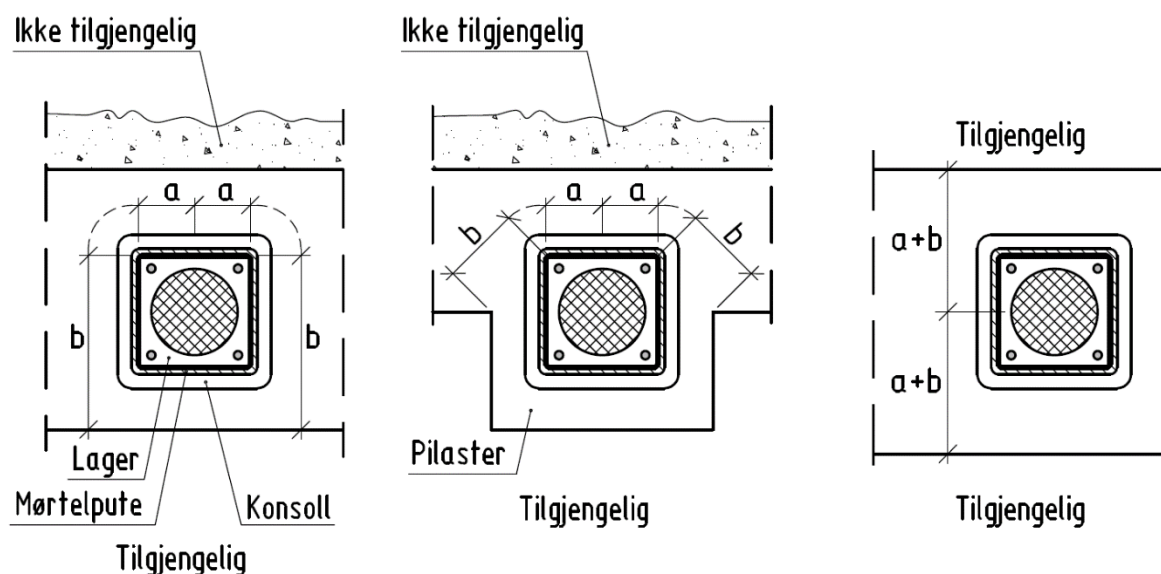
Der høyden er vesentlig større enn minimumskravene, er det krav til gangbaner, se 12.8.2.

For bruer med fuge og fugerom vil tilkomst til lagre i utgangspunktet kunne være fra utsiden eller fra fugerommet. I 12.5.1 er det krav om tetting til hinder for blant annet fugler. Dette vil påvirke hvor det er tilkomst.

(3) For spalte (d) mellom lageravsats og overbygning skal

- $d \geq 200$ mm for $(a + b) \leq 800$ mm
- $d \geq 400$ mm for $800 \text{ mm} < (a + b) \leq 1600$ mm
- $d \geq 600$ mm for $(a + b) > 1600$ mm

Figur 3-7 viser plan av lageravsatser med tilkomst fra én eller flere sider.



Figur 3-7 Plan lageravsatser med tilkomst fra én eller flere sider

Kravene er et kompromiss mellom hensyn til inspeksjon, drift, vedlikehold og estetikk.

3.4 Bruer med fugekonstruksjon

(1) Fugekonstruksjoner skal plasseres ved landkar, med følgende unntak:

- For hengebruer uten opphengte sidespenn skal fuger plasseres ved tårn. Eventuelle viadukter skal da fastholdes ved landkar. Dersom sidespenn er opphengt, skal avstivningsbærer være kontinuerlig ved tårn.
- Krav til fugeplassering på bevegelige bruer finnes i 4.4 og flytebruer og rørbruer finnes i 4.11.

(2) Bruer utformet som bue med kjørebane som strekkbånd skal være uten fuge i kjørebanen ved overgang til eventuelle sidespenn, og skal ikke ha ledd mellom buen og kjørebanen.

Plate- og bjelkebruer med lengde $\leq 300 - 500$ meter og som ikke vil kunne være fugefrie i begge ender, anbefales å ha fugefri løsning og fastpunkt i den ene enden og fuge i den andre. For fritt frambyggbruer og enkelte buebruer vil det kunne være nødvendig med fuge i hver ende.

(3) For bruer med lavbrekk skal fugekonstruksjon plasseres ≥ 10 meter fra lavbrekket. Det skal også kontrolleres at fugekonstruksjonen plasseres så langt fra lavbrekket at høydeforskjellen, målt ved kantdrager, blir $\geq 0,20$ meter.

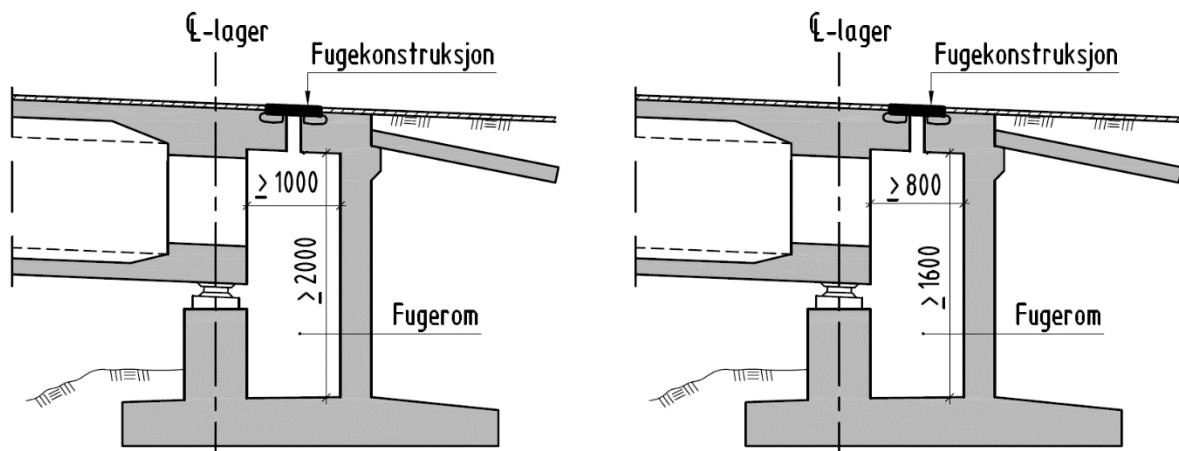
Lavbrekk på bruer frarådes. På grunn av byggetoleranser vil sluk ofte komme et stykke unna det reelle lavbrekket og vanddammer vil oppstå.

Krav til plassering av sluk er gitt i 12.6.3.

(4) Lokale deformasjonsforskjeller i fugekonstruksjon i kjørebanelen, for eksempel mellom overbygning og landkar, skal ikke overstige leverandørens krav og være ≤ 10 mm. For gang- og sykkelanlegg og separate gang- og sykkelbruer skal deformasjonsforskjellene i fugekonstruksjonen være ≤ 7 mm. Eventuelle deformasjoner i lagre skal inkluderes. Kontrollen skal utføres for trafikklast alene, med lastfaktor 0,7.

I enkelte tilfeller vil det kunne være behov for å ta hensyn til pålasting med for eksempel asfalt på brudekket etter at fuga er montert. Dette vil kunne gi vinkelendring i fuga.

(5) Underside fugekonstruksjon skal være tilgjengelig i hele dens lengde. For vegbruer skal fugerommet være $\geq b \times h = 1000 \times 2000$ mm, og for separate gang- og sykkelvegbruer skal fugerommet være $\geq b \times h = 800 \times 1600$ mm, se figur 3-8.



Figur 3-8 Fugerom for vegbruer til venstre og separate gang- og sykkelvegbruer til høyre

For trebruer der belegningen føres kontinuerlig over fuge, er det gitt egne krav i 10.7.2.

Behov for endevegger i fugerommet vurderes i det enkelte tilfellet.

3.5 Deformasjoner og svingninger

(1) Krav i 3.6.2 skal være tilfredsstillt gjennom hele konstruksjonens dimensjonerende brukstid.

(2) Nedbøyning av brukonstruksjonens brubane på grunn av permanente laster, inkludert langtidseffekter, skal kompenseres med overhøyde. Nødvendig overhøyde beregnes i bruksgrensetilstand, kombinasjon *tilnærmet permanent*.

Kombinasjonsfaktoren ψ_2 for variable laster vil kunne settes lik 0 for beregning av overhøyde.

Grenseverdi for nedbøyning som skyldes trafikklast er gitt i NS-EN 1995-2 for trebruer. For betong- og stålbruer er det satt funksjonskrav i NS-EN 1992 og NS-EN 1993. For bruer i andre materialer enn betong, stål og tre, gjøres det separate vurderinger i det enkelte tilfellet. Dersom ikke annet påvises å være riktige, anbefales

det at nedbøyningen begrenses til $\leq L/350$, der L = lengden av det betraktede spenn. Krav til henge- og skråstagbru er gitt i 4.2.

(3) Svingningsømfintlige vegbru skal vurderes med hensyn til slitasje på bevegelige deler og innfestinger.

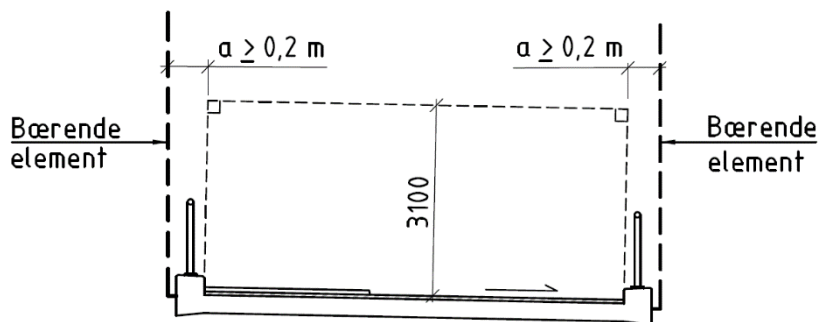
(4) Svingningsømfintlige gang- og sykkelbru skal vurderes med hensyn til trafikantenes komfort.

NS-EN 1990:2002/A1:2005+NA:2010, punkt A2.4.3.2 gir anbefalinger om komfortkriterier for fotgjengere.

3.6 Geometrikrav

3.6.1 Fri bredde

(1) For separate gang- og sykkelvegbru med overliggende bærekonstruksjon skal bredden på det frie rommet mellom rekkverkets føringselement og den overliggende bæringen, være $\geq 0,2$ meter, se figur 3-9.



Figur 3-9 Fri bredde over rekkverk for separat gang- og sykkelvegbru med overliggende bæring

For vegbru er krav til fritt rom gitt i vegnormal N101 Trafikksikkert sideterreng og vegsikringsutstyr (tidligere N101 Rekkverk og vegens sideområder). Kravet er blant annet avhengig av valgt rekkverk med tilhørende inntrengningsbredde (VI). Kravet for vegbru gjelder også der det vil kunne bli aktuelt med framtidig endring av funksjon og for bru med fortau. Det anbefales også å ta hensyn til eventuell framtidig endring av tverrfall.

For bru med gang- og sykkelveg adskilt med kjørestert rekkverk der gang- og sykkel delen er dimensjonert for gang- og sykkelbelastning, vil kravet (1) kunne legges til grunn.

Krav til fri bredde er gitt i vegnormal N100 Veg- og gateutforming. Krav til fri bredde for skinnegående trafikk er en prosjekteringsforutsetning, se 1.2.4.

3.6.2 Fri høyde

(1) For vassdrag skal det være klaring $\geq 0,5$ meter til overbygningen ved dimensjonerende vannføring med returperiode på 200 år. For buede overbygninger skal det vurderes spesielt hvor stor del kravet skal gjelde for.

Krav til beregning av dimensjonerende vannføring, $Q_{dim,T}$, er gitt i vegnormal N200 Vegbygging. $Q_{dim,T}$, inkluderer sikkerhetsfaktor for framtidig klimaendring og usikkerhet ved beregningsmetode.

Klaring $\geq 0,5$ meter er blant annet for å ta høyde for drivende gjenstander i vassdraget.

Klaring mot buede overbygninger er nødvendig å vurdere spesielt. Dersom det er en robust konstruksjon som for eksempel et rør brukt som kulvert, vil kravet gjelde til topp innvendig rør. Dersom det er snakk om en bue-, fagverks- eller sprengverksbru følsom for sidelast, vil det være nødvendig at hele konstruksjonen har klaring $\geq 0,5$ meter.

(2) Minste vertikale klaring over sjø skal være den største av høyeste astronomiske tidevann (HAT) + 2,5 meter og middelvann (MV) + 3,5 meter. Kravet gjelder ikke for ferjekaier.

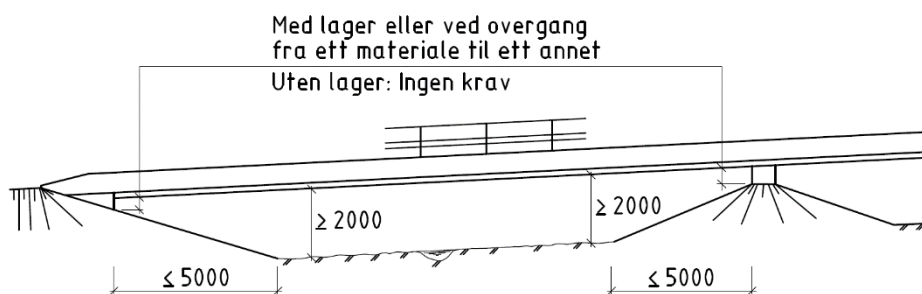
Av hensyn til bestandighet, anbefales det større fri høyde uavhengig av valgt materiale. Konstruksjoner lavt over sjøvann har ofte flere skader enn konstruksjoner som ligger høyere.

Minstekravet er satt blant annet med tanke på sikkerhet for fritidsbåter.

Kystverket gir krav til utforming og standard for ulike typer farled, se 12.7.6.

For ferjekaier er høyden i stor grad er styrt av brukskrav, primært ferjenes høyde og høyde for nødvendig fenderverk.

(3) Fri avstand fra terreng til underkant bru skal være $\geq 2,0$ meter. For krav til fri avstand ved landkar eller søyle med lager eller ved overgang fra et materiale til et annet, skal avstanden være i henhold til 3.3.2, se figur 3-10.



Figur 3-10 Fri høyde målt vertikalt fra terrengnivå til underkant bru

Krav til fri høyde for bruer og andre bærende konstruksjoner over veg, samt bruer med overliggende bæresystem, er gitt i vegnormal N100 Veg og gateutforming. Krav til fri høyde i tunnelportaler er gitt i vegnormal N500 Vegtunneler. Krav til fri høyde gjelder også for fortau og gang- og sykkelanlegg.

Krav til fri høyde for skinnegående trafikk er en prosjekteringsforutsetning, se 1.2.4.

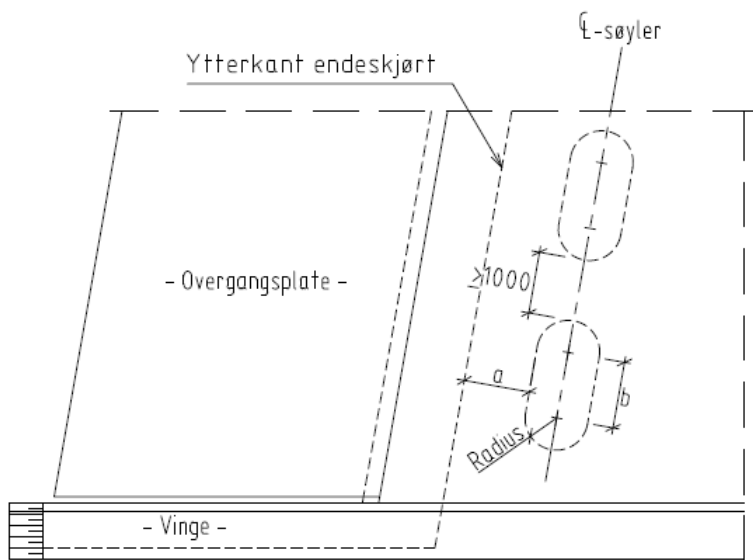
3.6.3 Tilkomst rundt søyler og mellom søyler og vegg

(1) Avstand mellom søyler/veggsøyler i samme akse skal være ≥ 1000 mm, se figur 3-11.

(2) Avstand mellom søyler/veggsøyler og ytterkant endeskjørt er gitt ved a, der:

- For $b \leq 1200$ mm skal $a \geq 600$ mm + $b/2$.
- For $b > 1200$ mm skal $a \geq 1200$ mm.

Mål b bestemmes for den søylen som gir størst verdi.



Figur 3-11 Tilkomst rundt søyler og avlangt søyletverrsnitt

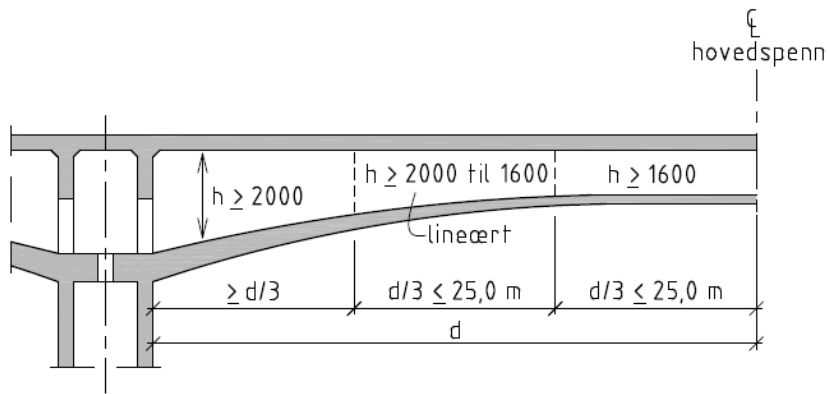
3.7 Geometrikrav til hulrom

3.7.1 Hulrom i tverrsnitt tilgjengelig for inspeksjon

(1) Kassebruer med konstant kassehøyde skal ha en fri avstand $h \geq 2000$ mm mellom overkant kassebunn og underkant bruplate. Fri bredde skal være ≥ 1000 mm.

Det skilles mellom hvorvidt hulrom er tiltenkt å kunne inspiseres fra innsiden eller ikke. For kassetverrsnitt i stål som er prosjertert lufttett etter prinsippene i 9.4.2, stilles det ingen krav til tilkomst for innvendig inspeksjon.

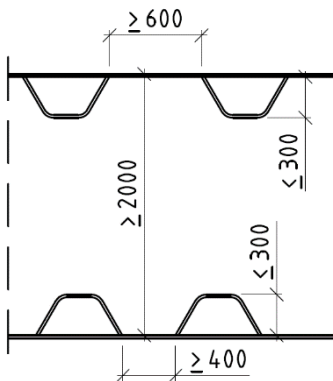
(2) Kassebruer med variabel kassehøyde skal ha fri avstand $h \geq 1600$ mm mellom overkant kassebunn og underkant bruplate, begrenset til den minste av lengdene $d/3$ eller 25,0 meter, se figur 3-12. For det midtre område av lengden d varierer høydekravet lineært fra 1600 til 2000 mm. For det gjenværende området skal $h \geq 2000$ mm. Krav til minimum fri bredde er som angitt i (1).



Figur 3-12 Fri vertikal avstand for kassebruer med variabel høyde.

Det anbefales også å vurdere om krav i henhold til [FOR-2016-06-03-568 forskrift om sikkerhet, helse og arbeidsmiljø på bygge- eller anleggsplasser \(byggherreforskriften\)](#) ivaretas. Det er for eksempel utfordrende å forsikre og rive forsikring eller understøttelser der høyden er 1,6 meter.

(3) Hvis bunnplate og topplate i stålkasser er avstivet med trapesstivere eller lignende med minsteavstander som vist på figur 3-13, gjelder kravet til innvendig høyde fra overkant bunnplate mellom stiverne.



Figur 3-13 Kassetverrsnitt i stål, utsnitt

(4) For rigler og buer med hult tverrsnitt gjelder geometrikrav som angitt i (1) og (2).

(5) Fritt hulrom i søyler og tårn skal være $\geq 1200 \times 1200$ mm. Sirkulære hulrom skal ha diameter ≥ 1400 mm.

3.7.2 Dører, luker og mannhull i tverrsnitt tilgjengelig for inspeksjon

(1) Luker skal ikke plasseres i kjørebane, midtdeler, skulder eller gang- og sykkelareal.

Erfaring tilsier at dette gir både vannlekkasje, dårlig kjørekomfort og lang stengetid ved inspeksjon og vedlikehold.

(2) Bruer med kassetverrsnitt skal ha tilkomst i begge bruender. Bruender med fugekonstruksjon skal ha tilkomst gjennom åpning i endetverrbærer.

Det skilles mellom hvorvidt hulrom er tiltenkt å kunne inspiseres fra innsiden eller ikke. For kassetverrsnitt i stål som er prosjektert lufttett etter prinsippene i 9.4.2, stilles det ingen krav til tilkomst for innvendig inspeksjon.

I fugefrie bruender vil tilkomsten kunne skje gjennom luke i bunnplata.

(3) Hule tårn eller buer skal ha minimum en mulighet for tilkomst og en for evakuering.

Evakueringsmuligheten vil kunne være tårntoppen.

Det anbefales å vurdere tilkomstmulighet i nivå med kjørebanelen der deler av konstruksjonen er over kjørebanelnivå. Tilkomst fra terrengnivå anbefales også vurdert. Av hensyn til inspeksjon er det viktig at inspektørene slipper å bære tungt utstyr unødvendig langt og at de har tilkomst med bil til punktet der det er tilkomst til tårn eller bue. På motorveger er det ikke gitt at tilkomst til tårn fra kjørebanelen er riktig, men på mindre trafikkerte veger anbefales tilkomst til tårn fra kjørebanelen.

(4) Innvendige rom skal prosjekteres med mannhull.

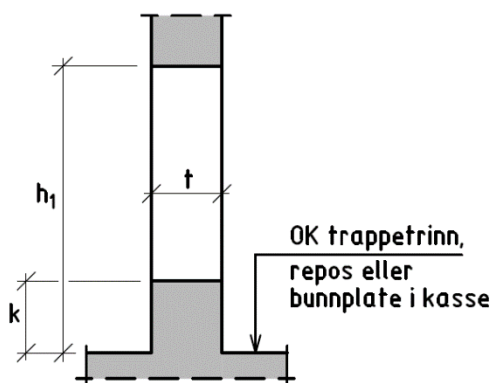
(5) Høyde (h_1) fra overkant bunnplate, oppbygd trappetrinn eller repos til overkant åpning i vertikal flate skal være som angitt i tabell 3-1 og på figur 3-14. Kravet avhenger av konstruksjonsdelens tykkelse (t).

Tabell 3-1 Høydekrav for dører og mannhull i vertikale flater. Mål er i mm.

t	< 1000	1000 < 2000	2000 < 4000	≥ 4000
h_1	≥ 1400	≥ 1600	≥ 1800	≥ 2000

Terskelhøyde (k) målt fra overkant bunnplate, trappetrinn eller repos skal

- for veggtykkelse $t \leq 200$ mm $k \leq 400$ mm
- for veggtykkelse $t > 200$ mm $k \leq 200$ mm



Figur 3-14 Typiske mål for dører og mannhull i vertikale flater.

Kravet er et kompromiss mellom konstruktive hensyn og hensynet til helse, miljø og sikkerhet (HMS) for personell som bygger, inspiserer og vedlikeholder.

(6) Dører skal ha åpning med bredde ≥ 800 mm. Mannhull i vertikale flater skal ha fri bredde ≥ 800 mm.

(7) For tverrskott, tverrbærere osv. oppbygd som fagverk skal mannhullets minstekontur kunne passere gjennom fagverket uten konflikt.

Dette innebærer at det er nødvendig med frie åpninger i fagverket der det ville vært åpninger i en tilsvarende konstruksjon som ikke er fagverk.

(8) Luker og mannhull i horisontale flater skal ha fri åpning $\geq 800 \times 800$ mm, eventuelt $\geq \varnothing 900$ mm.

3.8 Utforming av detaljer

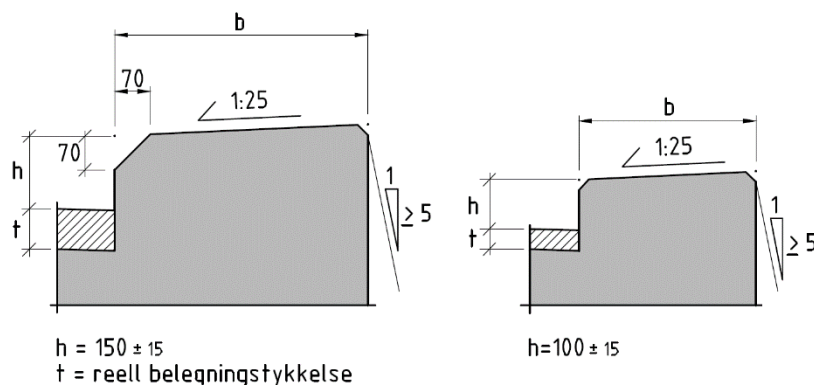
3.8.1 Kantdrager

(1) For bruer med kantdrager gjelder følgende:

- Kantdragerens bredde (b) skal tilpasses valgt rekkverk.
- Kantdragerens høyde (h) over overkant belegning skal være som angitt på figur 3-15. Reell belegningstykkelse (t) legges til grunn.
- Kantdragerens overside skal ha fall på 1:25 inn mot kjørebane, se figur 3-15.
- Hjørnet mot kjørebane skal avfases som angitt på figur 3-15.
- Kantdragerens ytterside skal ikke være slakere enn 5:1, se figur 3-15.

Dette innebærer at endelig bredde på kantdrageren ikke vil kunne bestemmes før rekkverksprodukt er valgt. Før rekkverksprodukt er valgt, anbefales det å velge en bredde som passer til flest mulig rekkverk uten for store endringer.

Med reell belegningstykkelse menes det tykkelsen som virkelig legges på brua. Dimensjonerende belegningsvekt som angitt i 5.2.2 er normalt større enn prosjektert belegningstykkelse angitt i 12.2.1 for å kunne justere reell belegningstykkelse, for eksempel med et avrettingslag. For betongdekker vil det for eksempel være nødvendig å bestemme høyden på kantdrageren etter at brudekket er støpt. Toleransene for brudekker er ofte mer liberale enn for kantdragere.

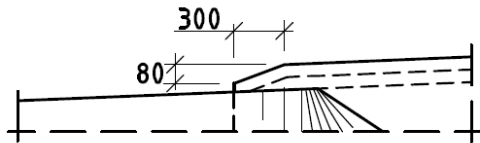


Figur 3-15 Geometrikrav til kantdrager på vegbruer til venstre og separate gang- og sykkelvegbruer til høyre

(2) For kantdragere i stål skal over- og innerside være i rustfri kvalitet i henhold til 9.1.1.

Kantdragere i stål frarådes. Det er satt krav om rustfritt stål fordi brøyteutstyr ellers vil kunne skade overflatebehandlingen. Ved bruk av rustfritt stål vil det måtte påregnes rustreder som følge av brøyteutstyr.

(3) Overkant kantdrager for vegbruer skal avfases 80 mm over en lengde på 300 mm mot enden, se figur 3-16.

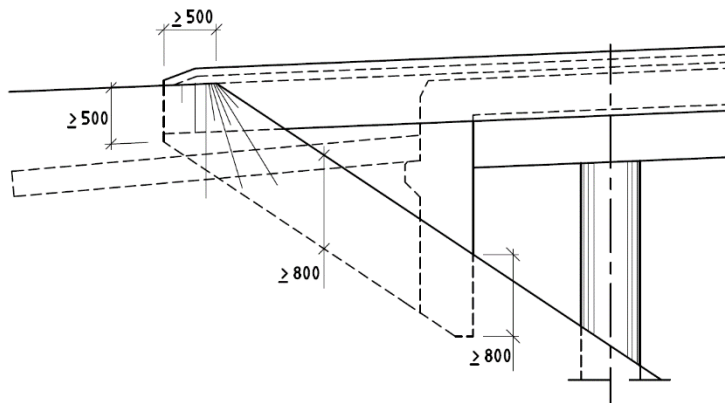


Figur 3-16 Endeavslutning kantdrager for vegbruer

3.8.2 Landkarvinger

(1) For landkarvinger orientert parallelt med kjøreretningen, skal vingearslutningen føres ≥ 500 mm inn i den horisontale delen av fyllingskjeglen. Vingedybden ved avslutningen skal være ≥ 500 mm målt fra overkant slitelag, se figur 3-17.

(2) Endeskjørt på fugefrie bruer og tilsvarende konstruksjonsdel på skivelandkar skal på luftsiden ha dybde ≥ 800 mm under fyllingsnivå. Kravet gjelder også vingene generelt, se figur 3-17.



Figur 3-17 Landkarvinger parallelt med kjøreretning

3.8.3 Overgangsplater

(1) For bruer med landkar samt løsmassetunneler, kulverter osv. med tilnærmet firkanttverrsnitt og trafikk på taket gjelder følgende:

- Når fyllingshøyden (f) inntil bruenden er $> 3,0$ meter skal det brukes overgangsplate, se figur 3-18. For planlagt fartsgrense > 50 km/t skal overgangsplaten ha en lengde $\geq 4,0$ meter målt vinkelrett på oppleggsaksen. For planlagt fartsgrense ≤ 50 km/t, samt gang- og sykkelanlegg, skal lengden være $\geq 3,0$ meter.
- Det kreves ikke overgangsplate når overfyllingshøyden d , fra overkant konstruksjon til underkant slitelag er $> 2,5$ meter ved planlagt fartsgrense > 50 km/t og $> 1,5$ meter ved planlagt fartsgrense ≤ 50 km/t, se figur 3-19.
- Det skal brukes overgangsplate uansett fyllingshøyde hvis fyllingen inntil konstruksjonen er bygd opp av lette masser (ekspandert polystyren, lettklinker osv.)

(2) Fugefrie bruender skal ha overgangsplate uavhengig av fyllingshøyden.

(3) Løsmassetunneler, kulverter og tunnelportaler med trafikk inne i løpet og med hel bunnplate skal ha overgangsplate i bunnplatens ender i henhold til reglene i (1). Høydekravene gjelder fra berg eller setningsfri, fast grunn, se figur 3-18 og figur 3-19.

(4) Ved fuktisolering direkte på konstruksjonen, skal høyden (h) fra overkant overgangsplate til overkant konstruksjon i platens oppleggsakse være $0,2 \text{ meter} \leq h \leq 1,0 \text{ meter}$. Dersom trekkerør for kabler plasseres oppå overgangsplate, gjelder høydekravet $h \geq 0,2 \text{ meter}$ fra overkant trekkerør eller overkant trekkerørbeskyttelse.

For konstruksjoner i fylling med overfyllingshøyde $d \geq 0,2 \text{ m}$, vil overkant overgangsplate kunne ligge i samme nivå som overkant konstruksjon i platens oppleggsakse.

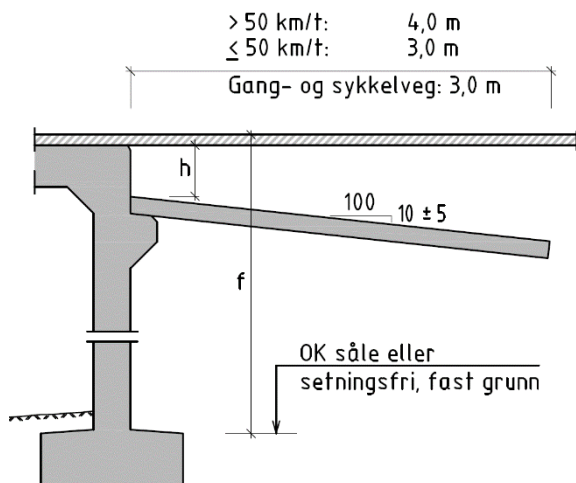
Det kreves ikke overgangsplate for konstruksjoner med sirkulært tverrsnitt.

Trekkerørbeskyttelse vil for eksempel kunne være omstøping av trekkerørene med betong.

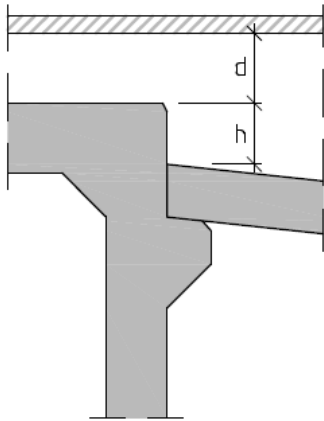
(5) Overgangsplatens utstrekning i vegens tverretning skal være slik at den dekker under skuldrene uten å komme i konflikt med rekkverksstolper, lysmastfundament osv.

For å unngå konflikt vil det kunne være hensiktsmessig å benytte to separate overgangsplater ved bruk av midtdeler eller innerrekkverk.

(6) Overkant overgangsplate skal ha fall på $(10 \pm 5):100$ fra opplegget, se figur 3-18.



Figur 3-18 Overgangsplate for konstruksjon uten overfyllingsmasser med belegning direkte på takplate



Figur 3-19 Overgangsplate for konstruksjon med overfyllingsmasser

Anbefalt løsning for utforming av overgangsplate er vist på brudetalj.

Krav til dimensjonering av overgangsplater er gitt i 8.8.6.

4 Krav til spesielle brutyper

4.1 Fritt frambyggbruer

Avsnittet gir tilleggskrav for brukonstruksjoner utført som fritt frambyggbruer (FFB-bruer). Tilleggskravene gjelder brukonstruksjonens byggetilstand.

4.1.1 Laster

(1) Usymmetrisk egenlast ved tosidig utbygging fra hovedsøyle skal bestemmes i overenstemmelse med forutsatt støperekkefølge.

(2) Der det ved énsidig utbygging fra motvektslandkar benyttes ballast skal vekten av eventuelle ballastmaterialer regnes som egenlast. Egenvekten av ballastmaterialet skal antas lik en konservativt anslått middelvei.

(3) Forskalingsvogn (FFB-vogn) skal regnes som en nyttelast. Materialer og utstyr som lagres på overbygningen skal medregnes som nyttelast.

(4) Det skal regnes med ulykkeslast forårsaket av at en forskalingsvogn 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.

4.1.2 Dimensjonerende lastkombinasjoner for stabilitetskontroll

(1) Ved stabilitetskontroll etter NS-EN 1990:2002/A1:2005+NA:2016, tabell NA.A2.4 (A), skal MERKNAD 1 forstås slik at $\gamma_{G,sup}$ for egenlast velges for den ene kragarmen og $\gamma_{G,inf}$ velges for den andre.

(2) Før eventuelle hjelpesøylar etableres skal søylar og fundamentets kapasitet også kontrolleres for lastkombinasjoner i NS-EN 1990:2002/A1:2005+NA:2016, tabell NA.A2.4 (A), se MERKNAD 2.

4.1.3 Dimensjonerende lastkombinasjoner i bruksgrensetilstand

(1) Følgende kombinasjonsfaktorer gjelder for Laster i byggetilstand, Q_c , i henhold til NS-EN 1990:2002/A1:2005+NA:2016, tabell NA.A2.1:

- $\psi_1 = 1,0$
- $\psi_{1, infq} = 1,0$

Faktorene er aktuelle for bruksgrensetilstanden kombinasjon sjeldent forekommende, for eksempel ved eksentrisitetskontroll av fundamentlaster, og for kombinasjon ofte forekommende, for eksempel ved kontroll betongspenning. Se også NS-EN 1991-1-6:2005 + NA:2008, punkt 3.3 (5).

4.1.4 Overhøyder

(1) Overhøydeberegningene skal baseres på målt E-modul for betongen, og overhøyde skal angis for hver seksjon.

4.1.5 Kontroll av grensebetingelser

(1) Ved énsidig utbygging fra motvektlandkar skal virkninger av mulige endringer i det statiske system vurderes, som for eksempel lagerløft eller store forskyvninger.

4.1.6 Kontroll av strekkspenninger

(1) Strekkspenninger i overbygning og søyle skal ikke overstige betongens dimensjonerende strekkfasthet. Kontrollen utføres i bruksgrensetilstand kombinasjon *ofte forekommende*, og med egenlaster på grunn av usymmetrisk utstøping i overensstemmelse med 4.1.1.

Spenningsene kan beregnes for urisset tverrsnitt (elastisk material)

4.1.7 Kapasitetskontroller

(1) Kapasitetskontroller skal baseres på betongens dimensjonerende fasthet på det tidspunkt lastene påføres konstruksjonen. Strekkøyingene i armeringen skal ikke overskride flytetøyningen, $\epsilon_{sy} = f_{yk}/E_s$. Kravet gjelder ikke for eventuelle dynamiske virkninger av ulykkeslast.

4.1.8 Forutsetninger for utførelse av FFB-etapper

(1) Tosidig utbygging fra hovedsøyle forutsettes utført 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.

4.1.9 Reservekanal

(1) Det skal legges inn minimum to reservekanaler for spennarmering i bruplata. Kanalene (rørene) skal føres fram til siste fri ende med kabeloppspanning, og de skal injiseres selv om de ikke benyttes.

4.1.10 Sammenkobling

(1) Det skal kontrolleres at både brua og vogna har tilstrekkelig kapasitet til å tåle tvangskrefter som kan oppstå ved sammenkoblingen.

Kragarmenes høyde ved sammenkobling vil kunne avvike fra teoretisk plassering.

4.2 Hengebruer og skråstagbruer

I dette avsnittet gis tilleggskrav for prosjektering av hengebruer, skråstagbruer og tilsvarende konstruksjoner. Krav vedrørende prosjektering av kabler og kabelsystemer er gitt i 4.3.

Dimensjonerende verdier for laster på hengebruer med spennvidde > 500 meter kan fastlegges i henhold til NS-EN 1990:2002/A1:2005+NA:2016, tabell NA.A2.4 (B), MERKNAD 4. I ligning 6.10 a) kan da γ_G deles opp i $\gamma_G = 1,15$ som ivaretar usikkerheten i egenlasten og $\gamma_{SD} = 1,05$ som ivaretar usikkerheten i beregningsmodellen.

4.2.1 Generelle konstruksjonskrav

(1) For hengebruer med fritt opplagte bruspenn skal rotasjonsvinkel ved opplegg være $\alpha \leq 1/30$ for bruksgrensetilstand kombinasjon *karakteristisk*.

Nedbøyningskrav for hengebruer med kontinuerlig avstivningsbærer gjennom tårnakser vurderes i hvert enkelt tilfelle.

(2) For hengestenger med fast lengde skal krafta i hengestengene i bruddgrensetilstand gis et tillegg på 10 % for å ivareta lengdeavvik.

4.2.2 Utskifting av skråstag/hengestang

(1) Kabelfestene for skråstag og hengestenger skal utformes slik at det muliggjør utskifting av kabelsystemets enkelte elementer.

(2) Utskiftning av ett skråstag eller ei hengestang skal kontrolleres i brudd- og bruksgrensetilstand. Dersom skråstaget/hengestangen er bygd opp av flere elementer som kan skiftes ut uavhengig av de øvrige, tillates dette tatt hensyn til.

(3) Det skal regnes trafikklast i alle felt unntatt avsperrert areal i forbindelse med utskiftingen. På avsperrert areal skal det regnes med laster fra

- egenlast av stillas, 20 kN, plassert ved stagforankring
- egenlast av mobilkran, 130 kN, betraktet som uavhengig variabel last
- en uavhengig, variabel nyttelast $0,5 \text{ kN/m}^2$ i 3,0 meters bredde innenfor en avstand lik $2 \times$ stagavstanden til begge sider av forankringen til skråstag/hengestang som skal byttes

(4) Dersom det er mulig å benytte et midlertidig avlastningssystem, skal avlastningssystemet dimensjoneres for lasten angitt i 4.2.2 (3).

(5) For betongkonstruksjoner skal armeringsspenningene ikke overstige 300 MPa i bruksgrensetilstand kombinasjon *sjeldent forekommende*.

4.2.3 Brudd i skråstag/hengestang

(1) Plutselig brudd i ett skråstag eller ei hengestang skal kontrolleres som ulykkessituasjon. Dersom skråstag/hengestenger er montert parvis inntil hverandre eller i gruppe, gjelder kravet for samtidig brudd i hele enheten.

4.2.4 Forankring av bærekabler

(1) Kablernes forankringspunkter, K-punktene, skal ligge over mark- og vannivå. Fra K-punktene skal kabelkraften overføres til forankringskonstruksjonen ved hjelp av oppspente og injiserte spennkabler.

Kabelkraften anbefales overført til en forankringskonstruksjon av betong i berg eller jord.

(2) Der spennkablene føres gjennom borhull 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 > 20. Mellomrommene mellom kabel og foringsrør og mellom foringsrør og berg skal injiseres. Injisering skal utføres fra laveste punkt.

(3) Ved kontroll av forankringskapasitet i bruddgrensetilstand skal det kun medregnes bidrag fra friksjonskrefter og gravitasjonskrefter.

Friksjonskoeffisienten for glidning berg mot berg og betong mot berg kan som regel antas lik 1,0.

(4) Forankringskapasiteten F_d bestemmes slik:

$$F_d = (F_g + F_f) / \gamma_m$$

der

F_g er karakteristisk gravitasjonskapasitet

F_f er karakteristisk friksjonskapasitet

γ_m er materialfaktor som ivaretar usikkerhet i karakteristisk bergvolum lik 1,4

4.3 Kabler og kabelsystemer

Dette avsnittet gjelder materialvalg, dimensjonering og konstruktiv utforming av kabler og kabelsystemer brukt som selvstendige konstruksjonselementer, som for eksempel bærekabler for hengebruer, skråstag, hengestenger i buebruer, barduner og forankringssystemer for flyte- og rørbruer. Kravene gjelder ikke spennkabler for betongkonstruksjoner.

4.3.1 Generelle konstruksjonskrav

(1) Trådmaterialet skal ha en nominell strekkfasthet etter forsinking på

- 1570 MPa for lukkede, spiralslåtte kabler
- ≤ 1770 MPa for parallelltrådkabler

Høyere trådfasthet tillates for parallelltrådkabler dersom leverandøren er prekvalifisert i henhold til Statens vegvesens retningslinje R410 Kabler til henge-, skråstag- og buebruer, vedlegg A.

(2) Kabelens geometri i montasjefasen (fritthengende kabel) skal kontrolleres.

(3) Forskyvning av sadler/tårntopp, inkludert alle konstruksjoner som er nødvendig for operasjonen, skal kontrolleres.

(4) Kabler skal utstyres med dempere dersom dette er nødvendig for å unngå uønskede svingninger.

(5) Dersom kablene ikke utstyres med dempere, skal det være mulig å etterinstallere dempere for å unngå uønskede svingninger.

4.3.2 Kabler i hengebruer

(1) Hengestenger skal utføres som lukkede, spiralslåtte kabler.

(2) Bærekabler skal utføres som enkeltkabler eller kabelgrupper med en av følgende løsninger:

- Lukkede, spiralslåtte kabler.
- Parallelltrådkabler i lukket bunt.

(3) Avstanden mellom enkeltkabler i en gruppe skal velges med hensyn til inspeksjon og vedlikehold.

Utstyr som er vanlig å bruke er malingsvott og inspeksjonsspeil. Minstemål for fri avstand mellom enkeltkabler anbefales derfor valgt ≥ 30 mm for kabler i ett lag. For kabler i to lag anbefales avstanden mellom hver enkelt kabel å være ≥ 60 mm. Dersom kabel diameteren er stor, kan nødvendig avstand mellom kablene være enda større. Avstanden mellom kablene vurderes spesielt hvis det planlegges bruk av utstyr som skal krabbe langs kablene (til inspeksjon, tilkomst eller vedlikehold).

Kabelgrupper i mer enn to lag frarådes.

(4) Kabelgrupper skal være utstyrt med tilstrekkelig antall klemmer eller lignende for å hindre at enkeltkabler slår mot hverandre ved vind.

(5) Parallelltrådkabler etableres med parallelle enkelttråder lagt i lukket bunt, levert prefabrikkert eller montert sammen på stedet. Kablene skal bendsles for å sikre tverrsnittsformen. Bendslingen skal utføres slik at den er vanntett og tjener som ekstra korrosjonsbeskyttelse.

Til vikling av parallelltrådkabler anbefales runde tråder med diameter mindre enn 5,5 mm.

4.3.3 Kabler i skråstagbruer

(1) Kabler skal utføres med én av følgende løsninger:

- Lukkede, spiralslåtte kabler.
- Kabler av parallelle tau.
- Kabler av parallelle tråder.

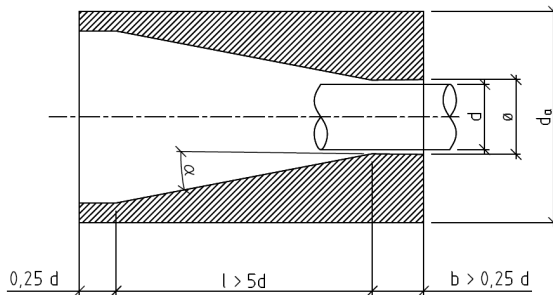
(2) I kabler av parallelle tau skal tauene ha en tettsittende beskyttelseskappe av plast.

(3) Kabler av parallelle tau eller tråder skal ligge i et ytre beskyttelsesrør av stål eller plast. Det ytre beskyttelsesrøret skal injiseres med fett eller det skal etableres avfuktingsanlegg som blåser inn tørr luft. Krav til kontroll av injisering og påfyll av fett skal innarbeides i forvaltningsdokumentasjonen.

Se for eksempel Fib Recommendation bulletin 89: Acceptance of stay cable systems using prestressing steels (2019)

4.3.4 Kabelhoder

(1) Kabelhoder skal ha et konusformet hull for innstøpning av kabelen som vist i figur 4-1. Kabelhodets dimensjoner skal bestemmes på grunnlag av beregninger eller ved hjelp av forsøk.



Figur 4-1: Kabelhode.

Kabelhodets diameter kan bestemmes etter følgende formel:

$$d_a = (0,3 f_{y,D}/f_y + 1,9) d$$

der

- d er kabelens diameter
- $f_{y,D}$ er kabeltrådenes strekkfasthet
- f_y er kabelhodets strekkfasthet

b bør velges noe større (eksempelvis $0,45 d$), og konusens vinkel bør være i intervallet $5^\circ < \alpha < 9^\circ$

Hulldiameteren ϕ kan beregnes etter følgende formel:

$$\phi = k \cdot d + 6 \text{ (mm)}$$

der

- d er kabeldiameter
- k er faktor hvis verdi bør vurderes spesielt, eventuelt i samarbeid med kabelprodusenten

For $d \geq 40 \text{ mm}$ bør $k \geq 1,0$ velges.

(2) Konus, hull og eventuell anleggsflate for mutter skal freses til rent gods. Kabelhoder skal bestilles med nødvendige overmål for slik fresing. Alle kanter på overflaten skal være avrundet.

(3) Følgende mekaniske egenskaper skal tilfredsstilles for materialet i selve kabelhodet:

- Flytegrense $f_y \geq 300 \text{ MPa}$
- Strekkfasthet $450 \text{ MPa} < f_u < 900 \text{ MPa}$
- $f_y/f_u \leq 0,85$ (målte verdier)
- Slagseighet, Charpy-V krav minimum 40 J ved -20°C
- Bruddforlengelse:
 - $A5 \geq 20 \%$ for $f_y \leq 400 \text{ MPa}$
 - $A5 \geq 15 \%$ for $f_y \geq 500 \text{ MPa}$
- Tverrkontraksjon:
 - $Z \geq 40 \%$ for $f_y \leq 400 \text{ MPa}$
 - $Z \geq 30 \%$ for $f_y \geq 500 \text{ MPa}$

Krav for materialene gjelder i alle retninger.

For bruddforlengelse og tverrkontraksjon interpoleres det for mellomliggende verdier.

(4) Kabelhodet skal dimensjoneres for å tåle kabelens bruddlast.

(5) Ved valg av stål kvalitet skal det tas hensyn til avhengigheten mellom stålets mekaniske egenskaper og kabelhodenes godstykkelse. Det skal derfor velges en stål kvalitet som gir godset en tilfredsstillende mikrostruktur også i kabelhodets største dimensjoner.

Spesielt er slagseigheten hos seigherdete stål sterkt avhengig av godsdimensjonene og hvor i tverrsnittet prøvestavene er tatt ut.

(6) Stålet skal være lite ømfintlig for anløpingsprøhet, og det skal opprettholde de mekaniske egenskaper etter varmpåvirkningen ved innstøpingen av kabelen. Det skal ikke velges et stål med så høy strekkfasthet at det er ømfintlig for sprekkdannelse som skyldes spenningskorrosjon ved de aktuelle miljøforhold. Det skal heller ikke velges et stål som er vanskelig å støpe eller reparasjonssveise.

(7) Utstøping av konus med kunststoff skal ikke benyttes på kabler som det er vanskelig å bytte ut, for eksempel bærekabler til hengebruer.

4.3.5 Sadler og hengestangsfester for lukkede, spiralslåtte kabler

(1) Der kablene føres over tårntopp eller kabelpilar skal kabelen legges i en kabelsadel av stål som vist i NS-EN 1993-1-11: 2006, figur 6.1. Kabelen skal legges i et utfrest spor som tilsvarer kabel diameteren med et tillegg på 4 %. Kantene av sporet skal avrundes.

(2) For annen utførelse, for eksempel ved mindre bøyingsradius enn 30 x diameter, skal linjelast mellom kabel og underlag ikke overskride 2,5 kN/mm.

(3) Friksjonskoeffisient mellom kabel og underlag skal settes til 0,1 dersom ikke annen verdi dokumenteres.

(4) Mellom hengestangbøyle (klembøyle) og kabel skal det legges inn 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.

(5) Kabelen skal ikke ri mot skarpe kanter eller bøyes med mindre bøyeradius på noe tidspunkt under montasje.

4.3.6 Sadler og hengestangsfester for paralleltrådkabler

(1) Sadler for paralleltrådkabler kan utføres etter samme prinsipp som vist i NS-EN 1993-1-11: 2006, figur 6.1. Radius for sadel skal være ≥ 30 x diameteren for en delkabel. Sadelen deles inn i vertikale

rom for hver vertikal rekke av delkabler. Skilleplatene mellom de vertikale rommene i sadelen skal låses fast slik at de beholder sin posisjon under kabelmontasjen. Kabelen skal ikke ri mot skarpe kanter.

(2) Friksjonskoeffisient mellom bærekabel og underlag skal settes $\leq 0,15$ dersom ikke annet kan dokumenteres.

(3) Øvre hengestangsfester skal utføres av to halvdeler med innvendig sirkulær form. De to halvdelene skal bindes sammen ved hjelp av skruer (gjengede stag). De to halvdelene av hengestangsfestet 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 kan beregnes på følgende måte:

$$G_{Rd} = \mu (K k_r \alpha_k + U \alpha_u) / \gamma_m$$

der:

G_{Rd}	<i>er dimensjonerende kapasitet mot glidning</i>
K	<i>er samlet klemkraft i skruene (skruene spennes til 80 % av prøvelasten)</i>
k_r	<i>er reduksjonsfaktor på klemkraften fra skruene lik 0,5 (tidstap på grunn av relaksasjon i skruene og ytterligere sammenpakking av kabelen)</i>
α_k	<i>er trykkfordelingsfaktor for klemkraften fra skruene lik 2,8</i>
U	<i>er normalkomponenten til hengestangskraften (settes inn med negativt fortegn når hengestangen festes til nedre del av hengestangsfestet)</i>
α_u	<i>er trykkfordelingsfaktor fra hengestangskraften lik 1,4</i>
μ	<i>er friksjonskoeffisient lik 0,15</i>
γ_m	<i>er sikkerhetsfaktor lik 1,25</i>

For trykkfordelingsfaktorene $\alpha_k = 2,8$ og $\alpha_u = 1,4$ er det antatt at hengestangsfestet omslutter bærekabelen fullstendig. Tallene er en antatt andel av hengestangsfestens indre omkrets som klemkraften kan antas å virke på med full effekt. For hengestangsfester der bærekabelen består av spiralslåtte kabler, kan anleggsflatene være betydelig mindre, og trykkfordelingsfaktorene justeres deretter.

Krav til skruer er gitt i 9.1.2.

4.3.7 Bestandighet

(1) Kabler og kabelsystemers enkelte elementer skal ha korrosjonsbeskyttelse.

(2) Ved kabelsadel og hengestangfester skal alle ståldeler som er i kontakt med kabelen, belegges med minimum 1 000 μm (1 mm) sprøytesink, og alle kanter skal avrundes med radius ≥ 5 mm.

(3) Parallelltrådkabler for hengebruer skal avfuktes ved at tørr luft blåses gjennom kablene. Maksimal avstand mellom innblåsingspunkt og utblåsingspunkt skal ikke overstige 200 meter. For å oppnå tilfredsstillende tetting ved skruene som forbinder de to delene av hengestangsfestet, skal det monteres kopp/hette med gummipakning over skruendene.

Skråstagsbruer med parallelltrådkabler bør avfuktes med tørr luft der det er hensiktsmessig.

4.4 Bevegelige bruer

4.4.1 Generelt

(1) Bevegelige vegbruer skal utformes som klaffe- eller svingbru. Gang- og sykkelbruer tillates også utformet som rulle- eller heisebru.

(2) Kraften til åpning og lukking skal overføres fra elektrisk/hydrauliske aggregater via hydrauliske sylindere eller motorer til det bevegelige spennet. For gang- og sykkelbruer tillates åpning og lukking ved kraft fra elektromotorer kombinert med mekaniske girbokser.

(3) Alle rotasjonslagre for klaff, løftestag, motveksarmer, hydrauliske løftesylindere og lignende skal ha sfærisk utforming slik at tvangskrefter ikke oppstår. Hydrauliske sylindere, aggregater og øvrig utstyr skal være CE-merket.

Hydrauliske sylindere anbefales orientert mest mulig stående. Liggende orientering kan føre til økt slitasje, oljelekkasjer og økt risiko for driftsproblemer.

(4) Avstanden mellom hydraulisk pumpe og hydraulisk sylinder 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 i vannet skal forebygges.

(5) Bevegelige bruer skal ha to åpne fuger. Fugekonstruksjonene skal utformes i henhold til 12.5. Fugene skal kunne justeres i bruas lengderetning for minimalisering av åpning.

(6) Nedbøyningsdifferanse (saksing) vertikalt i fugene skal tilfredsstillende kravene i 3.4 (4).

(7) Overkant gulv i maskinhus som inneholder styringssystemer og/eller hydrauliske drivaggregater, skal ikke ligge lavere enn 0,5 meter over vannstanden for en flom med returperiode 200 år. Kravet gjelder ikke for løftesylindrene, se 4.4.2.

4.4.2 Klaffebruer

(1) Klaffebruer skal være enarmet (kun én klaff per spenn). Klaffen skal være så fortung i den enden som løftes at låsemekanismer er overflødig når brua er åpen for trafikk. Det skal være to oppleggspunkter per klaff med minimums fortunghet på 100 kN per oppleggspunkt ved ubelastet bru. Klaffen skal rotere om to lagre under åpning og lukking.

(2) Åpning i fuge mellom fast del av brua og klaff i rotasjonsenden skal i løpet av løftesekvensen ikke overskride 300 mm målt horisontalt.

(3) Hvis deler av løftesylindrene 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 behov for demontering for vedlikehold, i tilfelle det oppstår lekkasje i rommene. Det skal være tilstrekkelig med normal vask og spyling.

4.4.3 Svingbruer

(1) Svingbruer skal ha én svingemekanisme, men kan ha ett eller to svingespenn. Med ett seilløp skal det benyttes et ensidig svingespenn kombinert med ballast. Med seilløp delt i to fartsretninger tillates tosidig svingespenn.

(2) Opplegg for svingspennets tupp eller tupper skal tilfredsstillende de samme krav som for klaffebruer, se 4.4.2. Hele den svingbare delen skal kunne løftes og frigjøres fra gaffellagringen på sidespennene før svingedelen av svingemekanismen overtar.

(3) Vegens vertikalkurvatur over brua skal være mest mulig horisontal og symmetrisk om toppunkt.

4.5 Skredoverbygg, tunnelportaler og løsmassetunneler

4.5.1 Skredoverbygg

For vurdering av skredfare og behov for skredsikring vises det til vegnormal N200 Vegbygging. Veiledningsstoff finnes i veiledning V138 Veger og snøskred og veiledning V220 Geoteknikk i vegbygging. Skredlaster finnes i 5.11.

(1) Skredhistorikk og skredfare skal kartlegges med hensyn til type skred, frekvens, utbredelse, massetransport og hastighet som grunnlag for utforming og dimensjonering. Skredenes bevegelsesform og strømningsforhold over konstruksjonen skal tas hensyn til. Ledevoller og ledemurer skal utformes slik at skredmassene kanaliseres over sikringstiltaket, og konstruksjonen skal utformes slik at skredene går mest mulig uhindret over konstruksjonen. Større vannmengder skal kanaliseres over overbygget i eget løp. Masser rundt og over skredoverbygget, samt i tilstøtende terreng på oppsiden, skal være slik at nedbør og smeltevann dreneres effektivt.

Skredoverbygg kan utformes med åpen eller lukket yttervegg avhengig av terrengforhold og konstruksjonstype. For å kunne oppta punktlaste fra skredblokker kan det brukes gruspute på taket.

(2) Skredoverbygg skal dimensjoneres for skred med returperiode 100 år. Overfylte skredoverbygg skal analyseres med samvirke mellom jord og skallkonstruksjon.

Følgende effekter skal ivaretas ved analyse og dimensjonering:

- Jordtrykk fra masser på sida eller over konstruksjonen
- Dynamiske krefter i det skredet passerer konstruksjonen
- Sug- og trykkrefter på yttervegger
- Tilleggskrefter på grunn av at skredet forandrer retning ved treff av skredoverbygget
- Akkumulering av skredmasser over konstruksjonen

(3) Ledevoller/murer skal orienteres med vinkel $\leq 10^\circ$ i forhold til forventet skredretning. Skredlastenes vinkel skal tas hensyn til i dimensjoneringen.

4.5.2 Tunnelportaler og løsmassetunneler

Viktige prosjekteringsforutsetninger og krav til tunnelportaler finnes i vegnormal N500 Vegtunneler. Veiledningsstoff finnes i veiledning V220 Geoteknikk i vegbygging og veiledning V520 Tunnelveiledning. Forutsetninger vedrørende eventuell belastning fra anleggstrafikk på portaler og løsmassetunneler i anleggsfasen og i driftsfasen angis i oversiktstegningas merknadsfelt, se 1.4.2 (6).

(1) Forutsetninger vedrørende tilbakefylling inntil portal skal spesifiseres i arbeidsgrunnlaget.

(2) Selv om prosjertert ferdig overfylling er symmetrisk i tunnelens tverretning, skal det for ferdig konstruksjon regnes med en usymmetrisk overfyllingshøyde på ≥ 1 meter målt ved portaltverrsnittets senterlinje ved fundamenter.

(3) Det skal tas hensyn til redusert sideveis stivhet fra løsmasser på portalen på grunn av silotrykk.

(4) Portalen skal avsluttes med en fritt oppstikkende, vertikal krage på minimum 300 mm.

Dersom utsiden av portalens krage følger portal/støttemur med helning inntil 3:1, anses dette som vertikalt.

4.6 Støttekonstruksjoner

(1) For løsmasser under såle skal aktuell friksjonskoeffisient bestemmes som mobilisert andel av dimensjonerende skjærfasthet. Krav til ruhet er gitt i tabell 4-1 nedenfor.

Tabell 4-1: Krav til ruhet ved dimensjonering av støttekonstruksjoner

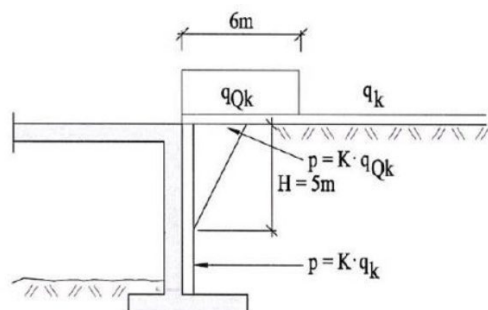
Horisontalt terreng foran støttekonstruksjon		Skrått terreng foran støttekonstruksjon	
Material under såle	Ruhet r_b	Material under såle	Ruhet r_b
Sand, grus og sprengstein	$\leq 0,9$	Grus og sprengstein	$\leq 0,8$
Leire og silt (*)	$\leq 0,8$	Leire, silt og sand (*)	$\leq 0,7$

(*) Det forutsettes at leire/silt er uforstyrret, drenert og ikke frossen, slik at fundamentet ikke kan gli på underlaget.

(2) Forutsetninger vedrørende eventuell anleggstrafikk som kan medføre belastning av konstruksjonen, samt tilbakefylling inntil konstruksjonen, skal spesifiseres i arbeidsgrunnlaget. For støttekonstruksjoner som vil kunne få belastning fra anleggstrafikk i forbindelse med tiltak i driftsfasen, skal forutsetninger vedrørende trafikklaster spesifiseres også i oversiktstegninga.

(3) Ved bestemmelse av lastvirkninger fra trafikklaster på fylling inntil støttekonstruksjoner skal jordtrykk på grunn av boggiekvivalentlast q_{Qk} forutsettes å virke bare ned til 5 meter under terreng. Jevnt fordelt last q_k skal forutsettes å virke over hele konstruksjonshøyden.

Lineær vertikal fordeling av horisontalspenninger skal benyttes dersom fordelingen ikke er nøyaktig bestemt, se figur 4-2.



Figur 4-2: Last på støttekonstruksjon fra boggiekvivalentlast på terreng

Regelen er begrunnet av boggiens begrensede utstrekning i plan. Se også veiledning V220 Geoteknikk i vegbygging.

4.7 Kulverter og rør

Avsnittet gir spesielle regler for kulverter og rør i fylling. Regler i kapittel 9 Stålkonstruksjoner gjelder ikke for korrugerte stålrør. Veiledningsstoff finnes i veiledning V220 Geoteknikk i vegbygging.

4.7.1 Materialer og overflatebehandling

(1) For korrugerte stålrør skal plategodstykkelsen være $\geq 4,0$ mm. Beregnet nødvendig plategodstykkelse skal gis tillegg for å ta hensyn til korrosjon. Ved bestemmelse av reduksjon av ståltykkelse på grunn av korrosjon skal tabell NA.4.1 og NA.4.2 i NS-EN 1993-5:2007/NA:2010 legges til grunn. Slagseighet Charpy-V skal være minimum 27 J ved -20 °C. Korrugerte stålrør skal være varmforsinket i henhold til Klasse B i kapittel 9.2.1 (5). Skruer skal være minimum 8.8-kvalitet, og de skal være varmforsinket.

(2) For stålrør på betongfundamenter skal varmforsinket stål ikke være i kontakt med betongen.

Kontakt kan forebygges med mellomlegg i kunststoff. Innfesting med rustfri skruer kan benyttes, se 8.8.11.

(3) For rør i kunststoff skal det dokumenteres at rørets levetid \geq dimensjonerende brukstid.

4.7.2 Prosjekteringsforutsetninger og konstruksjonsregler

(1) Underlag for rør skal tilpasses rørets nedre del over en bredde tilsvarende rørets diameter i nedre del.

(2) Minste overfyllingshøyde for kulverter og rør beregnet som fleksible konstruksjoner skal være ≥ 500 mm.

(3) Kulverter og rør skal ha vertikal krage med høyde ≥ 300 mm.

Dersom kragens utside følger støttemur med helning inntil 3:1, anses dette som vertikalt.

(4) Rørets ender skal være skrå, med samme helning som vegfyllingen. For plastrør skal tilpassede ender være ferdig produsert i fabrikk, og det tillates ikke bearbeiding av plastrør på stedet.

Kravet stilles for å forebygge utslipp av mikroplast.

(5) Forutsetninger vedrørende eventuell anleggstrafikk som kan medføre belastning av konstruksjonen, samt tilbakefylling og komprimering inntil konstruksjonen, skal spesifiseres i arbeidsgrunnlaget.

Veiledning finnes i veiledning V220 Geoteknikk i vegbygging. Krav til arbeidsgrunnlaget finnes i 1.4.

4.7.3 Analyse og dimensjonering

(1) Korrugerte stålrør og rør i kunststoff skal analyseres og dimensjoneres som fleksible konstruksjoner, og samvirke mellom rør og omkringliggende masser skal ivaretas.

Korrugerte stålrør og rør i kunststoff betraktes som fleksible konstruksjoner, der vertikallaster i hovedsak bæres i omkringliggende masser.

Aktuelle referanser:

- Veiledning V220 Geoteknikk i vegbygging

- Lars Petterson & Håkan Sundquist: Design of soil steel composite bridges (TRITA-BKN, Report 112, 5th Edition 2014, Structural Design and Bridges, KTH, Civil and Architectural Engineering).

Tilpasninger kan være nødvendige der lærebøker eller beregningsveiledninger er basert på andre standarder enn Eurokodene. Dette gjelder for eksempel trafikklaste.

Betydningen av rørets stivhet kan eventuelt reduseres ved å legge et mykt (kompressibelt) materiale over røret. Ekspandert polystyren (EPS) anbefales brukt.

Ved bruk av forenklete beregningsmetoder som omfatter samvirkekonstruksjonen der røret/hvelvet er overfylt, er det viktig å kontrollere stabilitet i ender/vinger. For rør og hvelv med stor diameter kan det være behov for å forsterke rørets ende eller forsterke jord i fylling mot vinge.

Flere punkter i N200, blant annet tekniske krav til rør og rørdeler i plast og krav til største tillatte setninger, er relevante også for rør med større diameter enn 2,5 meter.

4.7.4 Rør for vanngjennomløp

(1) Hele, korrugerte stålrør skal ikke brukes som vanngjennomløp.

(2) Korrugerte stålrør som hvelv på betongfundamenter tillates benyttet forutsatt at beregnet vannstand for 1-års flom ikke er høyere enn overkant fundament.

(3) Korrugerte stålrør skal ikke benyttes i marint miljø.

Regelen gjelder vanngjennomløp for sjøvann og vanngjennomløp for ferskvann i værharde kyststrøk.

(4) Der rør av kunststoff benyttes som vanngjennomløp gjelder kravet om fri høyde over vann i punkt 3.6.2 (1) høyden til innside rør i toppen av røret.

Flere punkter i N200, blant annet tekniske krav til overvannsledninger, spesielle krav til innløp og utløp, tetthet, erosjonssikring, frostsikring, utforming mm, er relevante også for rør med større diameter enn 2,5 meter. For krav til helning for overside fundament vises til 8.8.1 (1).

Der fisk skal vandre gjennom rør finnes spesielle krav til utforming i N200. Se også Statens vegvesen Rapport 459 Frie fiskeveger.

Kulverter med stabil vannføring kan vurderes tilrettelagt for småvilt med en bankett på sida av bekken.

4.8 Ferjekaier

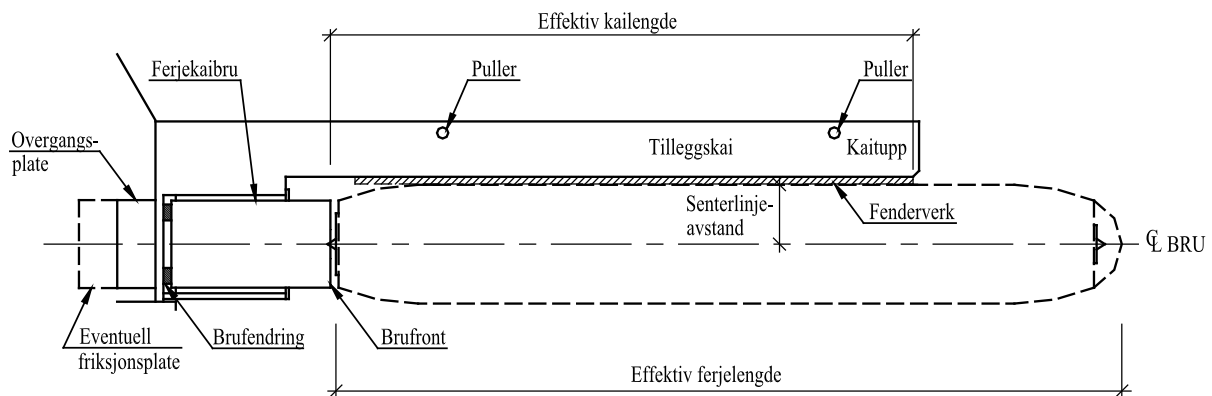
Kapitlet gir regler for prosjektering av ferjekaier. Krav til ferjekaier, generelle geometrikrav og forutsetninger for ferjer som skal trafikker et samband, sikrer samsvar mellom fartøy og konstruksjon og er gjeldende for alle størrelser.

Nye løsninger, for eksempel nye ferjekaibruer eller kaier for nye ferjetyper, sendes inn til kontroll av konsept, se 2.5.

4.8.1 Generelt

(1) Reglene for prosjektering forutsetter at:

- Ferjer som skal trafikker et samband er i henhold til 4.8.2.
- Funksjonskrav til og utforming av tilleggskai og brubås er i henhold til 4.8.3.
- Funksjonskrav til og utforming av ferjekaibru er i henhold til 4.8.4.



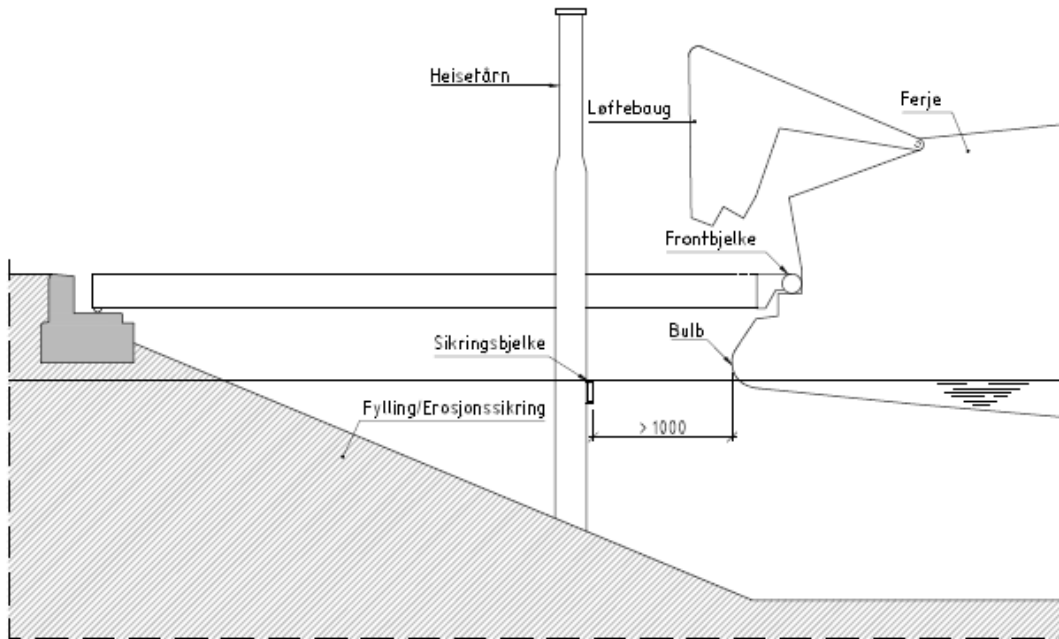
Figur 4-3: Illustrasjon av ferjekai uten landområde

Et ferjeleie består av hovedelementene ferjekai, landområde og havneområde. En ferjekai består av tilleggskai, ferjekaibru, landkar, heisetårnramme og diverse utstyr. Ferjas effektive lengde måles fra recess til ende løftebaug i andre enden. Effektiv kailengde måles fra brufrent til det ytterste støttepunkt (fenderverk) på tilleggskai. Brubås er den del av kaikonstruksjonen som omslutter ferjekaibrua.

4.8.2 Forutsetninger for ferjer som skal trafikker et samband

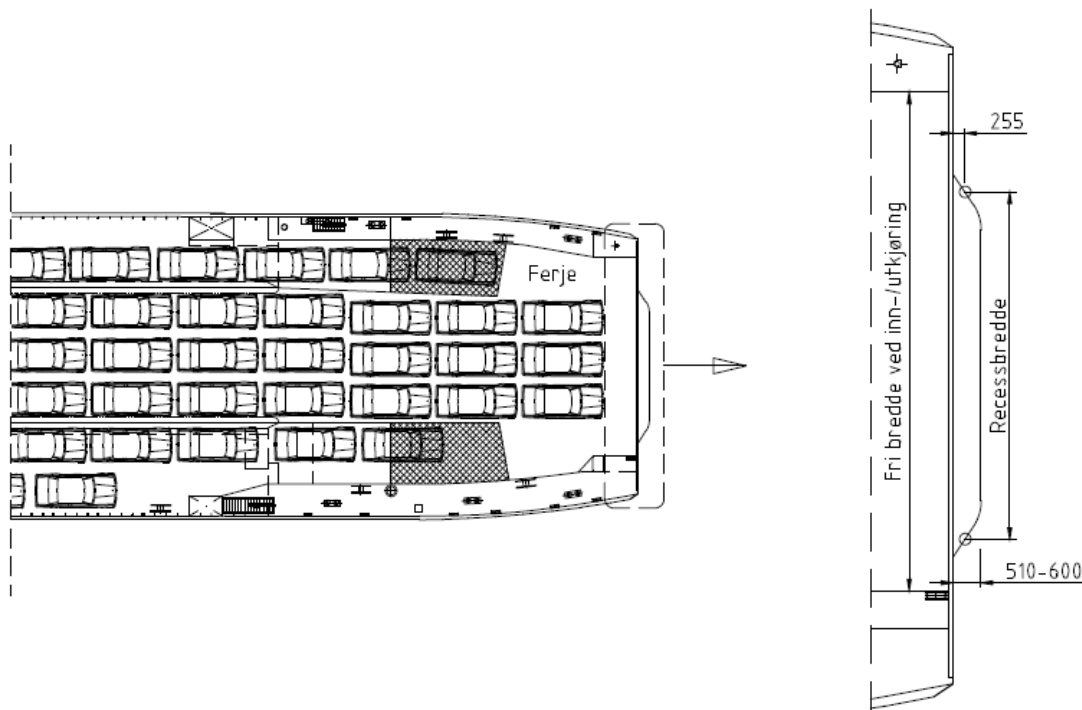
(1) Utformingen av ferjer som skal trafikker et samband skal være tilpasset ferjekaia slik at ingen deler av fartøyet kommer i konflikt med ferjekaia konstruksjoner.

Bulb eller annen innretning utformes slik at den ikke kommer i konflikt med fylling, frontbjelke på ferjekaibrua eller sikringsbjelken på heisetårnramme. Avstanden mellom bulb og sikringsbjelke bør være > 1,0 meter. Ferjas baug utformes slik at den er avrundet og ikke har skarpe hjørner som kan huke tak i utstikkende fenderverk. Løftebaug utformes slik at den ikke tar borti heisetårn i noen stilling.



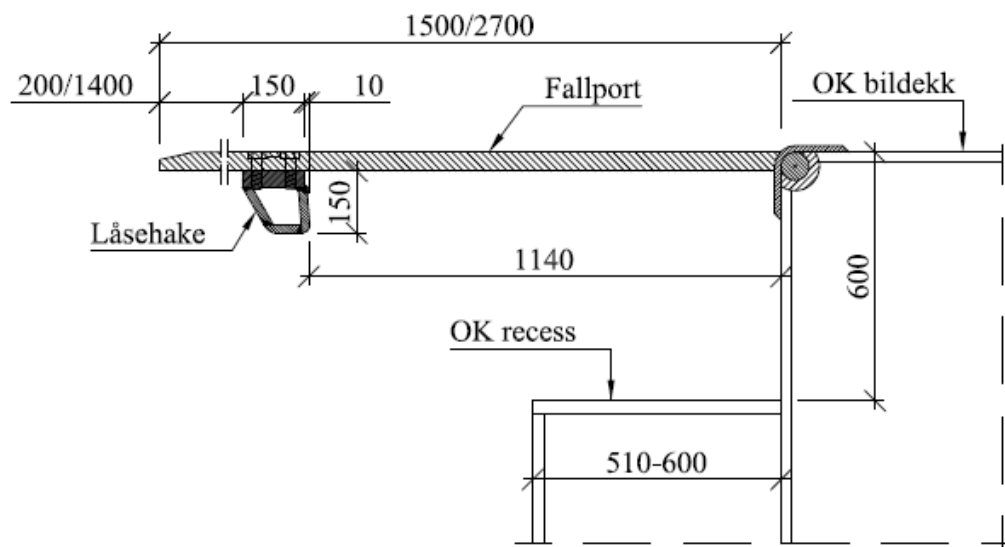
Figur 4-4: Bulb, fylling, frontbjelke og sikringsbjelke på heisetårn

(2) Recessen skal ha en utstrekning i ferjas tverretning som er $\geq 2/3$ av ferjekaibruas bredde. I ferjas lengderetning skal recessen ha en utstrekning som ligger i intervallet 0,51-0,60 meter. Recessen skal ligge $\geq 0,60$ meter under bildekket, se figur 4-5 og figur 4-6.



Figur 4-5: Ferjas recess

Recessbredden måles ved bruopplegg målt 255 mm fra vertikalplate.



Figur 4-6: Snitt av fallport og recess

(3) Det skal monteres låsehake på fallporten som brytes dersom ferja trekker med kraft ≥ 300 kN. Låsehaken skal ikke brukes til fortøyning. Låsehakens plassering og utforming skal være koordinert med tilhørende spalte på brufront. Se figur 4-6.

(4) Lengde på fallport skal være enten 1,5 meter eller 2,7 meter. Det skal velges samme fallportlengde på alle ferjer som trafikkerer samme samband. Fallporten skal være hengslet ved bakkant recess og i høyde med bildekk. Se figur 4-6.

(5) Vertikalavstanden fra vannlinje til overkant av bildekk målt ved enden av bildekk skal være i intervallet 1,70-2,80 meter, ved alle lastsituasjoner.

(6) Ved rulling utover maks vridning på 5° om ferjas lengdeakse skal ferja enten koble seg fra ferjekaibrua eller forlate ferjekaia.

For prosjektering av fenderpanel forutsettes det at fenderlisten er plassert i høyde med bildekk, dersom nøyaktig plassering ikke er gitt. Alle ferjer som trafikkerer et samband, bør ha fenderlist plassert i samme høyde over vannspeilet. Høydeforskjellen mellom laveste og høyeste punkt på fenderlisten bør være minst mulig. Kotehøyder for fenderverk beregnes i henhold til veiledning V431 Ferjekaia – Prosjektering.

Fenderlister bør være kontinuerlige og avsluttes med en avfasing med vinkel $\leq 1:5$. Fenderlisten ansees kontinuerlig dersom den parallelt overlapper hverandre.

4.8.3 Tilleggskai og brubås

(1) Konstruksjonene skal sikre trygge anløp ved normale forhold. Brubåsen omslutter og kobles til ferjekaibrua, og skal underordne seg funksjonskrav til ferjekaibrua.

De styrende geometriske størrelsene er effektiv kailengde, senterlinjeavstand, dybde i brubås og bredde på ferjekaibru.

Tilleggskaia skal:

- virke som støtte for ferja ved anløp til ferjekaibru og være utstyrt med støtabsorberende fendere som sikrer opptak av støtenergi ved normal bruk
- kunne overføre horisontale krefter inn til land eller ned til grunnen
- kunne bære spesifisert trafikklast
- virke som en støtabsorbent ved ulykkesituasjoner
- ha tilstrekkelig bredde for vedlikehold av kaia. Ved valg av bredde skal det tas hensyn til framtidig vedlikehold og plassbehov for montering av utstyr på kaia

For vedlikehold av ferjekaia kan det benyttes egnede vedlikeholdskjøretøy og/eller mobilkraner. For tilkomst ut på kai anbefales det en fri bredde $\geq 3,5$ meter, etter montering av utstyr. Utstyr på kaia kan inkludere ladetårn og fortøyningsarrangement for elektriske ferjer.

Det bør også vurderes om det skal tilrettelegges for senere ombygging av ferjekaia, som for eksempel forlengelse av kaiplate.

(2) Effektiv kailengde skal ikke være mindre enn 3/4 av dimensjonerende ferjes effektive lengde.

(3) Betongdekke skal ha tverrfall $\geq 2\%$ i overkant og underkant.

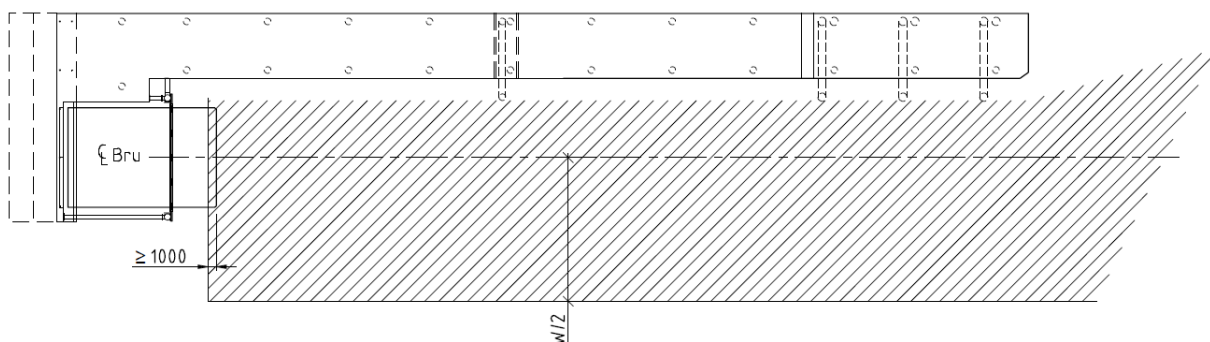
(4) Ferjekaia skal fundamenteres på peler eller direkte på berg.

Peler kan utføres som friksjonspeler. For beregning av bæreevnen vises det til Peleveiledningen.

(5) Der grunnen under ferjekaia består av løsmasser eller det benyttes fylling i sjøen, skal disse erosjonssikres for strøm, bølger og propellstrøm, se 7.1.3.

Dybde i brubåsen bør velges med bakgrunn i største dypgående fartøy som forutsettes benyttet. Minimum dybdekote kan beregnes etter veiledning V431 Ferjekai – Prosjektering.

Ved utdyping i ferjas farled, bør det utdypes $\geq 1,0$ meter inn under ferjekaibrua og vinkelrett ut fra senterlinje bru til en bredde tilsvarende $W/2$. W er bredden av ferjas led mellom punkter med foreskrevet dybde og bestemmes ut fra dimensjonerende ferjes bredde, fart, manøvreringsevne, vind og strømforhold og bunnforhold (konsekvens ved tap av kontroll). For beregning av farledsbredde W , vises det til Kystverkets farlednormal.



Figur 4-7: Område for utdyping ved ferjekai

(6) Tilleggskaia eller terrenget skal utstyres med fortøyningsarrangement. Det skal være minimum to fortøyningspunkt per tilleggs kai.

(7) Fortøyningsarrangementet skal dimensjoneres for stedlige vind- og strømkrefter på ferja, og det skal ta hensyn til fortøyningskreftenes retning.

(8) Horisontale støt- og fortøyningskrefter tillates ført til berg gjennom permanente bergankere (se 7.3.1), strekkforankrede stålkjernerperler (se 7.5.3) eller bergbolter i såler (se 7.4). Perler med berganker skal ikke oppleve oppløft av pelespiss for bruksgrensetilstand, kombinasjon *karakteristisk*.

(9) Landkar skal utstyres med overgangsplate i henhold til 3.8.3.

Overgangsplate bør dekke hele landkarets bredde. Foran ferjekaibru og tilleggs kai anbefales det å benytte friksjonsplate, i forlengelse av overgangsplaten, for opptak av horisontale krefter. Dersom andre deler av ferjekaia er åpen for trafikk bør det også her vurderes å montere overgangsplater og eventuelt friksjonsplate. Løsning med overgangsplate og eventuell friksjonsplate kan også benyttes andre steder på ferjekaia ved behov for horisontal kapasitet for støt- og fortøyningslaster.

(9) Ferjekaia skal utstyres med nødvendig sikkerhetsutstyr, fenderverk, elektroanlegg og løfteanordning for ferjekaibrua. Vannanlegg/brannsløkkeranlegg skal monteres med tilbakeslagsventil, slik at man forhindrer sjøvann å trenge inn på vannettet.

Utstyr på ferjekaia skal kontrolleres for konflikt med ferje ved eventuell rulling.

4.8.4 Ferjekaibru

Rekkverk på ferjekaibrua skal dimensjoneres i henhold til vegnormal N101 Trafikksikkert sideterreng og vegsikringsutstyr (tidligere N101 Rekkverk og vegens sideområder).

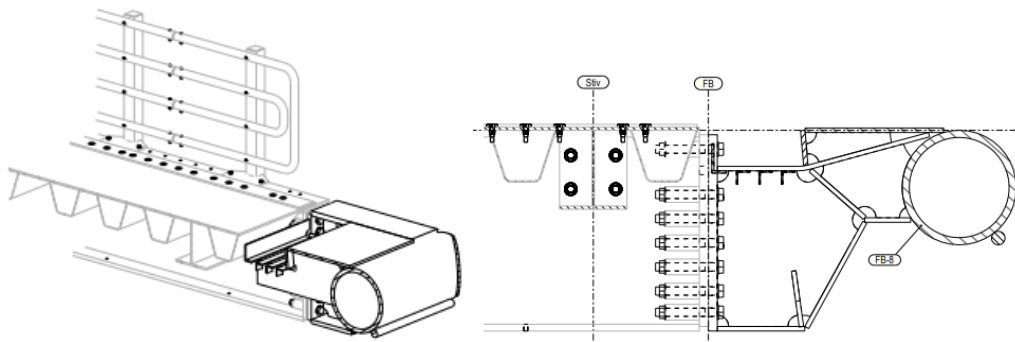
(1) Det skal sikres en god og trygg forbindelse mellom ferje og land for alle trafikanter.

Ferjekaibrua skal:

- kunne bære spesifisert trafikklast
- oppta definerte støtlaster fra ferje ved hjelp av støtabsorberende fendere mellom ferjekaibru og landkar, og kunne oppta strekk mellom ferje og ferjekaibru
- følge ferjas bevegelser ved kai. Vridning skal antas $\leq 5^\circ$ om ferjekaibruas lengdeakse
- hvile med egenvekt på ferjas recess slik at det alltid er trykk på hele kontaktflaten mellom recess og brufront under trafikkavvikling
- kunne heves og senkes slik at den minst klarer full tidevannsvariasjon, HAT og LAT.
- opplagres slik at den kan legges ned på en sikringsbjelke der dette er aktuelt
- kunne monteres/demonteres og byttes ut på en enkel måte

Utforming, plassering og dimensjonering av spalte på brufront skal være koordinert med utforming, plassering og kapasitet av låsehake på fallport.

(2) Åpninger mellom ferjekaibru og ferje > 200 mm skal tettes.



Figur 4-8: 3D-visning og snitt av brufrent med spalte

(3) Lengde på ferjekaibru skal bestemmes på grunnlag av tidevannsvariasjon på stedet, høyden på landkaret og normert høyde på recess på ferja. Ved trafikkavvikling skal det tas hensyn til aktuell ferjes vertikalavstand til vannlinje ved recess og stedlige tidevannsvariasjoner, HAT og LAT.

For nye ferjekaier anbefales det å benytte en av de standardiserte lengdene, 15 m, 18 m eller 22 m. Helning på ferjekaibru ved trafikkavvikling bør ikke overskride 7° opp eller ned i forhold til horisontalplanet.

(4) Bredde på ferjekaibru skal bestemmes på grunnlag av forventet trafikkmengde og ferjestørrelse.

For nye ferjekaier anbefales det å benyttes en av de standardiserte breddene 6 meter, 9 meter eller 12 meter. Avviket mellom ferjeåpning og brubredde bør ikke overskride 3,0 meter per side, uavhengig av recessbredde. Ferjas fallport bør understøttes dersom denne faller utenfor ferjekaibrua, for å hindre at fallporten bøyer seg opp på midten.

Senterlinjeavstand og bredde på ferjekaibru bør være lik for alle ferjekaier i samme størrelse.

(5) Det skal tas hensyn til retningsavviket som bevegelig trafikklast får på grunn av skråstilt ferjekaibru, spesielt med hensyn på laster nær opplegg.

(6) Fenderelement bak ferjekaibru skal kunne ta imot og absorbere aktuell energimengde fra gjeldende ferje, se tabell 4-2.

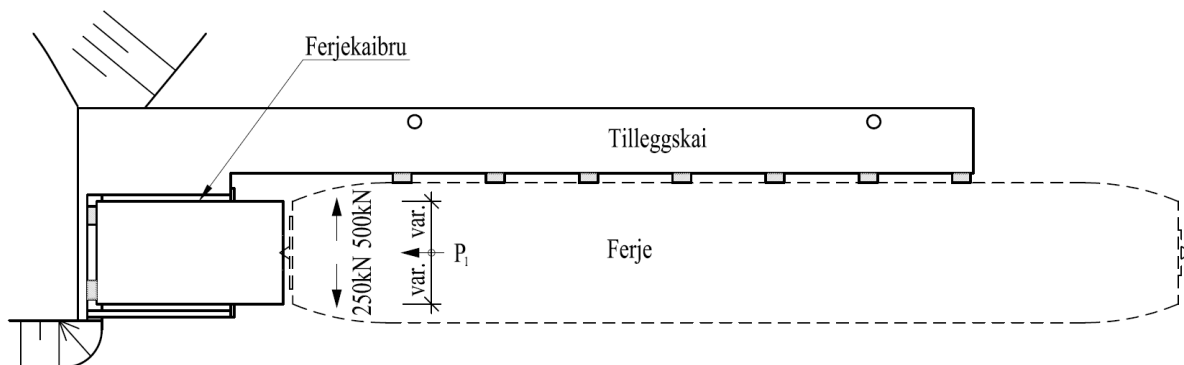
4.8.5 Laster på ferjekai

(1) Ferjekaia skal beregnes for laster fra ferje og for trafikklast. Brubås skal belastes med reaksjonskrefter fra ferjekaibrua. Det vises til kapittel 5 for øvrige laster.

(2) Ferjekaibru uten trafikklast skal belastes med for følgende punktlaster fra ferje:

- Horisontalt trykk fra ferja, P_1 , i bruas lengderetning, se figur 4-9 og tabell 4-2. Lasten angriper brufrenten i ugunstigste posisjon over brufrentens bredde.
- 500 kN horisontalt og vinkelrett på bruas senterlinje. Lasten angriper brufrenten i retning mot tilleggs kai. I motsatt retning er lasten 250 kN, se figur 4-9.

Punktlastene er horisontale, og brufronten står vilkårlig plassert mellom nederste og øverste begrensning. Lastene er uavhengig av hverandre og opptrer ikke samtidig.



Figur 4-9: Laster fra ferje mot ferjekaibru uten trafikk på brua

Tabell 4-2: Karakteristisk støtlast P_1 med tilhørende energimengde E_1

D	P_1	E_1 ¹⁾	Kommentar
1000	600	100	Små samband ²⁾
1000 – 2000	800	150	Mellomstore samband
2000 – 3000	900	175	Store samband
3000 – 4000	1000	200	Ekstra store samband
> 4000	Vurderes spesielt	Vurderes spesielt	Spesielle samband

¹⁾ Mer nøyaktige beregninger kan utføres ved bruk av reglene gitt i kapittel 13
²⁾ Benyttes kun i tilfeller der det forventes lav trafikkvekst i løpet av stipulert levetid

I tabell 4-2 benyttes følgende betegnelser:

- D - maksimalt deplasement (tonn)
- P_1 - maksimal støtkraft (kN)
- E_1 - maksimal støtenergi (kNm)

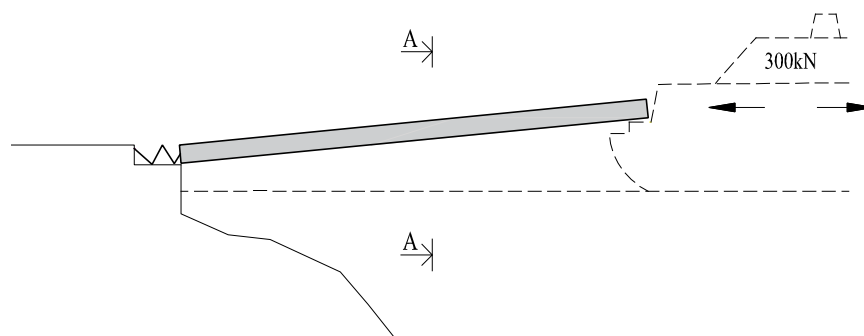
Oppgitte verdier for støtenergi i tabell 4-2, tar utgangspunkt i følgende maks hastighet ved tillegg:

Små samband	$v = 0,426$ m/s
Mellomstore samband	$v = 0,369$ m/s
Store samband	$v = 0,326$ m/s
Ekstra store samband	$v = 0,302$ m/s

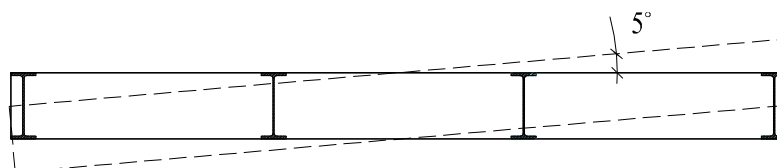
(3) Ferjekaibru med trafikklast skal belastes med følgende laster fra ferje:

- 300 kN horisontalt trykk fra ferja i bruas senterlinje, se figur 4-10.
- 300 kN horisontalt strekk fra låsehake på ferja i bruas senterlinje, se figur 4-10.
- Deformasjonslast som svarer til en rotasjon av brufront om senterlinjen på 5°, se figur 4-11.

Det skal tas hensyn til at horisontallast og last fra påtvungen rotasjon vil kunne opptre samtidig med trafikklast fra kjøretøy på brua.



Figur 4-10: Laster fra ferje mot ferjekaibru - oppriss



Figur 4-11: Laster fra ferje med påtvungen rotasjon mot ferjekaibru - Snitt A-A

(4) Ferjekaibrua skal beregnes for trafikkklaster i henhold til *forskrift for trafikkklaster*.

(5) Støt- og fortøyningslaster på tilleggskai skal fastsettes ut fra maksimalt deplasement på den tyngste ferja som forventes å trafikkere ferjeleiet. Det skal tas hensyn til de lokale forholdene på ferjeleiet, som vind, strøm og bølger, samt det fenderverket som benyttes.

Støt- og fortøyningslaster på tilleggskai finnes i tabell 4-3. Støtlaster skal ikke regnes mindre enn 500 kN.

Tabell 4-3: Karakteristisk støtlast P_2 , energimengde E_2 og fortøyningslast S

D	P_2	$E_2^{1)}$	S	Klasse
1000	500	150	400	Små samband ²⁾
1000 – 2000	1000	300	800	Mellomstore samband
2000 – 3000	1500	400	1200	Store samband
3000 – 4000	2000	500	1400	Ekstra store samband
> 4000	Vurderes spesielt	Vurderes spesielt	Vurderes spesielt	Spesielle samband

¹⁾ Mer nøyaktige beregninger kan utføres ved bruk av reglene gitt i kapittel 13
²⁾ Benyttes kun i tilfeller der det forventes lav trafikkvekst i løpet av stipulert levetid

I tabell 4-3 benyttes følgende betegnelser:

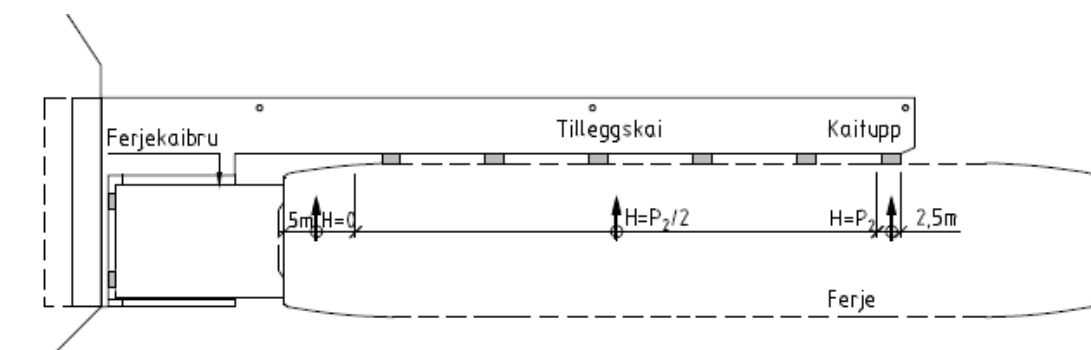
- D - maksimalt deplasement (tonn)
- P_2 - maksimal støtkraft (kN)
- E_2 - maksimal støtenergi (kNm)
- S - maksimal strekkraft (kN)

Oppgitte verdier for støtnergi i tabell 4-3, tar utgangspunkt i følgende hastighet ved tillegg:

Små samband	$v = 0,447 \text{ m/s}$
Mellomstore samband	$v = 0,447 \text{ m/s}$
Store samband	$v = 0,422 \text{ m/s}$
Ekstra store samband	$v = 0,408 \text{ m/s}$

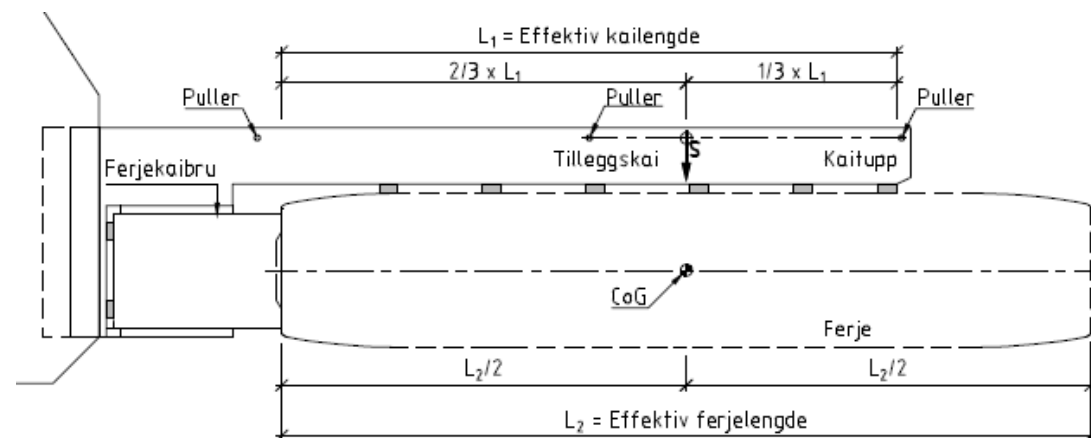
(6) Støtlastene skal forutsettes å virke på de ytterste 2,5 meter av tilleggskai. Fra 2,5 meter fra kaitupp til 5,0 meter fra brufront regnes halv støtlast. Støtlastene skal antas ikke å kunne angripe tilleggskai nærmere enn 5,0 meter fra brufront, se figur 4-12. Støtlasten skal forutsettes å angripe horisontalt og vinkelrett på tilleggskai.

Tilleggskai skal ha fenderverk som sikrer at støtlastene ikke overskrideres.



Figur 4-12: Virkeområde for støtlaster

(7) Fortøyningslasten skal regnes som en resulterende strekkraft fra ferja på tilleggskai. Fortøyningslasten skal forutsettes å virke fra ferjas tyngdepunkt, som tilsvarer en avstand lik $2/3$ av den effektive kailengden fra brufronten, se figur 4-13. Fortøyningslasten skal forutsettes å angripe horisontalt og vinkelrett fra tilleggskai på linje med pullerplassering. Lokal kontroll for fortøyningsarrangement skal kontrolleres for strekkraft per arrangement i ugunstigste retning.



Figur 4-13: Virkeområde for fortøyningslast

(8) Vertikallaster på tilleggskai skal vurderes i henhold til om kai er åpen eller avsperrert. For at tilleggskai skal regnes som avsperrert skal det monteres adgangsbegrensende utstyr som rekkverk, port, eller lignende.

a) Åpen tilleggs kai skal dimensjoneres for trafikklaster i henhold til *forskrift for trafikklaster*. Dette gjelder for alle deler av tilleggskaia som ikke er avsperrert for trafikk.

b) Avsperrert tilleggs kai skal minimum dimensjoneres for ett vilkårlig plassert lastfelt (LM1 etter NS-EN 1991-2), med korreksjonsfaktorer for ferjekaibruer gitt i *forskrift for trafikklaster*. Aktuelle vedlikeholdskjøretøy skal kartlegges. Dersom tilleggskaia planlegges benyttet til spesielle formål, skal aktuelle nyttelaster bestemmes. Dersom vertikallastene fra vedlikeholdskjøretøy eller andre nyttelaster er større enn boggielasten, skal de legges til grunn for dimensjonerende vertikallaster.

(9) For støt- og fortøyningslast fra ferje skal følgende verdier benyttes:

- $\gamma_Q = 1,2$
- $\psi_0 = 0,7$
- $\psi_1 = 0,6$
- $\psi_2 = 0/0,5$
- $\psi_{1,infq} = 0,8$

4.8.6 Ulykkeslaster

(1) Ved bruk av heisesylindere på ferjekaibrua, skal det regnes på en ulykkesituasjon der brua henger i kun én heisesylinder, lasttilfellet består kun av bruas egenvekt. Heisetårn, ferjekaibru og lagre skal kontrolleres.

(2) Energimengde normalt på kaituppen som overskrider $1,2 \times E_2$, skal anses som en ulykkesituasjon.

Det tilstrebes at tilleggskaia opptar et slikt støt med en duktil oppførsel og uten at reaksjonskraften overskrider $3 \times P_2$.

(3) Det skal regnes på ulykkesituasjon med fortøyningslast i retning parallelt med tilleggskaia. Det regnes med et aktivt fortøyningspunkt som strekker med en kraft ≥ 500 kN på vilkårlig puller.

4.9 Segmentbruer

Kapitlet gir spesielle regler for brukonstruksjoner i betong med kassetverrsnitt utført som prefabrikkerte segmenter. Dette er betongelementer produsert i fabrikk, der hvert element danner 2,5-3,0 meter av brua i lengderetningen.

4.9.1 Generelt

(1) Segmentskjøter skal limes med epoksyrim ved montering.

(2) Kantdragere skal være kontinuerlige, uten svinnfuger.

4.9.2 Analyser

(1) Det skal ikke regnes med omfordeling av momenter og skjærkrefter i overbygningen.

Lastvirkninger kan bestemmes med lineært elastiske analyser og bjelketeori.

Ekstern spennarmering kan betraktes som en ytre last. Som en forenkling kan en tøyning 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 gir for skjær og torsjon. Tilleggstøyningen kan settes lik midlere betongtøyning mellom to kontaktpunkter/omlenkingspunkter for spennarmeringen.

4.9.3 Bruddgrensetilstand

(1) For bruddgrensetilstand gjelder følgende for segmentskjøtene i ferdig bru:

- a) Det skal være trykkspenninger normalt på skjøten over $\geq 2/3$ av tverrsnittshøyden.
- b) Skjæroverføring – og bidrag til kapasitet for skjær og torsjon – skal avgrenses til de delene av tverrsnittet som har trykkspenninger normalt på skjøten.

Kontroll av skjærkrefter i skjøten kan utføres etter NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008, punkt 6.2.5, eller etter andre dokumenterte metoder.

4.9.4 Bruksgrensetilstand

(1) For bruksgrensetilstand kombinasjon *karakteristisk* gjelder følgende for spenninger normalt på segmentskjøten i alle deler av tverrsnittet:

- a) I byggefaser: trykkspenninger
- b) I ferdig bru: minimum 0,5 MPa trykkspenning

(2) Limets fasthet skal ikke utnyttes.

4.10 Buebruer

(1) Utskifting og brudd av eventuelle hengestenger skal kontrolleres etter 4.2.2 og 4.2.3.

4.11 Flytebruer og rørbruer

4.11.1 Funksjonskrav

(1) Linjeføring

For overgangskonstruksjoner, påkjøringsramper og tilsvarende, som endrer stigning med vannstanden, skal største stigning ved middelvann (MV) være 0,5 prosentenheter lavere enn kravet til stigningsprosent for dimensjoneringsklassen. Ved vannstand $MV + Z$, der Z er største forventede tidevannsdifferanse med returperiode 1 år, skal stigningen ikke overstige 1 prosentenheter over kravet til stigningsprosent for dimensjoneringsklassen.

Ved fartsgrense over 70 km/t tillates ikke knekk i kjørebanelen.

Ved fartsgrense mindre eller lik 70 km/t er største tillatte knekk i kjørebanelen ved fuger eller ledd:

- tidevannsdifferanse alene: $\theta_v = 2,5 \%$
- tidevannsdifferanse og bølgelast: $\theta_v = 3,5 \%$
- bruksgrensetilstand, kombinasjon karakteristisk: $\theta_h = 3,0 \%$

der 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 midlere bølgeperiode T_p .

(2) Seilløp

Krav til seilløp skal baseres på en risikoanalyse av skipstrafikken og mulige skipsstøt, der sannsynligheten for hendelsene beregnes og konsekvensen av hendelsene vurderes.

(3) Vanntetthet

Oppdriftslegemer skal være vanntette.

(4) Fribord

Fribord skal beregnes 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 og sjøvann skal legges til grunn. Det skal tas hensyn til eventuell permanent vertikal kraft i forankringssystemet. 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 av bølger og tidevann med returperiode 100 år. Vannstandsheving på grunn av klimaendringer skal vurderes.

4.11.2 Egenlaster

(1) Generelt

Egenlast består av tyngde av brukonstruksjon og utstyr, belegning samt eventuell oppdrift som er permanent eller har en langsom variasjon i den dimensjonerende brukstid. Det skal regnes med øvre og nedre grense for last på grunn av tyngde.

Ved beregning av egenlast skal virkning av eventuell vannabsorpsjon i materialer som for eksempel betong, marin begroing og støvansamling, tas hensyn til.

Usikkerhet i tyngde skal delvis kunne reduseres ved måling av tyngde og justering av fast ballast under bygging.

(2) Permanent oppdrift

Brutto permanent oppdrift (oppdrift er resultanten av vanntrykket på konstruksjonens ytterflater) B_1 skal bestemmes i forhold til middelvann (MV) for ferdig installert konstruksjon. Beregnet oppdrift skal baseres på ytre geometri og vannets tyngdetetthet. Dimensjoneringen skal baseres på en øvre og en nedre grense for geometri og vannets tyngdetetthet. Avviket fra B_1 betegnes $\pm \Delta B_1$.

Dersom 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.

(3) Marin begroing

Marin begroing skal antas å kunne forekomme på konstruksjonsflater i og nært vann.

Dersom ikke andre og dokumenterte verdier legges til grunn, skal marin begroing antas som angitt i tabell 4-4.

Tabell 4-4: Marin begoring

Avstand fra vannlinjen	Tykkelse	Masse per m ²	Neddykket tyngde per m ²
Fra +0,5 til -12,0 meter	150 mm	200 kg/m ²	468 N/m ²
Under -12,0 meter	75 mm	100 kg/m ²	234 N/m ²

Oppdrift skal beregnes med referanse til ytre dimensjon av konstruksjonen uten tillegg for marin begoring.

(4) Permanent egenlast for rørbru

Den permanente egenlasten G_1 kan hensiktsmessig deles opp i to bidrag: Den delen \bar{G}_1 som med meget stor grad av nøyaktighet kan kontrolleres og utjevnes med ballast i flytende tilstand, for eksempel i tørrdokk, og den delen av egenlasten \tilde{G}_1 som installeres etter at en slik tyngdebalsansering er utført og som dermed har en større usikkerhet.

Usikkerheten i \bar{G}_1 skal bestemmes ved hjelp av måletoleransen på vannlinja, bestemmelse av ytre mål av rørbrua og vannets tyngdetetthet. Dersom andre byggemetoder benyttes, skal tilsvarende nøyaktighet i bestemmelse av tyngden dokumenteres, eller så skal usikkerheten i egenlasten økes slik at resulterende sikkerhet med hensyn på tyngde opprettholdes.

Systematiske avvik i forhold til planlagt tyngde skal korrigeres ved å bygge inn permanent ballast.

Usikkerheten $\Delta\bar{G}_1$ i den utbalanserte tyngden skal ikke antas å være mindre enn $\pm 0,5\%$ av \bar{G}_1 , hvis ikke større nøyaktighet kan dokumenteres. Denne usikkerheten skal ta hensyn til måltoleransen nevnt ovenfor, usikkerheter i vannets tetthet ved utveiling i forhold til vannets tetthet på brustedet, se 4.11.2 (2), samt tyngdevariasjoner langs rørbruelementene.

Usikkerheten i tyngden \tilde{G}_1 skal, hvis ikke større nøyaktighet kan dokumenteres, antas å svare til $\Delta\tilde{G}_1 = \mp 0,15 \tilde{G}_1$.

Permanent egenlast G_1 skal omfatte:

- beregnet tyngde av selve rørbrukonstruksjonen, 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: $G_1 = \beta_1 + \beta_2 + \beta_3 + \beta_4 + \beta_5$

Den permanente egenlastens to bidrag er: $\bar{G}_1 = \beta_1 + \bar{\beta}_2 + \bar{\beta}_3 + \bar{\beta}_4 + \bar{\beta}_5$ og

$$\tilde{G}_1 = \tilde{\beta}_2 + \tilde{\beta}_3 + \tilde{\beta}_4 + \tilde{\beta}_5$$

(5) Variabel egenlast for rørbru

Variabel egenlast kan ha en tidsvariasjon og skal regnes av eller på, alt etter hva som er ugunstig for den aktuelle dimensjonerende situasjon.

Bunden egenlast skal antas ha en fast fordeling langs brua, mens det for fri (flyttbar) egenlast skal velges den romlige fordeling som er ugunstigst for den aktuelle dimensjonerende situasjon.

Som variabel, bunden påvirkning regnes:

- tyngde av marin begroing, β_6
- tyngde av vannabsorpsjon i rørbruonstruksjonen, β_7
Ved manglende data kan β_7 settes til $0,01\beta_1$.
- tyngde av 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.

Forutsatte verdier for vannabsorpsjon, β_7 og β_8 , skal dokumenteres før bygging. Antatt virkning av eventuell vannabsorpsjon på konstruksjonsmaterialets egentyngde skal kunne dokumenteres ved målinger.

Total variabel, bunden egenlast er dermed: $G_2 = \beta_6 + \beta_7 + \beta_8$

Som variabel, fri egenlast regnes:

- tyngde av støvansamling, β_9
- tyngde av variabel (flyttbar) ballast, β_{10}
Den kan være null, eller den kan ha en positiv eller negativ verdi. Hvis det kan framlegges en detaljert prosedyre for hvordan økningen av G_2 kan overvåkes og kontrolleres, kan den flyttbare ballasten, $\beta_{10} = 1,5G_2$, reduseres, men β_{10} skal ikke være mindre enn $0,75G_2$.
- tyngde av variabel kjørebanebelegning, β_{11}
Den variable belegningen vil variere mellom en positiv og negativ verdi (når tykkelsen er mindre enn den som er gitt ved β_4).
- tyngde av utskiftbart utstyr, β_{12} , som skal regnes mellom øvre og nedre grense, som bestemmes under prosjekteringen

Total variabel, fri egenlast er dermed: $G_3 = \beta_9 + \beta_{10} + \beta_{11} + \beta_{12}$

Det forutsettes at det føres en logg over variabel flyttbar egenlast, spesielt ballast og kjørebanebelegning.

4.11.3 Naturlaster

(1) Generelt

Naturlaster på grunn av bølger, stormflo, tidevannseffekter (vannstand, strøm) og vind skal betraktes som én karakteristisk lastgruppe med samme lastfaktor i kombinasjon med andre laster. Karakteristisk last for bruddgrensetilstand og ulykkessituasjon defineres med midlere returperioder på henholdsvis 100 og 10 000 år. En 100-årslast spesifiseres med en 100-årshendelse for en av lastene og med relevante returperioder for de øvrige slik at korrelasjon ivaretas. En makrobeskrivelse av bølgelaster er basert på bølgespektrum for en sjøtilstand med bølgehøyde og periode med relevant returperiode – i form av konturlinjer. Strøm beskrives tilsvarende med hastighet. Vindlast beskrives som vist i 5.4.3. For alle naturlaster skal midlere retning og variasjon i nevnte lastparametere langs brua beskrives.

Mikrobeskrivelsen av lastene er basert på relevant aerodynamisk og hydrodynamisk teori, og den korresponderende lastvirkningen bestemmes ved en global dynamisk analyse.

Kombinasjon av naturlaster med andre laster skal baseres på kombinasjonsfaktorer gitt i *NS-EN 1990*.

(2) Hydrodynamiske laster

Hydrostatisk og hydrodynamisk belastning skal bestemmes ut fra anerkjent teori. Det skal utarbeides en grunnlagsrapport som spesifiserer data for det aktuelle brustedet angående vannstand, 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:

- variasjon av vannstand, inkludert eventuelle klimaeffekter
- bølgespekter som benyttes
- retningsspredning
- variasjonsområdet for ovennevnte parametere
- naturforholdenes variasjon på tvers av fjorden

Det skal bestemmes laster forårsaket av vindgenererte bølger, dønning/havsjø, og bølger generert av skred og strøm. Beregninger for bølger skal omfatte både førsteordens effekter og andreordens effekter (bølgedrift) basert på anerkjent teori. Det skal også tas hensyn til interaksjon mellom bølger og strøm. Beregningsprosedyrer skal beskrives.

Eventuelle oscillerende laster forårsaket av hvirvelavløsning skal bestemmes. Dette gjelder belastning både på hovedelementer og på sekundære forankringsselementer.

Alternativt kan det være aktuelt å utforme og dimensjonere konstruksjonen slik at eksitasjonsfrekvenser ligger utenfor egenfrekvensene med tilstrekkelig sikkerhetsmargin.

Effekten av indre bølger ved sjiktet strøm skal evalueres, og mulige laster på grunn av indre bølger skal bestemmes.

(3) Strømlast

Beregning av strømlast skal baseres på informasjon om målte og numerisk simulerte strømprofiler over fjorden. I mangel av tilfredsstillende data for strømprofiler skal relevante forenklede profiler benyttes. Disse velges ut fra bruas egensvingeformer og -frekvenser. Som et minimum skal følgende tre profiler undersøkes, der 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

(4) Lastvirkningsanalyse

Det skal gjennomføres en global dynamisk analyse for å bestemme globale dynamiske lastvirkninger på grunn av hydrodynamiske og eventuelle aerodynamiske laster. Denne analysen skal være detaljert nok til å beskrive lastvirkningene i område for signifikant dynamisk forsterkning. Konservative estimater av demping, som er basert på potensialteori, skal anvendes. Totale globale lastvirkninger bestemmes ved å kombinere de dynamiske lastvirkningene med globale statiske lastvirkninger, der det tas hensyn til innflytelsen av statiske forhold på dynamisk oppførsel – herunder den globale effekten av utvendig vanntrykk.

Hvis det utføres separate analyser av virkningen av aerodynamiske og hydrodynamiske laster, skal det tas hensyn til interaksjon mellom virkningen av de to lasttypene og korrelasjon mellom

lastprosessene ved bestemmelse av ekstreme lastvirkninger. For utmattingsberegning skal lastvirkningshistoriene superponeres før lastvirkningsrytterne bestemmes.

Virkningen av lokale hydrostatiske og hydrodynamiske laster skal også kombineres med globale lastvirkninger, der det tas hensyn til korrelasjonen mellom dem. Dette gjelder bestemmelse av trykklaster, som skal inkludere statiske og dynamiske bidrag, så vel som effekt av eventuell vannoppstuvning på grunn av bunntopologi og neddykket konstruksjon. I tillegg skal effekten av eventuelle bølgeslag (sjokktrykk) vurderes.

Globale dynamiske lastvirkninger fra hydrodynamiske og/eller aerodynamiske laster skal baseres på global dynamisk analyse, detaljert nok til å beskrive lastvirkningene i område for signifikant dynamisk forsterkning og med konservative estimater for dempning basert på måledata. Hydrodynamisk dempning bestemmes ved potensialteori (kilde/sluk) og ikke på måledata.

(5) Ulykkeslaster

Karakteristiske verdier for ulykkeslaster skal så langt det er mulig bestemmes ved sannsynlighetsvurdering av relevante ulykkes scenarier, der det tas hensyn til eventuelle risikoreduserende tiltak.

Ulykkeslaster er resultat av uriktig operasjon eller unormale hendelser som for eksempel:

- påseiling av skip
- utilsiktet fylling av oppdriftslegeme
- skred og eventuell skredindusert bølge
- brann
- eksplosjon (for lukket bru)
- uhell ved bruk av anker eller trål på neddykkede elementer:
 - utslipp av anker direkte på rørbrua
 - ankerkjetting som sklir over rørbrua når skipet passerer
 - hekking av anker eller trål i undervannskonstruksjoner
- synkende skip på undervannskonstruksjoner
- bortfall av eventuelle forankringsstag eller ankerliner
- vanninntrenging i oppdriftslegemer og i rørbru
- unormale naturlaster (med 10 000-års returperiode)

4.11.4 Dimensjonering

(1) Generelt

Kontroll av konstruksjonen i ulike grensetilstander baseres på NS-EN 1990. Kontroll i bruddgrensetilstand omfatter både konstruksjon og fundamenter/landfester.

(2) Kontroll av global stabilitet i bruddgrensetilstand

Global stabilitet av flyte- og rørbruer i ferdigtilstand sikres med endeinnfestning.

For strekkstagforankrede flyte- og rørbruer skal det påvises at det alltid er strekk i forankringsstagene til sjøbunnen. Dimensjonerende lastvirkning beregnes for ugunstigste kombinasjon av trafikk- og naturlaster med lastfaktorer i bruddgrensetilstand. Det skal tas hensyn til stagenes oppdrift og tyngde, og alle snitt langs stagen skal kontrolleres.

For bruer med pongtonger skal det kontrolleres at de har tilstrekkelig fribord for alle lastkombinasjoner.

Det skal påvises tilfredsstillende stabilitet for konstruksjoner i fri, flytende tilstand og i alle midlertidige bygge- og installasjonsfaser.

Kontroll av bruddgrensetilstand for global stabilitet (EQU) utføres med last- og kombinasjonsfaktorer i henhold til NS-EN 1990:2002/A1:2005+NA:2010, tabell NA.A2.4(A).

Det gjøres spesielt oppmerksom på merknaden i tabellen om at dersom det iverksettes ekstra tiltak for tyngdekontroll, så kan modifiserte lastfaktorer vurderes.

For rørbruer kan B_1-G_1 regnes som én permanent last med én felles lastfaktor, mens $\Delta\bar{G}_1$, $\Delta\tilde{G}_1$ og ΔB_1 behandles som «øvrige variable laster» med lastfaktorer.

(3) Kontroll i ordinær bruddgrensetilstand

Kontroll av kapasitet i bruddgrensetilstand (STR) utføres med last- og kombinasjonsfaktorer i henhold til NS-EN 1990:2002/A1:2005+NA:2010, tabell NA.A2.4(B).

For rørbruer kan oppdrift B_1 og egenlast G_1 regnes som én permanent last med én felles lastfaktor, mens $\Delta\bar{G}_1$, $\Delta\tilde{G}_1$ og ΔB_1 behandles som «øvrige variable laster» med lastfaktorer.

Dimensjonering av betongkonstruksjoner skal baseres på NS-EN-1992, som suppleres med bestemmelsene i NS 3473:2003 når det gjelder effekten av vanntrykk, utmatting og generell dimensjonering for konstruksjonsdeler med krefter i planet.

(4) Kontroll i bruksgrensetilstand

Kontroll av betongkonstruksjoner i bruksgrensetilstand skal baseres på NS-EN-1992, som suppleres med bestemmelsene i NS3473:2003 når det gjelder vanntetthet.

For å sikre vanntetthet av betongkonstruksjoner skal konstruksjonsdeler, som er påkjent av ensidig vanntrykk, dimensjoneres slik at de har trykkspenning i begge retninger.

(5) Kontroll av ulykkessituasjoner

Ulykkessituasjoner skal kontrolleres for ulykkeslaster og naturlaster med 10 000-års returperiode. For ulykkeslaster skal kontrollen utføres i to trinn.

- I det første trinnet skal virkningen av ulykkeslaster kombinert med relevante andre laster undersøkes. I denne fasen er lokal skade akseptabel, men ikke globalt sammenbrudd. Skade som gir omfattende lekkasje, kan i denne sammenheng svare til globalt sammenbrudd.

- I det andre trinnet skal det utføres kontroll av eventuell overlevelse, dvs. at globalt sammenbrudd unngås for den skadde konstruksjonen. Returperioden for naturlastene ved denne kontrollen skal være 100 år hvis ikke lavere returperiode kan dokumenteres. Eventuell forutsetning om bruk av aktive operasjonelle tiltak for å begrense konsekvensene ved skade, skal dokumenteres å ha høy pålitelighet.

Konstruksjonens integritet som følge av bortfall av forankringsstag/-liner eller oppdriftslegeme, skal vurderes.

Kontroll av overlevelse av naturlaster på 10 000-årsnivå utføres i ett trinn. Dersom instabilitet på grunn av hvirvelavløsning medfører store konsekvenser, skal egenfrekvenser ligge utenfor eksitasjonsfrekvensområdet med referanse til 10 000-årsstrøm.

Lastkombinasjoner for dimensjonerende ulykkessituasjoner velges i henhold til *NS-EN 1990:2002/A1:2005+NA:2010, tabell NA.A2.5*.

Når det gjelder egenlast som inngår i kontroll av ulykkessituasjon for rørbruer, skal permanent egenlast B_1 og G_1 ; variabel egenlast $\Delta\tilde{G}_1$, $\Delta\tilde{G}_1$ og ΔB_1 ; og eventuelt tyngden av utilsiktet vannfylling, vurderes.

4.11.5 Brukshåndbok

(1) Prosjekteringsforutsetninger knyttet til oppfølging av brua skal nedfelles i ei brukshåndbok. Det gjelder blant annet prosedyrer for eventuell utskifting av elementer, justering av forspenning i forankringssystem, overvåking og inspeksjon.

4.11.6 Oppdriftslegemer

(1) Oppdriftslegemer skal seksjoneres for å redusere konsekvensene av utilsiktet vannfylling.

4.11.7 Forankringssystem

(1) 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. Utforming og dimensjonering av forankringssystemer som har høyt permanent strekk og utsettes for sykliske laster, skal utføres slik at tilfredsstillende sikkerhet mot globalt brudd oppnås.

Eventuelle bunnankere for brukonstruksjonens forankringssystem kan være gravitasjonsanker, peler, nedborede eller nedpressede forankringer, eller kombinasjoner av slike.

4.11.8 Utstyr

(1) Fugekonstruksjoner

Fuger som utsettes for permanent vanntrykk eller bølgeslag, skal ha dobbel tetting. Det skal være god tilgjengelighet rundt fugene. Festeanordninger 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 høyeste astronomiske tidevann (HAT).

(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.

Antall luker og plassering av luker (internt eller eksternt) velges slik at det er praktisk mulig å iverksette tiltak ved lekkasje eller dersom luker under uforutsette forhold blir stående åpne.

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.

5 Laster

5.1 Klassifisering av påvirkninger

(1) Den karakteristiske verdien av påvirkningen skal benyttes som grunnlag for beregning av dimensjonerende lastvirkning.

Laster klassifiseres etter deres variasjon over tid som

- permanente påvirkninger
- variable påvirkninger
- ulykkespåvirkninger

Permanente påvirkninger

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

- 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, tyngde av jord og eventuelle andre fyllmasser
- eventuelle setninger

Jord- og vanntrykk bestemmes som angitt i NS-EN 1997-1 og veiledning V220 Geoteknikk i vegbygging. Variabel del av vanntrykket er behandlet i 5.8. Trykk fra andre typer fyllmasser bestemmes særskilt.

Variable påvirkninger

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 osv.

Karakteristisk verdi for trafikklast er gitt i NS-EN 1991-2, samt tilleggsregler i forskrift for trafikklast. For støt- og fortøyningslaster vises det til kapittel 4.8. For dybdevirkning av trafikklast på fylling inntil konstruksjoner vises det til 4.6.

Naturlaster er laster som skyldes klima på brustedet og andre naturgitte forhold. Behovet for og omfanget av eventuelle målinger og observasjoner for å fastlegge naturlastene på brustedet vurderes i hvert enkelt tilfelle.

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.

Karakteristisk verdi for andre variable laster defineres som den ugunstigste forventede last ut fra de aktuelle forholdene.

Ulykke og seismiske påvirkninger

Laster som konstruksjonen kan bli utsatt for som resultat av uriktig operasjon, ulykkestilfelle eller unormale hendelser 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
- jordskjelv

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

5.2 Egenlaster

5.2.1 Generelt

(1) Det skal ikke tas hensyn til konstruksjonstoleranser ved beregning av egenlasten.

Som egenlast regnes tyngden av alle permanente deler av konstruksjonen. For beregning av egenlast for ulike konstruksjonsmaterialer vises det til NS-EN 1991-1-1, samt kapittel 8 og 10.

(2) 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.

(3) Ved bruk av fyllmasse i ballastkasser skal toleransekrav for egenlasten spesifiseres.

Det bør beskrives at utførende skal dokumentere at forutsatt masse er oppnådd.

5.2.2 Belegning

Valg av belegningsklasser er angitt i 12.2. Bruer dimensjoneres for en større belegningsvekt enn hva som faktisk legges på brua ved bygging. Bakgrunnen for dette er delvis toleranser på bygging av brua og legging av asfalt. Erfaringen er at det ofte har forekommet manglende fresing før reasfaltering. Spesielt mindre bruer har over tid fått mange lag asfalt. Rutiner for fresing før reasfaltering er nå innskjerpet.

(1) Dimensjonerende belegningsvekt skal inkluderes i egenlasten. Denne skal fastsettes i hvert enkelt tilfelle. Minimumskrav til dimensjonerende belegningsvekter i kjørebane på vegbruer er gitt i tabell 5-1.

Tabell 5-1: Minstekrav til dimensjonerende belegningsvekter i kjørebane

Største spennvidde l [m]		
$l \leq 50$	$50 < l \leq 200$	$l > 200$
3,5 kN/m ²	2,5 kN/m ²	2,0 kN/m ²

For bruer med spennvidde > 200 meter og $\dot{A}DT > 5000$ anbefales det at dimensjonerende belegningsvekt velges noe større, for eksempel 2,5 kN/m². Dette vil ivareta krav til tykkelse for bind- og slitelag i vegnormal N200 Vegbygging kombinert med fuktisolering for belegningsklasse A3-4.

For overbygninger i betong med spennvidde > 50 meter anbefales det også å øke dimensjonerende belegningsvekt slik at det vil være mulig å legge et avrettingslag mellom fuktisolering og bindlag, se veiledning til 12.2.1 (4).

(2) Gang- og sykkelanlegg og separate gang- og sykkelbruer skal dimensjoneres med minimumskrav til belegningsvekter som angitt i tabell 5-1.

Tabell 5-2: Minstekrav til dimensjonerende belegningsvekter for bruer med gang- og sykkeltrafikk

Største spennvidde l [m]	
l ≤ 200	l > 200
2,0 kN/m ²	1,5 kN/m ²

(3) Fortau over vegbruer skal dimensjoneres for en belegningsvekt på minimum 1,5 kN/m² i tillegg til vekten av selve fortauet, se også 12.2.8.

(4) Bevegelige bruer skal dimensjoneres for minimum 2,0 kN/m² i kjørebane og 1,0 kN/m² på fortau og gang- og sykkelanlegg i tillegg til vekten av eventuelt fortau.

(5) Bruer og andre bærende konstruksjoner med gjennomgående vegoverbygning (bærelag, forsterkningslag etc.) skal dimensjoneres for vekten av denne i tillegg til belegningsvektene i tabell 5-1 og tabell 5-2.

5.3 Trafikkklaster

Karakteristiske verdier for trafikkklaster er gitt i NS-EN 1991-2 samt tilleggsregler i Forskrift for trafikklast på bruer, ferjekaier og andre bærende konstruksjoner i det offentlige vegnettet (trafikklastforskrift for bruer m.m.).

(1) Ved dimensjonering for engangstransporter (LM3) etter forskriftens § 5 skal følgende ψ -faktor for engangstransporter benyttes i NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016, ligning 6.10a) og 6.10b):

$$\psi_0 = 0 \quad \gamma_Q = 1,1$$

Når engangstransporten er til stede regnes den som dominerende last med lastfaktor 1,1. Andre laster skal inkluderes med sine ψ -faktorer. Når andre laster er dominerende regnes det ikke med engangstransporten.

(2) Betingelsene for kjøring med LM3 skal påføres oversiktstegning. I prosjekteringen skal det foretas en beregning av lastvirkninger med LM3 i ett lastfelt og ordinær trafikklast i øvrige lastfelt. Fri kjøring med LM3 sammen med øvrig trafikk skal velges dersom dette gir mindre lastvirkning enn ordinær trafikklast.

Det er viktig at betingelsene for kjøring med LM3 påføres oversiktstegning på en entydig måte, da dette danner grunnlaget for tillatelsen som blir gitt til engangstransporten. Som oftest er betingelsen at LM3 skal kjøres sakte og sentrisk i kjørebane (eller sentrisk i brutverrsnittet) uten øvrig trafikk. For to- og trefelts bruer med midtrekkverk kan betingelsen være at LM3 kjøres sakte, helt inntil midtrekkverk uten øvrig trafikk på brua i noen av kjøreretningene. På høyt trafikkerte veier med to eller flere felt i begge retninger og midtrekkverk, er det fordelaktig at trafikk i motgående kjøreretning kan gå fritt sammen med engangstransporten som for eksempel kjøres sakte og sentrisk i kjøreretningen. Dersom LM3 i kombinasjon med øvrig trafikk gir høyere lastvirkning

enn ordinær trafikklast på høyt trafikkerte veier, bør det avklares med brueier om brua skal dimensjoneres for dette. Trafikklasten fra LM1 regnes som øvrig variabel last når den virker samtidig med LM3.

5.4 Termiske påvirkninger

(1) De ulike temperaturandelene og samtidighet av disse skal beregnes i henhold til NS-EN 1991-1-5, samt tilleggsbestemmelser som angitt i (2) – (4).

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

For konstruksjoner og konstruksjonsdeler som ikke dekkes under tverrsnitt definert i

NS-EN 1991-1-5:2003+NA:2008, 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 vurderes i hvert enkelt tilfelle.

(2) 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 $\Delta T_{N,con}$.

(3) 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 Deformasjonslaster

Deformasjonslaster er laster som er knyttet til påførte deformasjoner eller konstruksjonsmaterialets egenskaper som

- forspenning av konstruksjonen (spennkrefter)
- svinn, kryp og relaksasjon
- setninger
- deformasjoner påført konstruksjonen som resultat av fabrikkasjons-, bygge- eller installasjonsmetode

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

For deformasjonslaster fra forspenning, svinn, kryp og relaksasjon vises det til kapittel 8.

5.5.1 Setninger

(1) Ugunstige kombinasjoner av setningsdifferanser skal inngå i dimensjonerende lastkombinasjoner i bruddgrensetilstand og bruksgrensetilstand i konstruksjonsanalysen.

I NS-EN 1990 er ujevne setninger for bruer omtalt i A2.2.1 (13) - (17). Standarden fokuserer med andre ord på de konsekvensene av setningene som gir krefter i konstruksjonen. I standarden er begrepet setningsdifferanser benyttet for den spesifikke verdien som framkommer av vurderingene av ujevne setninger. Her brukes bare setningsdifferanser.

I A2.2.1 (13) står det at setningsdifferanser skal medregnes der de anses å være betydelige sammenlignet med virkningene av direkte laster. I punkt (14): «Der konstruksjonen er svært følsom for ujevne setninger, bør det tas hensyn til usikkerheten knyttet til vurderingen av setningene.» I punkt (16): «Setningsdifferansene mellom enkeltfundamenter eller deler av fundamenter, bør angis som sannsynlige verdier i samsvar med NS-EN 1997, der det tas tilbørlig hensyn til byggeprosessen.»

Basert på setningsberegningene kartlegges sannsynlige setningsdifferanser. Disse vurderes i lys av standardens krav, og de setningsdifferansene som inkluderes i analysene, forklares.

I punkt (15) står det at setningsdifferanser bør klassifiseres som en permanent påvirkning. I henhold til tabell NA.A2.4 (B) får differansesetninger lastfaktor 1,00 i ULS. Som permanent påvirkning bestemmes setningsdifferanser uten lastfaktor i SLS-kombinasjonene.

Ugunstige kombinasjoner vurderes. Det kan for eksempel for ei kontinuerlig bru bety setning i akse 2, 4 og 6, i akse 3 og 5 eller bare i akse 3. Ulike kombinasjoner gir ugunstige lastvirkninger på ulike steder. Antall kombinasjoner og nøyaktighet vurderes i lys av lastvirkningenes størrelse og konsekvenser for konstruksjonen.

I punkt (17) nyanseres forutsetningene etter aktuelle kontrolltiltak. Det bør i utgangspunktet legges til grunn beskjeden kontroll og oppfølging i byggefasen.

5.5.2 Friksjonskrefter/deformasjonskrefter fra lager

(1) Det skal tas hensyn til friksjonskrefter fra glidelagre og deformasjonskrefter fra blokklagre i analysen. Krefter i ugunstig retning regnes å ha full friksjonskraft. Krefter i gunstig retning regnes å ha 50 % av full friksjonskraft.

5.5.3 Jordtrykk mot konstruksjonsdeler på fugefrie bruer

(1) Konstruksjonsdeler som forskyves mot jorden skal dimensjoneres for jordtrykket som oppstår.

Dette gjelder typisk passivt jordtrykk på endeskjørt forårsaket av temperaturutvidelse. NS-EN 1997-1 punkt C.3 og V220 Geoteknikk i vegbygging gir veiledning i å bestemme jordtrykket. Jordas partialfaktor for materialegenskaper multipliseres med friksjonsvinkelen, siden det passive jordtrykket er ugunstig. Hvis jordtrykket klassifiseres som en temperaturlast kan jordas partialfaktoren for materialegenskaper settes lik 1,0.

5.6 Vindlast

5.6.1 Vindlastklasser

(1) Vindlast på brukonstruksjoner skal bestemmes ved bruk av følgende vindlastklasser:

Vindlastklasse I: Brukonstruksjoner med ubetydelig dynamisk lastvirkning fra vind. Vindlastklasse I omfatter alle bruer, hvor lengste egensvingeperiode er < 2 s.

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

- Lengste egensvingeperiode er ≥ 2 s og spennvidden er < 300 m.
- Lengste egensvingeperiode er < 2 s og spennvidden er ≥ 300 m.

Vindlastklasse III: Brukonstruksjoner med utpreget dynamisk lastvirkning fra vind. Vindlastklasse III omfatter alle bruer hvor følgende to betingelser er oppfylt:

- Lengste 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 lengste egensvingeperiode er ≥ 2 s.

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

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

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

5.6.2 Brukonstruksjoner i vindlastklasse I

(1) Lastvirkning fra vind skal bestemmes på grunnlag av kastvindhastighetstrykket.

Lastvirkninger beregnes på grunnlag av kasthastighetstrykket i hovedstrømsretningen som angitt i NS-EN 1991-1-4:2005+NA:2009, 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:

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

der

h er referansehøyde for kraftfaktoren c_D

b er referansebredde for kraftfaktorene c_L og c_M

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

5.6.3 Brukonstruksjoner i vindlastklasse II

(1) Lastvirkning fra vind skal bestemmes på grunnlag av en dynamisk analyse med summen av hastighetstrykk fra middelvind og hastighetstrykket fra fluktuerende vind.

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

Bidrag fra middelvindhastigheten beregnes tilsvarende som for brukonstruksjoner i vindlastklasse I, se 5.6.2. Vindlastens tre lastkomponenter er dermed gitt ved:

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

hvor hastighetstrykket \bar{q} er gitt ved:

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

Luftens densitet ρ settes lik 1,25 kg/m³.

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

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

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

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

For horisontalt bruelement, eksempelvis en brubjelke, er:

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

For vertikalt bruelement, eksempelvis en søyle, er:

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

Kraftfaktorer (formfaktorer) bestemmes fortrinnsvis fra seksjonsmodellforsøk i vindtunnel. Erfaringsdata eller tall fra andre relevante litteraturkilder kan også brukes. Den fluktuerende delen av vindlasten bestemmes ved hjelp av 5.6.5.

5.6.4 Brukonstruksjoner i vindlastklasse III

(1) For brukonstruksjoner i vindlastklasse III skal det ved beregning av dynamiske lastvirkninger tas 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 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.

5.6.5 Vindfeltets karakteristiske egenskaper

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

Stedsvindhastigheten v_m som uttrykker tidsmiddelverdien av vindhastigheten i hovedstrømsretningen (x), er i henhold til NS-EN 1991-1-4:2005+NA:2009, punkt NA.4.2 + punkt 4.3 gitt ved:

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

der

z er posisjon i vertikalretning lokalt over terreng

T er statistisk midlingsperiode, $T = 600$ s

R er 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 terrengrughetskategorier, beregnes turbulensintensiteten, I_w , i hovedstrømsretningen etter NS-EN 1991-1-4:2005+NA:2009, tabell NA.4.1.

Den integrale lengdeskalaen xL_u er gitt ved:

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

der

L_1 er referanse lengdeskala lik 100 m

z_1 er referanse høyde lik 10 m

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

$$\begin{bmatrix} I_v \\ I_w \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 3/4 \\ 1/2 \end{bmatrix} I_u \text{ og } \begin{bmatrix} {}^yL_u \\ {}^zL_u \\ {}^xL_v \\ {}^yL_v \\ {}^zL_v \\ {}^xL_w \\ {}^yL_w \\ {}^zL_w \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1/3 \\ 1/5 \\ 1/4 \\ 1/4 \\ 1/12 \\ 1/12 \\ 1/18 \\ 1/18 \end{bmatrix} {}^xL_u$$

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

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

hvor σ_i er standardavviket til turbulenskomponenten i , og:

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

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

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

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

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

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

(2) Hvis forutsetningene for å bestemme vindfeltets karakteristiske egenskaper etter NS-EN 1991-1-4:2005+NA.2009, tabell NA.4.1 ikke er til stede, skal det gjøres vindmålinger på brustedet.

(3) For bruer i vindlastklasse III med spennvidde > 300 m skal det alltid utføres vindmålinger på brustedet.

5.6.6 Grensetilstander og lastkombinasjoner

(1) Den ferdige brukonstruksjonen skal kontrolleres uten trafikklast i brudd- og bruksgrensetilstand for et vindfelt med returperiode på 50 år.

I byggetilstand kan brukonstruksjonen kontrolleres for et vindfelt med returperiode på 10 år i henhold til 5.1.

(2) Vegbruer skal kontrolleres i brudd- og bruksgrensetilstand 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 på 50 år dersom det gir lavere verdi.

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 skal bestemmes ut fra hva som samlet sett gir ugunstigst lastvirkning. Kraftfaktorer bestemmes ved numeriske simuleringer eller ved seksjonsmodell i vindtunnel.

For separate gang- og sykkelbruer stilles ikke krav til kontroll for samtidighet av vind- og trafikklast.

(3) Brukonstruksjoner skal vurderes kontrollert for utmatting uavhengig av vindlastklasse.

5.6.7 Hvirvelavløsningsvingninger

(1) Brukonstruksjoner skal vurderes med hensyn til hvirvelavløsningsvingninger.

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

Hvirvelavløsningsfrekvensen n_s er gitt ved:

$$n_s = \frac{V \cdot St}{h}$$

der

V er middelvindhastighet

St er Strouhals tall

h er referansehøyde 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:

$$V_r = \frac{n_i h}{St}$$

der n_i er brukonstruksjonens egensvingefrekvens nummer i .

(2) For brukonstruksjoner i vindlastklasse III skal data fra felt- eller vindtunnelundersøkelser legges til grunn ved beregning av lastvirkninger. Beregning av lastvirkninger i brukonstruksjoner skal baseres på et lavturbulent vindfelt, hvor $I_u < 0,05$. Brukonstruksjonens dempingsegenskaper ved beregning av hvirvelavløsningssvingninger er gitt i tabell 5-3.

Tabell 5-3 – Konstruksjonsdemping, der $\xi = \frac{c}{c_{cr}}$

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

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

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

der

ε_0 er parameter som beskriver hastighetsområdet omkring V_r , hvor hvirvelavløsningssvingningene eksisterer

V_m er middelvindhastighet ved hastighetsfordelingens topp

$P(\phi - \Delta\phi \leq \bar{\phi} \leq \phi + \Delta\phi)$ angir sannsynligheten for at middelvindretningen ligger i området $\pm \Delta\phi$.

Dersom ikke andre verdier kan dokumenteres, settes $\varepsilon_0 = 0,3$.

Middelvindhastighet ved hastighetsfordelingens topp er gitt ved:

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

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

$P(\phi - \Delta\phi \leq \bar{\phi} \leq \phi + \Delta\phi)$ bestemmes ut fra meteorologiske data fra nærliggende målestasjoner. Hvis ikke annen verdi anses som mer hensiktsmessig, settes $\Delta\phi = 15^\circ$.

5.6.8 Kontroll av instabilitetsfenomen i vindlastklasse III

(1) Brukonstruksjoner i vindlastklasse III skal kontrolleres for instabilitet i henhold til følgende formel:

$$\frac{V_{crit}}{\gamma_{v_{crit}}} \geq V_m(z = z_m, T = 600, R = 500)$$

der

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

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

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.

(2) 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.

(3) De fire kategoriene av instabilitetsfenomen som skal kontrolleres er

- galloping
 - statisk divergens
 - koblet vertikal- og torsjonsinstabilitet (klassisk flutter)
 - torsjonsinstabilitet
-

Kontroll av instabilitetsfenomenene kan gjøres som beskrevet under.

Galloping

Galloping skyldes bevegelsesinduserte krefter på tvers av hovedstrømsretningen. Fenomenet forekommer for brukonstruksjoner med en tverrsnittsform hvor løftekoeffisientens helning, c'_L , er negativ. Den kritiske vindhastigheten for galloping er gitt ved:

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

der

n_z er laveste egenfrekvens ved egensvingninger på tvers av hovedstrømsretning

ξ_z er dempingsforhold for tilhørende egensvingeform

m_z er jevnt fordelt ekvivalent modal translasjonsmasse:

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

der

$m_{z0}(s)$ er translasjonsmasse per lengdeenhet i vilkårlig posisjon

$\varphi_z(s)$ er egensvingeform med tilhørende egenfrekvens n_z

Statisk divergens

Statisk divergens skyldes negative bidrag fra bevegelsesinduserte vridningskrefter til brukonstruksjonens totale torsjonsstivhet. Den kritiske vindhastigheten for statisk divergens er gitt ved:

$$V_{crit} = 2\pi b n_\theta \sqrt{\frac{2m_\theta}{\rho b^4 c'_M(r_\theta)}}$$

der

n_θ er laveste egenfrekvens for torsjonssvingning

m_θ er jevnt fordelt ekvivalent modal rotasjonsmasse

Koblet vertikal- og torsjonsinstabilitet (klassisk flutter)

Koblet vertikal- og torsjonsinstabilitet (klassisk flutter) skyldes bevegelsesinduserte krefter på tvers av hovedstrømsretningen i kombinasjon med tverrsnittsvridning. Den kritiske vindhastigheten for klassisk flutter kan forenklet beregnes etter Selbergs formel.

Selbergs formel er gitt som:

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

der $r = \sqrt{\frac{m_\theta}{m_z}}$ er treghetsradien til tverrsnittet

Torsjonsinstabilitet

Torsjonsstabilitet skyldes bevegelsesinduserte vridningskrefter. Stabilitetsfenomenet kan kun oppstå når A_z^* er positiv.

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

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

5.7 Midlertidige laster

(1) 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

(2) 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 anleggstrafikk kan antas begrenset til maksimalt 40 km/t.

5.8 Laster fra variabelt vanntrykk

(1) Karakteristiske verdier skal bestemmes på grunnlag av høyeste og laveste observerte vannstand. For grunnvannstanden skal grensene vurderes særskilt.

Variable vanntrykklaster skyldes variasjoner i vannstand eller grunnvannstand. Dersom det sørges for effektiv og varig drenering, kan dette tas hensyn til ved bestemmelse av variabel vanntrykklast.

5.9 Laster fra bølger og strøm

5.9.1 Generelt

(1) Bølgehøyder og strømningskomponenter skal beregnes både når vannstanden tilsvarer høyeste astronomiske tidevann (HAT) og laveste astronomiske tidevann (LAT). Ved beregning av bølgekrefter skal strømming fra tidevann legges til hvis denne er signifikant.

Bølge- og strømforhold rundt brukonstruksjoner, samt resulterende laster, kan bestemmes i henhold til:

- NORSOK Standard (2007) Actions and action effects. N-003, Edition 2.
 - Environmental conditions and environmental loads. Recommended Practice DNV-RP-C205, Det Norske Veritas (DNV), Oslo, October 2010
-

(2) Bølgeberegninger skal utføres ved hjelp av deterministiske modeller basert på lineær bølge teori eller ved hjelp av stokastiske metoder basert på bølgespektrere.

JONSWAP spekteret kan benyttes for vindgenererte bølger (vindsjø).

(3) Laster på konstruksjonen fra bølger og strøm skal bestemmes ved hjelp av empiriske formler eller ved CFD-analyser (Computational Fluid Dynamics).

For empiriske formler kan DNV-RP-C205 (2010) benyttes.

5.9.2 Bølgelast på små konstruksjonsdeler

(1) For peler og fundamenter med sirkulært tverrsnitt benyttes Morisons formel til å beregne bølgelasten dersom bølgelengden er større en fem ganger diameteren, D , til konstruksjonen ($\lambda > 5D$).

Morisons formel er gitt som:

$$F(t) = \frac{\pi}{4} C_m \rho D^2 \dot{v}_n + \frac{1}{2} C_d \rho D v_n |v_n|$$

Verdier for koeffisientene C_m og C_d kan bestemmes i henhold til DNV-RP-C205 (2010).

(2) For peler i sjø skal det tas hensyn til marin begroing.

Marin begroing vil kunne gi en økning av pelediameteren på 4 - 8 cm langs hele pelelengden. Begroing vil i tillegg gi pelen en mer ru overflate.

(3) Det skal tas hensyn til helningsvinkelen når en beregner strømningskomponenten normalt på peleaksen for peler som skrår på tvers av innkommende bølge.

For små konstruksjoner med annen geometri kan formler fra DNV-RP-C205 (2010) benyttes til å beregne bidragene til den totale kraften fra bølgen. Eksempel på en slik konstruksjon er fundamentet over en pelegruppe der kun deler av konstruksjonen er under vann når bølgen treffer.

(4) Peler i vann skal i byggefasen vurderes med hensyn til hvirvelavløsning.

Hvirvelavløsning kan føre til vibrasjoner i pelene. Dersom frekvensen av denne ligger i nærheten av pelens naturlige egenfrekvens kan resonans oppstå.

Hvirvelavløsningsfrekvensen n_s er gitt ved:

$$n_s = \frac{v \cdot St}{D}$$

der

v er strømningshastigheten

St er Strouhals tall

D er pelediameteren

5.9.3 Bølgelast på storvolum-konstruksjoner

(1) For konstruksjoner hvor konstruksjonsdimensjonen, D , er større enn en femtedel av bølgelengden, $D > \lambda/5$ skal det tas hensyn til bølgediffraksjon.

Bølgelast på storvolum-konstruksjoner kan beregnes etter DNV-RP-C205 (2010) kapittel 7.

5.10 Islast

Dette kapittelet gjelder bare for ferskvanns-is i elver og innsjøer. For islaster i sjø kan ISO 19906:2019, Petroleum and natural gas industries – Arctic offshore structures, benyttes.

5.10.1 Generelt

(1) Islaster på underbygning skal bestemmes basert på de lokale forhold på brustedet samt den forventede formen for isbelastning. Følgende typer av islast skal vurderes:

- Dynamisk kraft fra kontakt med isflak i bevegelse eller flak drevet av strøm og/eller vind. Både vertikale og horisontale lastkomponenter skal vurderes.
- Statisk kraft fra termisk ekspansjon av kontinuerlig isdekke
- Sideveis belastning fra isdammer og/eller annen oppstuvning
- Statiske og dynamiske vertikale krefter på underbygning på grunn av endringer i vann-nivå

Islast kan alternativt beregnes i henhold til CSA S6:19, Canadian Highway Bridge Design Code (Kap. 3.12).

Forenklet antas laster fra drivende is i sjø å virke på ugunstigste nivå mellom HAT og LAT. I magasin/regulerte sjøer gjelder tilsvarende, men da med HRV (høyeste regulerte vannstand) og LRV (laveste regulerte vannstand). For elver vurderes angrepsnivåer for islast i hvert enkelt tilfelle.

5.10.2 Istykkelse

(1) Med mindre nøyaktigere beregninger foreligger skal dimensjonerende istykkelse beregnes etter frostmengde FD i time grader [$h^{\circ}C$] gitt i vegnormal N200 Vegbygging. For permanente konstruksjoner benyttes returperiode 100 år. For midlertidige konstruksjoner benyttes returperiode 10 år.

$$t = \frac{1}{175} \cdot FD^{0,5}$$

5.10.3 Dynamisk last fra drivende is

(1) Isens karakteristiske trykkfasthet, p , skal velges basert på en vurdering av isens og isdriftens beskaffenhet ved brustedet gjennom hele konstruksjonens levetid.

En kvalifisert vurdering og/eller prøving er vanligvis nødvendig. Om ikke kvalifiserte vurderinger eller prøvedata er tilgjengelig, kan følgende verdier benyttes for effektiv knusestyrke (p) for is:

- a) Is bryter opp ved smelting og er betydelig oppdelt i mindre flak; 400 kPa*
- b) Is bryter opp ved smelting og er noe oppdelt i mindre flak; 700 kPa*
- c) Is bryter opp eller isdrift starter ved smeltetemperaturer der flak er hele eller ved bevegelse av store isflak; 1000 kPa*
- d) Is bryter opp eller isdrift starter ved temperaturer vesentlig lavere enn smeltepunktet; 1500 kPa*

Verdiene for effektiv knusestyrke kan baseres på en vurdering av hvordan isen faktisk er ved brustedet gjennom konstruksjonens levetid. Dersom det er usikkerhet benyttes høyeste verdi.

5.10.4 Dynamisk iskraft på underbygningen

(1) Horisontal dynamisk iskraft på underbygning skal bestemmes etter (3) med bruk av kraftnivå bestemt av (2)

(2) Bruddkraft fra is skal beregnes som følger:

a) Bøyekraft F_b :

$$F_b = C_n p \cdot t^2$$

der

$C_n = 0.5 \tan(\alpha + 15^\circ)$ med α som vist i Figur 5-1 og verdier for $(\alpha+15)$ er begrenset til 90 grader

b) Knusekraft, F_c :

$$F_c = C_a p \cdot t \cdot w$$

hvor

w = konstruksjonens bredde i vannlinja

$$C_a = \sqrt{5 \frac{t}{w} + 1}$$

c) Bøye/knuse overgangskraft, F_{bc} :

$$F_{bc} = [(C_n + \sqrt{66}) / 72] p \cdot w^2$$

(3) Horisontalkraft på underbygningen, F , på grunn av trykk fra drivende is skal velges som følger:

Når $F_c \leq F_b$

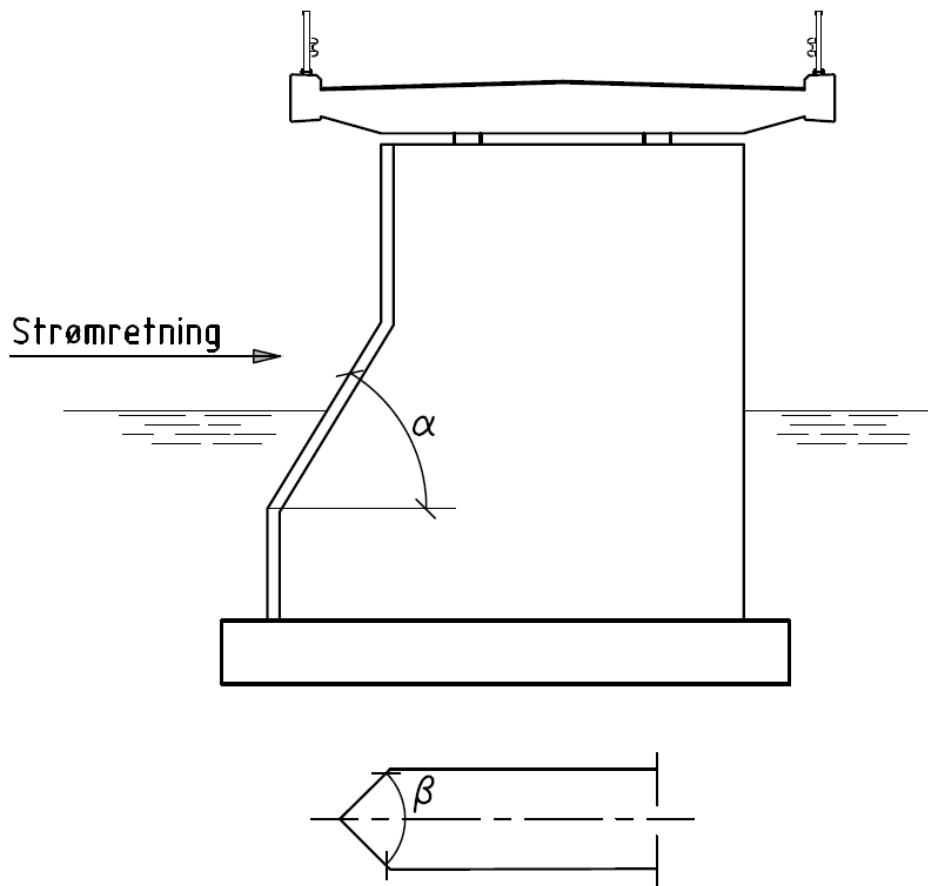
$$F = F_c$$

Når $F_c > F_b$

$$F = F_c \text{ hvis } F_{bc} \geq F_c$$

$$F = F_b \text{ hvis } F_{bc} \leq F_c$$

$$F = F_{bc} \text{ hvis } F_c > F_{bc} > F_b$$



Figur 5-1: Underbygning med aktuelle vinkler relevant for beregning av iskraft.

I små elver og/eller regulerte vassdrag kan i noen tilfeller islasten reduseres betydelig. Reduksjonen gjøres basert på en kvalifisert vurdering av det enkelte vassdrag og brusted.

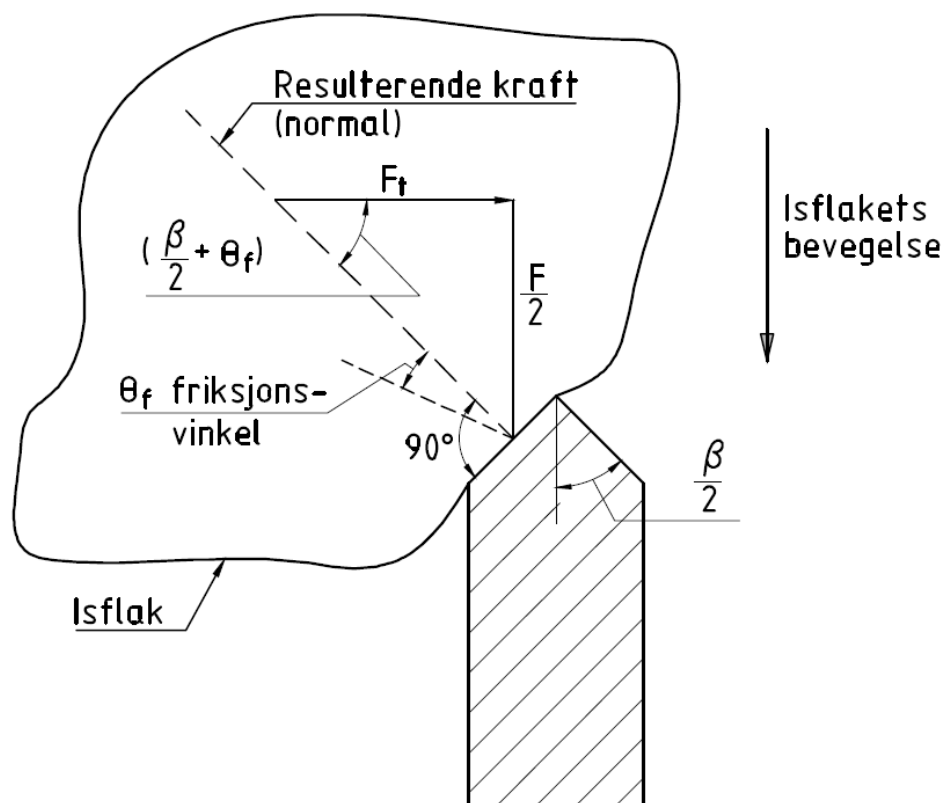
5.10.5 Støtlaster fra is

(1) For underbygning der tverrsnittet ikke er sirkulært (typisk skiver) og der skivens lengdeakse er omtrent parallell med isens bevegelsesretning, skal kraften F , som beregnet etter 5.10.4 (3), behandles som om den virker langs skivens lengdeakse. Følgende tilfeller skal undersøkes:

- a) Tilfelle 1: en langsgående kraft, F , pluss en transversal kraft, $0,15 F$
- b) Tilfelle 2: en langsgående kraft, $0,5 F$, pluss en transversal kraft, F_t , hvor

$$F_t = \frac{F}{2 \tan(0.5\beta + \theta_f)}$$

Hvor verdien av $(0.5\beta + \theta_f) \geq 90^\circ$ er begrenset til 90° . θ_f er friksjonskoeffisienten mellom isen og underbygningen, se figur 5-2. Ved mangel av presise data skal θ_f settes til 6° . For avrundede skiver skal β settes til 100° , der β er vist i figur 5-1.



Figur 5-2: Last fra isflak i bevegelse.

(2) For underbygning der tverrsnittet ikke er sirkulært (typisk skiver) og der skivens lengdeakse har en vinkel på isens bevegelsesretning, skal total islast behandles på skivens projiserte areal. Iskraften skal dekomponeres til en komponent parallell med skivens lengdeakse og en komponent på tvers av skivens lengdeakse. Komponenten som virker på tvers av skivens lengdeakse skal ikke være mindre enn 20 % av den totale iskraften.

(3) For underbygning med tverrsnitt som er sirkulære (typisk søyler), skal kraften F , som beregnet etter 5.10.4 (3), behandles som om den virker i isens driftsretning.

(4) I tilfeller der iskraften er betydelig, skal slanke og fleksible skiver og søyler utsatt for iskraft kun benyttes i samråd med relevant spesialistkompetanse. Dynamisk forsterkning av islastene kan forventes om dimensjonerende iskraft F gir en forskyvning i vannlinjen større enn 10 % av istykkelsen.

5.10.6 Oppstuvning av is

(1) I tilfeller der det er isdrift og det er mindre enn 30 m mellom underbygning i vann eller mellom underbygning og strandlinjen/landkar, skal et trykk på 10 kPa benyttes på alle flater som kan tenkes å bli utsatt for oppstuvning av is. Dette trykket skal påføres over normalvannstand opp til den forventede høyden av oppstuvningen. Trykk fra oppstuvning skal påføres både i strømrretning og på tvers av strømrretningen. For åpninger større enn 30 m kan dette trykket reduseres til 5 kPa.

5.10.7 Horisontal last fra termisk ekspansjon og vannstandsvariasjon

(1) Ensidig last fra fast isdekke ved temperaturendringer skal beregnes ut fra jevnt fordelt last:

$$q_h = 300 t + 1,6 |T| < 250$$

der

t er istykkelse i meter. Skal ikke innføres med større verdi enn $t = 0,5$ m.

T er minimumstemperatur med returperiode 50 år, se *NS-EN 1991-1-5:2003+NA:2008, figur NA.A2*. Muligheter for ensidig belastning fra ekspansjon skal vurderes i det enkelte tilfellet.

5.10.8 Vertikale islaster ved vannstandsvariasjoner

(1) Ved vannstandsendringer vil laster fra fast is angitt i 5.10.2 kunne få en vertikal oppadrettet komponent som maksimalt er 1/3 av den horisontale lasten. Isdekke fastfrosset i underbygning kan ved stigende vannstand gi løftelaster. Det skal tas hensyn til denne løftelasten.

Løftelasten (kN/m) kan beregnes som:

$$F_L = L_i q_v$$

der L_i er den eksponerte lengde som er i kontakt med is. For et sirkulært tverrsnitt er $L_i = \pi D$. Den fordelte løftende lasten er:

$$q_v = 0,6 \cdot t \cdot \sqrt{0,7 \cdot C \cdot p \cdot k_g}$$

der

H er total vannstandsending

k_g er opptrykksmodulen lik 9.81 kN/m³

p velges i henhold til 5.10.3, men ikke mindre enn 1000 kPa

For frittstående pel i byggefase kan løftelast forenklet beregnes som:

$$F_L = q_p t^2$$

der $q_p < 1600$ kN/m² og $t \leq 0,6$ m.

5.10.9 Iskraft fra påfrysing

(1) Vertikal kraft fra vannstandsendringer, F_v , på underbygning innfrosset i en is-formasjon skal beregnes som følger:

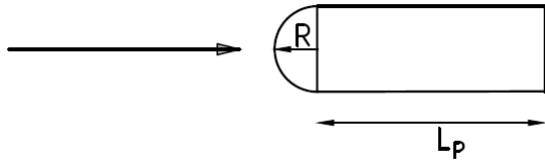
a) For sirkulære tverrsnitt:

$$F_v = 1250 t^2 \left(1.05 + \frac{0.13 R}{t^{0.75}} \right)$$

b) For avlange fundamenter

$$F_v = 15 L_p t^{1.25} + 1250 t^2 \left(1.05 + \frac{0.13 R}{t^{0.75}} \right)$$

der R er radius.



Figur 5-3: Mål på fundamenter for beregning av iskraft fra påfrysning.

Iskraft fra påfrysning er relevant for brusteder der frostmengden er betydelig.

5.10.10 Laster fra ising

(1) Effekter av ising skal antas å kunne skje på alle eksponerte flater i overbygning, underbygning, skilting, armaturer og rekkverk. På signalpaneler, brobjelker og beskyttelsesbarrierer skal ising antas å skje bare på en side.

(2) Tykkelsen av akkumulert is ved ising skal estimeres for det enkelte brusted. Enhetsvekt for is skal settes til 9.8 kN/m^3 og brukes i beregning av laster fra ising.

Ising er relevant for brusteder der frostmengden er betydelig. Ising oppstår enten som atmosfærisk ising eller fra vannsprøyt som fryser på konstruksjonen. Muligheten for at ising kan forekomme vurderes i det enkelte tilfelle.

5.11 Laster fra skred

(1) For konstruksjoner som har til hensikt å sikre øvrig infrastruktur mot skred skal skredlast bestemmes i hvert enkelt tilfelle.

Skredlasten kan beregnes, avhengig av skredtype, i henhold til følgende:

- Snøskred: veiledning V138 Veger og snøskred
 - Flomskred: veiledning V139 Flom- og sørpeskred
 - Steinskred: Vd rapport 32 Sikring av veger mot steinskred
-

(2) For beregning av ulykkeslast fra skred vises det til 5.14.4.

5.12 Snølast

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

(2) Tak eller andre konstruksjoner som beskytter bruer skal beregnes for snølast som angitt i NS-EN 1991-1-3.

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

5.13 Seismiske påvirkninger

(1) Bruer skal prosjekteres i henhold til NS-EN 1998-2, med de unntak som er beskrevet i NS-EN 1998-2:2005+A1:2009+NA:2009 punkt 1.1.1 (4). Bruer som ikke dekkes av omfanget gitt i dette punktet skal prosjekteres etter bestemmelsene i NS-EN 1998-1. Nedfylte konstruksjoner og støttemurer skal prosjekteres i henhold til NS-EN 1998-5.

Seismisk påvirkning betraktes som en unormal naturlast. Den seismiske påvirkningen karakteriseres ved hjelp av seismiske sonekart for akselerasjon i berggrunn, gitt som spissverdien a_{g40Hz} [m/s²] ved frekvens $f = 40$ Hz.

Jordskjelvbevegelsen angis som en beskrivelse av bevegelsen av berggrunnen i et enkelt punkt. For konstruksjoner som ikke står direkte på berggrunnen, kompenseres det for den endring av jordskjelvakserasjonen som skjer mellom berggrunnen og konstruksjonen.

(2) 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. Seismisk klasse for bruer bestemmes i henhold til NS-EN 1998-2.

Det stilles ikke krav om seismisk analyse for bruer som i henhold til NS-EN 1998-2:2005+A1:2009+NA:2009, tabell NA.2(904) er klassifisert som kategori 0.

5.14 Ulykkeslaster

Forekomst og konsekvens av ulykkeslaster relateres som regel til et bestemt risikonivå. Dersom ulykkeslasten kan bestemmes ved hjelp av sannsynlighetsberegninger, kan en i analysen se bort fra hendelser med lavere årlig sannsynlighet enn 10^{-4} .

Det regnes vanligvis ikke med påkjøringslaster fra jernbanetrafikk, da påkjøringsrisikoen regnes mindre enn angitt over.

5.14.1 Ulykkeslast forårsaket av kjøretøy

(1) Søylar, overbygning og andre bærende konstruksjoner skal kontrolleres for påkjøringslaster fra kjøretøy dersom dette er relevant.

Dimensjoneringen for påkjøringslaster skal vurderes særskilt for

- bruer med søylar nær vegbanen
- overbygning som består av flere bjelker ved siden av hverandre (inntil hverandre eller med avstand)
- hengestenger, staver i overliggende fagverk eller lignende
- vegger i tunneler, underganger osv.

Karakteristiske verdier for påkjøringslaster fra kjøretøy er angitt i NS-EN 1991-1-7 og NS-EN 1991-2. Avgjørende for påkjøringsrisikoen er konstruksjonens plassering i vegbanen, siktforhold, kurvatur osv.

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

5.14.2 Ulykkeslast forårsaket av skipstrafikk

(1) Bruer som går over farbart sjøområde skal planlegges og utformes slik at risikoen for påseiling blir minst mulig. På steder hvor seilleden endrer retning, eller hvor navigasjonsforholdene av andre grunner er vanskelige, skal konsekvenser av dette vurderes.

(2) Vertikal klaring og bredde i seilløp skal tilfredsstillende de krav som fastsettes av Kystverket for hvert enkelt prosjekt.

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

(3) Alle deler av en brukonstruksjon som kan påseiles av skip, skal dimensjoneres for de tilhørende støtlastene. Konstruksjonsdeler som er plassert utenfor kant av fundament eller fenderplate, for eksempel skrå søyler, buekonstruksjoner eller overbygningen, skal også dimensjoneres for støtlast.

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.

(4) Størrelse på støtkrefter skal bestemmes i hvert enkelt tilfelle.

Karakteristiske verdier for påseilingslast fra skip er angitt i NS-EN 1991-1-7. Støtkrefter fra fartøyer kan baseres på en risikoanalyse, der skipsstørrelse, skipets hastighet ved sammenstøt og tilhørende påseilingslast vurderes. Risikoanalysen kan gjennomføres i henhold til NS 5814, NS-EN 1991-1-7:2006+NA:2008, tillegg B, eller andre anerkjente metoder.

Forenklete regler og veiledende verdier av støtkrefter er angitt i NS-EN 1991-1-7:2006+NA:2008, punkt 4.6.

(5) For bruer over sjø skal det, også i områder hvor det ikke forventes skipstrafikk, regnes med en minste verdi på støtlast i henhold til NS-EN 1991-1-7:2006+NA:2008, punkt NA.4.6.3.

5.14.3 Ulykkeslast fra brann eller eksplosjon

(1) Karakteristisk verdi for ulykkeslast forårsaket av brann eller eksplosjon skal fastsettes særskilt for det enkelte prosjekt der dette er aktuelt.

(2) Spesielle konstruksjoner eller deler av konstruksjoner, hvor konsekvensene av en brann kan være vannfylling og tap av konstruksjonen, skal være brannbeskyttet. Beskyttelsen skal dimensjoneres for en brannbelastning på 300 MW basert på RWS - kurven i 2 timer, se også vegnormal N500 Vegtunneler. Samme brannbelastningskrav gjelder også for konstruksjoner hvor brann kan medføre sammenbrudd i konstruksjonen med store konsekvenser for omgivelsene.

Dette kan gjelde for konstruksjoner med overliggende bebyggelse eller installasjoner.

(3) Bærende konstruksjonsdeler som vurderes særskilt brannutsatt skal dimensjoneres for brann. Konstruksjonsdetaljer skal videre utformes slik at konsekvenser av brann minimeres. Det skal vurderes spesiell brannbeskyttelse for

- bru med eksponerte kabler (bærekabler, skråstagkabler, hengestenger, eksterne spennkabler osv.)
- bru som er lokalisert slik at brann fra nærliggende bebyggelse, parkeringsplass eller lignende kan ha betydning for 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 osv.) antas å representere.

5.14.4 Ulykkeslast fra skred og flom

(1) 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 5.11.

(2) Laster forårsaket av flom skal bestemmes i hvert enkelt tilfelle der dette er aktuelt.

5.15 Samtidighet av laster

(1) 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.

(2) Temperaturlast og passivt jordtrykk mot endeskjørt er laster som opptrer samtidig og klassifiseres som temperaturlast.

(3) Temperaturlaster og laster forårsaket av variasjoner i vannets tetthet tillates å ikke opptre med sin maksimale verdi samtidig med øvrige naturlaster.

(4) Ugunstigste vind-, strøm-, bølge- og tidevannslast skal regnes å opptre samtidig. I kombinasjon med andre laster skal kombinasjoner av disse naturlastene regnes som én last.

For flytebruer og rørbruer vises det til kapittel 4.11

(5) 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 disse lastene opptrer sammen og hvordan de kombineres med andre laster.

6 Konstruksjonsanalyser

Tilleggsbestemmelser for spesielle konstruksjonstyper er gitt i kapittel 4.

6.1 Dimensjoneringsprinsipper

(1) Det forutsettes dimensjonering ved beregninger etter partialfaktormetoden. Ved bruk av alternative dimensjoneringsmetoder, som for eksempel dimensjonering ved prøving eller probabilistiske metoder, skal det gjennomføres teknisk kontroll av konsept, se 2.5.

(2) 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.

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

6.2 Dimensjonerende lastvirkning

6.2.1 Generelt

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

(2) Ved bruk av forenklede metoder skal det dokumenteres at disse gir konservative resultater.

6.2.2 Dynamiske analyser

(1) Virkningene av dynamisk last skal ivaretas ved en dynamisk analyse eller være inkludert i lasten med konservativt valgt dynamisk forstørrelsesfaktor.

Lastfaktorene gitt i NS-EN 1990 inneholder ikke dynamiske tillegg.

6.2.3 Kombinasjon av ekstremverdier for dynamiske lastvirkninger

(1) Ekstremverdiene for responsstørrelser som opptrer i samme lastsituasjon skal anses som fullt korrelerte dersom korrelasjonen ikke beregnes. Dersom det tas hensyn til slik korrelasjon, skal beregningsmetoden dokumenteres.

6.2.4 Modellforsøk

(1) Det skal benyttes modellforsøk til å bestemme last eller lastvirkning i de tilfeller der 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 eller bestemme kritiske hastigheter for ulike fenomener som skyldes interaksjon mellom konstruksjon og omkringliggende luft eller vann.

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

(3) 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.

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

(5) Riktig fordeling av stivhet og masse i 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.

(6) Valg av modellov skal foreligge i god tid før modell bygges og forsøk gjennomføres.

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

(8) Overflateruhet og Reynoldstall, for eksempel for seksjonsmodeller, skal dokumenteres ved forsøk i luft eller vann.

6.2.5 Geoteknisk prosjektering – bruddgrensetilstand

(1) Supplerende tekst til NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016, punkt NA.A2.3.1 (5):

- Metode 3 skal brukes. For beregning av kapasitet (STR) av konstruksjonsdeler (fundamenter, pilarer, side- og frontmur på landkar, ballastkonstruksjoner osv.) hvor geotekniske laster og grunnens bæreevne inngår, skal det for geotekniske laster benyttes dimensjonerende verdier fra tabell NA.A2.4 (C). 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.

(2) Ved valg av dimensjonerende verdier for laster i NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016, tabell NA.A2.4(C), benyttes $\gamma_Q = 1,15$ for jordtrykk fra trafikklast på støttekonstruksjoner der trafikklasten er bestemt i henhold til 4.6 (3).

Bakgrunnen for å benytte $\gamma_Q = 1,15$ for denne trafikklasten er at returperioden er høyere enn for andre laster. For øvrige vertikale laster og variable laster benyttes $\gamma_Q = 1,30$. Dette gjelder for eksempel jernbanetrafikk, anleggstrafikk og trafikk på GS-veg.

6.2.6 Ulykkessituasjon og seismisk situasjon

(1) 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+A1:2005+NA:2016, tabell NA.A2.5:

- For ulykkessituasjon (ligning 6.11a/b):

Dersom det er avhengighet mellom ulykkeslasten og trafikklasten, settes $\psi_{2,i} = 0,5$ for trafikklast. $\psi_{2,i}$ settes lik 0,0 for øvrige variable laster.

- For seismisk situasjon (ligning 6.12a/b):

For trafikklasten settes $\psi_{2,i} = 0,5$. $\psi_{2,i}$ settes lik 0,0 for øvrige variable laster. Dersom konstruksjonen forutsettes stengt i skadet tilstand, vil trafikklast 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.

6.3 Krav til ikke-lineære analysemetoder

Ikke-lineær analyse kan benyttes til å dokumentere kapasitet i bruddgrensetilstand og ulykkessituasjon. Bruk av ikke-lineær elementmetode vil være aktuelt både for statiske analyser og for dynamiske analyser i tidsplanet.

6.3.1 Forutsetninger

(1) Den programvare som benyttes skal være basert på anerkjent teori, og skal være verifisert på eksempler som er relevante for den aktuelle bruk. Brukeren av programvaren skal ha kompetanse innen og erfaring med ikke-lineære elementmetoder og skal være i stand til å definere styrende parametere som grunnlag for modelleringen.

(2) Relevante sviktformer skal være ivare tatt i modellen. Slanke konstruksjoner skal analyseres med formulering for store forskyvninger. Virkning av formfeil skal medtas i konstruksjonens geometri i samsvar med kritiske knekkformer.

Relevante sviktformer kan for eksempel være plastisering av tverrsnitt, lokal og global knekking, eller brudd i grunnen.

Resultatene fra en ikke-lineær lastvirkningsanalyse er avhengig av den påførte lasthistorien.

(3) I analysen skal det være relevant 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 laster skal kun benyttes i analysen dersom det dokumenteres at disse gir pålitelige resultater.

6.3.2 Typer av ikke-lineære konstruksjonsanalyser

De to hovedområdene for bruk av ikke-lineær konstruksjonsanalyse er

- *lastvirkningsanalyse*
- *global stabilitet*

Lastvirkningsanalyse er statisk eller dynamisk analyse for å frambringe deformasjoner og indre krefter for elementer i konstruksjonen. De beregnede indre krefter kontrolleres deretter mot kriterier i gjeldende standarder for bruddgrensetilstand eller ulykkessituasjon.

Global stabilitet er særlig relevant for ulykkessituasjon, men også aktuell for bruddgrensetilstand. Dette er statiske eller dynamiske analyser som frambringer både lastvirkning og kapasitetskontroll i en og samme analyse. Hensikten er å få fram en global kapasitet mot sammenbrudd for hele konstruksjonen.

Punktene (1)-(3) gjelder lastvirkningsanalyse, mens punktene (4)-(7) tar for seg global stabilitet.

(1) Den ikke-lineære modellen for beregning av lastvirkning skal være basert på midlere verdier for materialparametere, så som E-modul og fasthet. Kapasitetskontroll skal være basert på karakteristiske verdier for fasthet, som i de fleste tilfeller betyr 5 % -fraktil i tilfelle nedre grense for fasthet er kritisk og 95 % -fraktil dersom øvre grense for fasthet er styrende for kapasitet. Dersom materialparametere er basert på forsøk, skal midlere og karakteristiske verdier avledes.

(2) Det skal vises ved sensitivitetsanalyser at valg av materialparametere for beregning av lastvirkning er til sikker side.

For dynamiske analyser kan ofte de indre krefter bli redusert ved avtagende global stivhet fra plastisering. Dette gjelder eksempelvis ved kortvarig støt fordi betydningen av treghetslastene blir større med redusert global stivhet.

(3) Den ikke-lineære analysen skal ivareta sikkerhet etter gjeldende standard. Lastfaktor skal som hovedregel anvendes på lastvirkningen, dvs. på de indre krefter, gjennom at lastvirkningsanalysen baseres på karakteristiske laster uten lastfaktor. Materialfaktor anvendes på karakteristisk fasthet under beregning av kapasitet. Dersom annen framgangsmåte anvendes skal det dokumenteres at sikkerhetsnivået er ivaretatt. Kravet om karakteristisk fasthet i kapasitet skal også være hensyntatt i en eventuell felles lastfaktor.

(4) Modellen skal være i stand til å ivareta omfordeling av krefter i konstruksjonen på grunn av svipt eller reduksjon av styrken i enkeltelementer. Modellen skal således være i stand til å følge kraft-/deformasjons-forløpet for elementene også etter maksimal kapasitet.

For kontroll av global stabilitet anvendes lastfaktor direkte på ytre last, og økende last påføres modellen inntil konvergens ikke lenger oppnås (pushover). Denne analysen har som formål å få fram en sikkerhetsfaktor for global stabilitet (havari).

(5) Den ikke-lineære modellen for global stabilitet skal baseres på karakteristisk materialfasthet.

(6) Lastfaktor som anvendes på ytre last skal ivareta normal lastfaktor og materialfaktor. Dersom midlere fastheter er benyttet i modellen i stedet for karakteristiske skal dette forholdet også ivaretas av den ekvivalente lastfaktor.

(7) Formfeil for sviktformer som kan opptre skal kalibreres slik at de gir korrekt kapasitet for komponenter i henhold til kriteriene i den aktuelle dimensjoneringsstandard.

6.3.3 Dokumentasjon

(1) Det skal påvises at konstruksjonens detaljutføring samsvarer med analysemodellens forutsetninger.

For eksempel at de inelastiske deformasjoner indikert i analysen faktisk kan finne sted.

(2) Det skal foreligge dokumentasjon på at det anvendte analyseprogrammet oppfyller kravene i 6.3.1, 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 Fundamentering

7.1 Generelt

7.1.1 Innledning

(1) Gjennomførbarhet av valgte fundamenteringsløsninger med hensyn til grunnforhold, stabilitet og påvirkning på omgivelsene skal vurderes som en del av prosjekteringen.

Eksempel på påvirkning på omgivelsene kan være vibrasjoner, støy, områdestabilitet, miljø, grunnvannssenkning, setninger osv. Ytterligere informasjon er å finne i veiledning V220 Geoteknikk i vegbygging, veiledning V221 Grunnforsterkning, fyllinger og skrånninger, Peleveiledningen og Byggegruppeveiledningen.

7.1.2 Frostsikring

(1) Fundamentering og tilbakefylling inntil fundamenter, støttekonstruksjoner og andre konstruksjonselementer skal være i frostsikker utførelse. Det skal dimensjoneres for en frostmengde minst tilsvarende 100-års returperiode.

Se vegnormal N200 Vegbygging for valg av frostmengde.

Ved spunt er det nødvendig å ta hensyn til frostinntrengning i bakenforliggende masser.

7.1.3 Erosjon og erosjonssikring

(1) Erosjonsfare skal vurderes, og tilstrekkelig erosjonssikring skal dimensjoneres. Ved fundamentering i og ved vassdrag eller sjø, skal fundamentering på peler vurderes for å unngå uønskede konsekvenser av erosjon. Dimensjoneringsgrunnlaget skal være flom/strøm med returperiode i henhold til 3.6.2.

(2) Når det benyttes pelefundamentering skal det etableres erosjonssikring dimensjonert ut fra flom/strøm med returperiode minimum 100 år.

Valg av returperiode ved pelefundamentering gjøres ut fra en vurdering av relevante forhold, herunder peletype og tilhørende stivhet.

Veiledning V221 Grunnforsterkning, fyllinger og skrånninger gir metoder for dimensjonering av erosjonssikring for skrånninger. For vassdrag kan tilsvarende finnes i Veileder for dimensjonering av erosjonssikringer av stein (NVE, 2009). Utfyllende informasjon kan også finnes i Vassdragshåndboka: Håndbok i vassdragsteknikk (Tapir forlag, 2010).

7.1.4 Drenering og tilbakefylling

(1) Oppbygging, komprimering og drenering av fyllmasser inntil kulverter, støttemurer og landkar skal tilpasses konstruksjonen.

Krav er gitt i vegnormal N200 Vegbygging.

Oppbygging av fyllmasser inntil konstruksjoner kan prosjekteres som vist på brudetalj.

For oppbygging av filterkonstruksjoner vises det til vegnormal N200 Vegbygging.

Setningskrav for veg er gitt i vegnormal N200 Vegbygging. For tilløpsfyllinger gjelder kravene summen av setninger i undergrunnen og egensetninger i tilløpsfyllingen.

(2) Grunnens materialparametere og grunnvannstand/poretrykksforhold skal bestemmes som del av forundersøkelsene for prosjekteringen.

Bestemmelsen kan gjøres på grunnlag av målinger, observasjoner og/eller empiriske vurderinger.

Vurdering av mulig dimensjonerende bæreevne kan også inngå som en del av forundersøkelsene, slik at undersøkelsene kan tilpasses behovet ved den aktuelle fundamenteringsløsningen. Dette kan være en iterativ prosess, både med tanke på lastbilde og forundersøkelser.

7.1.5 Setninger

(1) For fundamenter på løsmasser eller friksjonspeler skal mulige setninger bestemmes. Skjevsetninger innad i et fundament skal vurderes.

Beregninger kan utføres som vist i veiledning V220 Geoteknikk i vegbygging.

For setningsreducerende tiltak, se veiledning V221 Grunnforsterkning, fyllinger og skråninger eller Peleveiledningen.

For lastvirkninger fra setninger, se kapittel 5.5.1.

(2) Høydevariasjoner på grunn av setninger og setningsdifferanser kan påvirke vertikalkurvatur for konstruksjonen. Konsekvenser for trafiksikkerhet, utstyr, vannavrenning og kjørekraft skal vurderes. Det skal kontrolleres at setninger ikke gir for liten fri høyde under brua.

(3) Dersom setninger eller setningsdifferanser har konsekvenser for trafiksikkerhet, vannavrenning, utstyr, kjørekraft eller kostnader, skal andre fundamenteringsløsninger vurderes.

Kravet om vurdering kan forstås som en gjennomgang av fordeler og ulemper ved mulige alternative fundamenteringsløsninger, inkludert overslagsmessige kostnader, og en oppsummerende begrunnelse av valgt løsning. Nedsatt hastighet som følge av setninger vil ikke være akseptabelt.

(4) Høydedifferanser mellom bru og tilstøtende veg på grunn av setninger skal bestemmes og nødvendige forebyggende tiltak prosjekteres. Overgang mellom bru og vegfylling skal utformes og dimensjoneres slik at setninger ikke påfører rekkverk, eventuell støyskjerm og ledninger skadelige påkjenninger.

For krav til setninger i overgang mellom bru og vegfylling, se kapittel 206 i vegnormal N200 Vegbygging.

(5) Dersom beregningene baseres på forutsatte kontrolltiltak i byggefase eller driftsfase, skal tiltakene spesifiseres i arbeidsgrunnlaget og/eller i som bygd- og forvaltningsdokumentasjonen. Det skal ikke forutsettes jekking av overbygning og justering av lagre i driftsfasen ved landkar.

Jekking ved landkar vil skape problemer for rekkverk, kantdrager, fuge, trekkerør og overvannsrør. I fugefri bruende vil noen av de samme problemstillingene kunne oppstå, og det frarådes å forutsette jekking også i slike bruender.

7.2 Såler – direkte fundamentering

7.2.1 Grunnlag

(1) Grunnens materialparametere og grunnvannstand/poretrykksforhold skal bestemmes som del av forundersøkelsene for prosjekteringen. Vurdering av dimensjonerende bæreevne skal også inngå, slik at undersøkelsene kan tilpasses behovet ved den aktuelle fundamenteringsløsningen.

(2) For berg skal dimensjonerende bæreevne bestemmes på grunnlag av representative karakteristiske fasthetsverdier, samt bergets sprekkesystem og topografi. Disse verdiene sammenlignes og korrigeres mot målte verdier når slike foreligger. Det skal benyttes modellfaktor $\gamma_{R;d}$ som velges slik at partialfaktor multiplisert med modellfaktor blir $\geq 2,0$.

(3) For berg skal friksjonskoeffisient for glidning bestemmes.

Uten nærmere vurdering tillates følgende verdier lagt til grunn:

- $\mu \leq 1,0$ ved støp direkte på utsprengt byggegrop.
- $\mu \leq 0,7$ ved bruk av avrettingsstøp på utsprengt byggegrop.

Avrettingsstøp med fortanning kan begrunne økt friksjonskoeffisient. For såler støpt direkte på blottlagt berg bestemmes friksjonskoeffisienten spesielt.

(4) For løsmasser skal aktuell friksjonskoeffisient bestemmes som mobilisert andel av dimensjonerende skjærfasthet under fundamentet etter en anerkjent metode. Krav til ruhet er gitt i tabell 7-1.

Tabell 7-1: Krav til ruhet ved dimensjonering av såler

Horisontalt terreng foran såle		Skrått terreng foran såle	
Material under såle	Ruhet r_b	Material under såle	Ruhet r_b
Sand, grus og sprengstein	$\leq 0,9$	Grus og sprengstein	$\leq 0,8$
Leire og silt (*)	$\leq 0,8$	Leire, silt og sand (*)	$\leq 0,7$

(*) Det forutsettes at leire/silt er uforstyrret, drenert og ikke frossen, slik at fundamentet ikke kan gli på underlaget.

Etablerte beregningsmetoder i det norske fagmiljøet finner bæreevne som funksjon av

- jordas skjærfasthet
- skjærmobilisering (ruhet) under fundamentet
- fundamentets dimensjoner og dybde under terreng
- terrenghelning foran fundamentet

Partialfaktorer anvendes i samsvar med prinsippene i NS-EN 1997-1. Krav til verdier for materialfaktorer er gitt i vegnormal N200 Vegbygging.

(5) Lastvirkninger skal regnes i underkant fundament, i overgangen mellom fundament og grunn. Fundamentets egenvekt og eventuell oppdrift skal inngå i aksialkrafta.

(6) Ved fundamentering på berg, skal berget vurderes av ingeniørgeolog. Dersom berget sprenges eller pigges, skal vurderingen gjøres både før og etter sprenging eller pigging.

Vurderingen kan gjøres på grunnlag av kjerneboringer, målinger, observasjoner og/eller empiriske vurderinger.

7.2.2 Kontroll av bæreevne og stabilitet

(1) Kontroll av bæreevne/velting og glidning for såler skal kontrolleres i bruddgrensetilstand.

Dette omfatter følgende dimensjonerende lastkombinasjoner, se NS-EN 1990, kapittel 6.4:

- Tap av statisk likevekt, se tabell NA.A2.4(A) (EQU).
 - Brudd eller store deformasjoner, se tabell NA.A2.4(B) (STR/GEO).
 - Ulykkessituasjon, se tabell NA.A2.5.
 - Seismiske laster, se tabell NA.A2.5.
-

(2) Bæreevne/velting skal kontrolleres i bruddgrensetilstand etter følgende prosedyre:

(a) Lasteksentrisiteter bestemmes:

$e_x = M_{x,Ed} / N_{Ed}$ = lasteksentrisitet i bruas lengderetning for rektangulære såler

$e_y = M_{y,Ed} / N_{Ed}$ = lasteksentrisitet i bruas tverretning for rektangulære såler

$e_{res} = M_{Ed} / N_{Ed}$ = resulterende lasteksentrisitet for sirkulære såler,

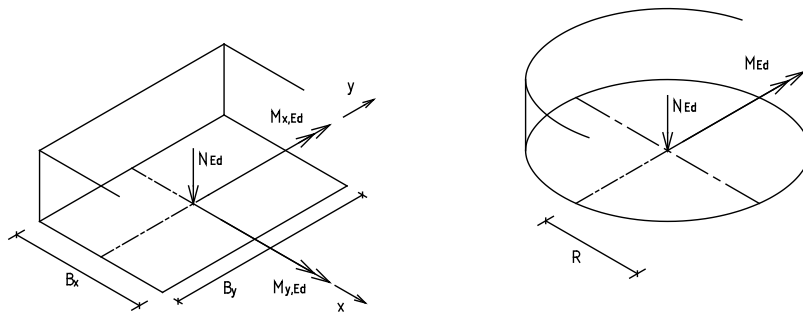
der $M_{Ed} = \sqrt{M_{y,Ed}^2 + M_{x,Ed}^2}$

(b) Effektiv fundamentflate bestemmes som et areal, A_0 , med lasteksentrisiteten(e) i arealets tyngdepunkt og avgrenset av fundamentets render.

(c) Dimensjonerende grunntrykk, σ_g , kontrolleres mot grunnens dimensjonerende bæreevne, f_g :

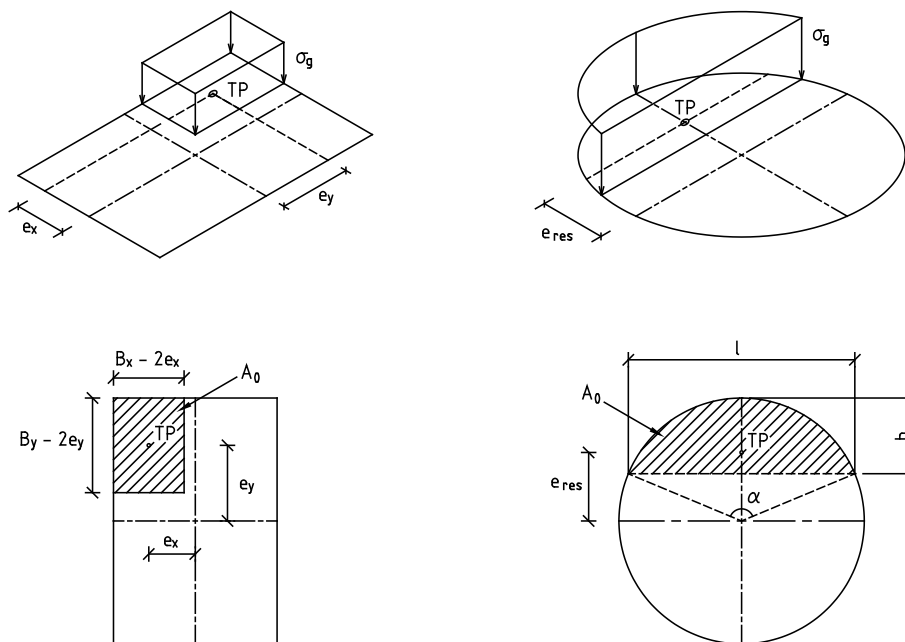
$$\sigma_g = \frac{N_{Ed}}{A_0} \leq f_g$$

Forslag til symboler for kontroll av bæreevne/velting er vist i figur 7-1 nedenfor.



Figur 7-1 Forutsetninger og symboler ved kontroll av bæreevne/velting

Forutsetninger og formler for beregning av dimensjonerende grunntrykk er vist i figur 7-2 nedenfor.



For rektangulære fundamenter:

$$A_0 = (B_x - 2e_x) (B_y - 2e_y)$$

For sirkulære fundamenter, med α i radianer:

$$A_0 = \frac{R^2}{2} (\alpha - \sin \alpha)$$

$$e = \frac{(2R \sin \frac{\alpha}{2})^3}{12 A_0}$$

Vinkel α antas og itereres til $e = e_{res}$.

$$(h = R (1 - \cos \frac{\alpha}{2}))$$

Figur 7-2 Beregning av dimensjonerende grunntrykk

(3) Glidning skal kontrolleres i bruddgrensetilstand ved at forholdet mellom horisontalkraft (resulterende skjærkraft) og vertikalkraft (aksialkraft) ikke overskrider friksjonskoeffisienten mellom fundamentet og grunnen:

$$V_{Ed} \leq \mu N_{Ed}$$

$$\text{der } V_{Ed} = \sqrt{V_{x,Ed}^2 + V_{y,Ed}^2}$$

7.2.3 Kontroll av lasteksentrisitet

(1) Lasteksentrisitetene i bruksgrensetilstand kombinasjon *sjeldent forekommende* skal ikke være større enn at reaksjonstrykket kan regnes som et lineært varierende grunntrykk med null i senter fundament og en største verdi ved ytterkant fundament.

For rektangulært fundament:

$$\sqrt{\left(\frac{e_x}{b_x/3}\right)^2 + \left(\frac{e_y}{b_y/3}\right)^2} \leq 1$$

For sirkulært fundament:

$$e_{res} \leq 0,6 R$$

7.3 Bergankere

7.3.1 Generelt

(1) Bergankre (forspente ankere) skal kun regnes med i kapasiteten dersom grunnen på forhånd er undersøkt og godkjent av geolog/geotekniker for slik forankring. Dersom bergets sprekkemønster og bruddvinkel er kjent, skal disse verdiene vurderes brukt.

Godkjenningen kan baseres på kjerneboringer, målinger, observasjoner og/eller empiriske vurderinger.

(2) Permanente bergankere (*permanent ground anchors* etter NS-EN 1537) skal være produsert i fabrikk av spennarmeringsleverandør av et system med ETA. Lukket korrugert plastrør med innvendig og utvendig sementmørtel injisert etter montering av berganker i borhull regnes å utgjøre to korrosjonsbarrierer og dermed dobbel korrosjonsbeskyttelse.

(3) Det skal spesifiseres i arbeidsgrunnlaget at det ikke tillates omtak med jekk under prøveoppspanning.

Godkjenningsprøving av bergankere utføres for alle ankere i henhold til NS-EN 1537. Regler for oppspenningskraft ved godkjenningsprøving (P_p) og låsekraft (P_0) finnes i NS-EN 1997-1.

Låsekraft $P_0 \leq 0,7 F_{p0,1k}$ anbefales.

(4) Øvrige konstruksjonsenheter og kraftoverføringsdetaljer skal ha minst like stor kapasitet som bergankeret.

7.3.2 Bergankere i såler

(1) Kun permanente bergankere, se 7.3.1 (2), skal benyttes. Bergankere skal bestå av minst to enheter.

(2) Beregnet installert kapasitet for bergankere skal gis en reduksjonsfaktor 0,75.

Etter NS-EN 1997-1, 8.5.2 (5), er dimensjonerende geoteknisk motstand i bruddgrensetilstanden $R_{ULS;d} = \frac{R_{ULS;k}}{\gamma_{a;ULS}}$
 $R_{ULS;k}$ tilsvarer prøvelasten ved godkjenningssprøving, P_p , og $\gamma_{a;ULS} = 1,0$. Reduksjonsfaktoren 0,75 ivaretar hensyn til ujevne grunnforhold og installasjonsmetode, se NS-EN 1997-1, tabell NA.A.19, fotnote a.

(3) Kontroll av bæreevne, stabilitet og eksentrisitet for sålen skal gjennomføres på samme måte som for såler uten bergankere, se 7.2.2 og 7.2.3, men med lastvirkninger som inkluderer bidrag fra bergankere. Lastbidrag fra bergankere settes lik $S_{anker} \leq 0,9 P_0$. Lastfaktor for bidrag fra bergankere settes lik 1,0 både i bruddgrensetilstand og bruksgrensetilstand.

P_0 er låsekrafta, se 7.3.1. Reduksjonsfaktoren 0,9 ivaretar relaksasjon i spennarmeringen og eventuelle endringer i grunnen over lang tid.

Bergankeres bidrag kan bestemmes slik:

Lastvirkninger fra bergankere:

- S = samlet spennkraft fra alle ankere, $\sum S_{anker}$
- e_{sx} og e_{sy} = eventuelle eksentrisiteter for S

Dimensjonerende lastvirkninger for rektangulære fundamenter med bergankere:

- $N_{Ed-S} = N_{Ed} + S$
- $M_{y,Ed-S} = M_{y,Ed} + S e_{sy}$
- $M_{x,Ed-S} = M_{x,Ed} + S e_{sx}$

Dimensjonerende lastvirkninger for sirkulære fundamenter med bergankere:

- $N_{Ed-S} = N_{Ed} + S$
 - $M_{Ed-S} = M_{Ed} + S e_s$
-

(4) Bergankeres nødvendige bidrag til bæreevne/velting og glidning skal begrenses til en andel p .

Dimensjonerende lastvirkninger (E_d) bestemmes. Bæreevne og motstand mot velting og/eller glidning bestemmes så både uten bergankere (R_d) og med bergankere ($R_{s,d}$). Når $R_{d,s} \geq E_d$, bestemmes andelen av nødvendig kapasitet som tas av bergankere ved $p = (E_d - R_d)/E_d$.

For ferdig konstruksjon gjelder følgende:

- $p \leq 0,25$ der omlagring av krefter ikke er mulig
- $p \leq 0,50$ der omlagring av krefter er mulig

Mulighet for omlagring skal forstås som at brudd i et berganker ikke medfører globalt sammenbrudd av konstruksjonen.

For byggefaser er det ingen krav til p , men nødvendig heftkapasitet for medvirkende bergfigur skal multipliseres med faktoren f , gitt ved:

- $f = 1,0$ for $p \leq 0,3$
- $f = 1/0,3 p$ for $0,3 < p \leq 0,6$
- $f = 2,0$ for $p > 0,6$

Et søylefundament vil i mange tilfeller være eksempel på en konstruksjon der omlagring av krefter ikke er mulig. En støttemur med jevnt fordelte bergankere er eksempel på en konstruksjon der omlagring av krefter er mulig.

Se veiledning V220 Geoteknikk i vegbygging og Peleveiledningen for utfyllende beskrivelse av heftkapasitet for medvirkende bergfigur.

(5) Forankringer for motvektskasser skal beregnes etter reglene i (4) med $p \leq 0,25$. Kontroll av velting gjelder da global stabilitet av den aktuelle delen av brua.

For en såle med bergankere gjelder stabilitetskontrollen i utgangspunktet selve fundamentet og den konstruksjonsdelen (søyla eller støttemuren) som hviler på fundamentet utsatt for (aksialkraft og) moment. For en såle som danner opplegg for en motvektskasse gjelder stabilitetskontrollen den delen av hele det globale bæresystemet som kan tenkes å velte, for eksempel sidespenn, hovedpilar og deler av hovedspenn for ei FFB-bru.

7.4 Bergbolter i såler

7.4.1 Materialer

(1) Bergbolter av armeringsstenger skal være i henhold til 8.2.6.

7.4.2 Bruddgrensetilstand

(1) Ved kontroll av kapasitet i bruddgrensetilstand skal kun bidrag fra gravitasjon og eventuelle bergbolter medregnes.

For eksempel nedadrettet skjærspenning i bruddplan i løsmasse over baklabbe kan ikke medregnes.

(2) Ved bestemmelse av bergboltens kapasitet skal det benyttes modellfaktor som velges slik at partialfaktor multiplisert med modellfaktor blir $\geq 2,0$.

7.4.3 Forankringslengde i berg

(1) Bergboltens forankringslengde i berg skal være $\geq 60\emptyset$ ved tørrstøp og $\geq 80\emptyset$ ved undervannsstøp.

(2) Ved undervannsstøp skal boltens forankringslengde opp i fundamentet økes med 150 mm ut over kravet i NS-EN 1992.

7.4.4 Bergbolters andel av nødvendig kapasitet

(1) Bergbolters nødvendige bidrag til bæreevne og stabilitet skal begrenses til en andel p .

Dimensjonerende lastvirkninger (E_d) bestemmes. Bæreevne og motstand mot velting og/eller glidning bestemmes så både uten bergbolter (R_d) og med bergbolter ($R_{d,b}$). Når $R_{d,b} \geq E_d$, bestemmes andelen av nødvendig kapasitet som tas av bergbolter ved $p = (E_d - R_d)/E_d$.

For såler for støttemurer skal $p \leq 0,50$.

For såler for andre konstruksjoner gjelder følgende:

- $p \leq 0,50$ i byggefase
- $p \leq 0,25$ for ferdig konstruksjon

For ferjekaier kontrolleres p for dimensjonerende lastkombinasjoner uten støt- og fortøyningslaster.

7.4.5 Korrosjonsbeskyttelse

(1) Bergbolter skal enten være korrosjonsbeskyttet med varmforsinking i henhold til 9.2.1 (5) og pulverlakk eller i rustfritt stål i henhold til 8.2.6 (2). For bolter som kun regnes virksomme i byggefasen, tillates det at korrosjonsbeskyttelse sløyfes.

7.5 Peler og pelefundamenter

7.5.1 Valg av peletype

(1) Valg av peletype skal begrunnes på bakgrunn av tekniske vurderinger i henhold til 1.1.3.

Aktuelle peletyper er gitt i Peleveiledningen (NGF, 2019), og er nærmere spesifisert i retningslinje R762 Prosesskode 2 Standard beskrivelsestekster for bruer og kaier. De mest vanlige peletypene for bruer er rammede betongpeler, rammede- og borede stålrørspeler, borede peler (pilarer) og stålkjernepeler. Rammede massive stålpeler (profilstål) blir lite brukt på grunn av tidskrevende kontroll av sveising og frarådes derfor der det er behov for skjøting på byggeplass. Jetpeler regnes i brusammenheng som grunnforsterkning, og mikropeler, foruten stålkjernepeler, vil i de fleste tilfeller ikke tilfredsstillende øvrige krav i normalen.

For bruer og andre bærende konstruksjoner planlagt fundamentert på peler i kvikkleire eller i bløt/meget bløt grunn (silt/leire), anbefales det å vurdere pelenes evne til å motstå uforutsette endringer i grunnen. Det kan være aktuelt å dimensjonere pelene/fundamentet for passivt trykk, for å oppnå tilstrekkelig sikkerhet/robusthet.

Ved pelelengder < 7 meter frarådes rammede peler.

Det kan være utfordringer knyttet til utstøping av borede stålrørspeler og borede peler (pilarer) med lengde > 30 meter. Vanskelighetsgraden for utstøping av borede stålrørspeler og borede pilarer øker med økende dybder. Den angitte dybden er ikke absolutt. Det er nødvendig å kartlegge risikomomenter ved hvert enkelt prosjekt.

Borede peler og borede stålrørspeler støpes i all hovedsak under vann. Betongstøp i vann utføres som beskrevet i Norsk Betongforenings publikasjon nr. 5. God planlegging for å sikre at valgt betongsammensetning ikke får utvasking med påfølgende dårlig bergkontakt er nødvendig. Metoder, utstyr og valgt betongsammensetning dokumenteres ved prøvestøp. Ved valgt fasthet høyere enn B35 for AUV-betong og B45 for normal undervannsbetong dokumenteres betongen før oppstart ved det aktuelle blandeverk.

Påkoblet rørgate endres ikke i dimensjon, fordi enhver endring i dimensjon i den samme rørgaten øker risikoen for propp eller ras. Anbefalt rørdiameter er 100-125 mm (4-5 tommer). Mindre diameter gir økt fare for propp og større diameter gir fare for ras.

Rørmunning ved pumpestøp tettes for å hindre inntrenging av vann.

I frostsone, ned til -4 meter fra bakkenivå, er det nødvendig å dokumentere betongens frostbestandighet. De øverste 3 meter komprimeres med vibrator. Det er kun nødvendig at vibratoren er påslått når den trekkes opp av betongen.

Stålkjernepeler vil kreve større kraner etterhvert som dimensjon og lengde øker. Dersom pelene i tillegg er skrån, vil dette kunne medføre behov for flere ulike oppstillingsplasser for kran.

(2) Stålrørspeler skal ha pelediameter ≥ 700 mm.

Det er for stor usikkerhet knyttet til utstøping av stålrør med mindre diameter. Liten diameter på stålrør gir utfordrende støp både med tanke på utflyting i bunn og med tanke på tilstrekkelig plass for nedføring av rørgate til pumping. Ved bruk av borede stålrørspeler blir risikoen for dårlig bergkontakt høy.

(3) Dersom eksponeringsklasse etter NS-EN 1992-1-1 medfører betongpeler med armerings-overdekning større enn angitt i 7.5.6 (3), skal det benyttes annen peletype.

Kravet innebærer at betongpeler ikke kan benyttes for fundamenter for konstruksjonsdeler i nærheten av vei. Betongpeler kan benyttes for fundamenter for eksempel for landkar og søyler under bruer, selv om kjørebanelen på brua forutsettes saltet.

7.5.2 Dimensjoneringsprinsipper

Generelle dimensjoneringsprinsipper er gitt i Peleveiledningen og veiledning V220 Geoteknikk i vegbygging.

(1) For rammede peler skal det utarbeides rammekriterier. Ekstra påkjenning på pelene og pelespissen under ramming og stoppslagning skal sammenlignes med statisk belastning, og kan være dimensjonerende.

(2) For peler med lengde over 30 meter og for peler som rammes gjennom faste masser, skal det gjøres vurderinger, eventuelt også beregninger, av rambarhet (rambarhetsanalyser).

Veiledning V220 Geoteknikk i vegbygging gir beskrivelse av framgangsmåte for rambarhetsanalyser.

Det anbefales benyttet materialdimensjoner (eksempelvis godstykkelse i stålrørspeler) som medfører at elastisk deformasjon i pelene under hard ramming ikke blir vesentlig høyere enn 20 mm.

(3) Analysemodellene skal ta hensyn til fundamentplatas stivhet der dette er av betydning for innbyrdes lastfordeling på pelene.

(4) Det skal tas hensyn til pelenes stivhet der dette har betydning.

Dette gjelder for eksempel for fundamenter med store forskjeller i pelelengder eller ved vurdering av knekking.

(5) Ved bestemmelse av stivhet skal stålet medregnes med forutsetninger

- uten korrosjon
- korrodert i henhold til 7.5.4 (4)

(6) Eventuell påhengslast fra jord skal betraktes som en permanent last med lastfaktor lik 1,0 i alle grensetilstander, men skal kun regnes med dersom lastvirkningen er ugunstig.

Se NS-EN 1997-1, kapittel 7.3.2.2 (7): "Vanligvis er det ikke nødvendig å vurdere påhengskrefter og forbigående laster samtidig i lastkombinasjoner."

Påvirkning av påhengslast er viktig å vurdere spesielt ved skråpeler.

(7) Ved knekningsvurderinger skal parametere for jordens sidestøtte og sidefriksjon velges konservativt.

Peleveiledningen, kapittel 4, gir en anbefaling for valg av parametere for jordens sidestøtte. 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.

(8) Ved beregning av sidestøtte og sidefriksjon fra jord skal det tas hensyn til eventuell risiko for erosjon av løsmassene, se også 7.1.3. Eventuell risiko for redusert sidestøtte, for eksempel av boretekniske grunner, skal vurderes.

Boreteknikk og boresystemer er omtalt i retningslinje R762 Prosesskode 2 Standard beskrivelsestekster for bruer og kaier, prosess 83.3 og 83.5. Det kan være aktuelt å spesifisere et bestemt boresystem. Dette er også omtalt i kapittel 11, 12 og 16 i Peleveiledningen.

(9) Egenvekt av pel skal inkluderes i dimensjonerende lastvirkninger.

(10) Ved bestemmelse av installert kapasitet skal full tverrsnittsreduksjon på grunn av korrosjon forutsettes for stålet, se 7.5.4 (4). For ikke utstøpte stålrørspeler skal full tverrsnittsreduksjon på grunn av korrosjon forutsettes på begge sider av røret.

(11) Ved bestemmelse av installert kapasitet skal det tas hensyn til mulig påvirkning fra grunnforhold og installasjon.

Installert kapasitet beregnes som dimensjonerende kapasitet multiplisert med reduksjonsfaktoren f_a , se Nasjonalt tillegg, tabell NA.A.6, NA.A.7 og NA.A.8 i NS-EN 1997-1:2004+A1:2013+NA:2016 samt Peleveiledningen.

(12) Der stålrøret i utstøpte stålrørspeler utnyttes konstruktivt i ferdigtilstand skal betongens E-modul velges slik at betongens kryp og svinn er ivaretatt.

(13) Der stålrøret i utstøpte stålrørspeler utnyttes konstruktivt i ferdigtilstand skal installert kapasitet bestemmes med forutsetning om at det ikke er heft i grensesnittet betong/stålrør.

(14) Valg av reduksjonsfaktor, f_a , skal begrunnes.

Reduksjonsfaktoren, f_a , velges ut fra en vurdering av forhold angitt i Peleveiledningen, punkt 1.11.3.

For frittstående pelegruppe i vann med utstøpte stålrørspeler, gjelder spesielle regler for bestemmelse av reduksjonsfaktoren, se

(15) Dersom forutsetningene for valgt reduksjonsfaktor er endret etter utførelsen av pelearbeidene, skal det gjennomføres ny dimensjonering med endret reduksjonsfaktor.

Vanligvis vil dette tilsi lavere reduksjonsfaktor, som igjen kan medføre behov for tiltak, eksempelvis supplerende peler.

(16) Der stålrøret i stålrørspeler utnyttes konstruktivt i ferdigtilstand, skal stålrøret i toppen ha en avslutning (for eksempel en flens) som med hensyn til både kapasitet og stivhet sikrer full overføring av aksialkraft, skjærkraft og moment mellom fundament og pel.

(17) Dersom horisontale skjærkrefter ikke kan tas opp av løsmasser, skal pelespissen prosjekteres og utføres slik at den sikrer overføring av horisontalkreftene gjennom spissen.

Dette kan oppnås for eksempel ved fordybning.

7.5.3 Strekkpeler

(1) For spissbærende peler skal trykk eller strekk bestemmes ved pelespiss, inkludert neddykket tyngde av pel.

(2) For bruksgrensetilstand kombinasjon *karakteristisk* tillates ikke strekkpeler. For ferjekaier gjennomføres kontrollen for lastkombinasjoner uten støt- og fortøyningslaster. Kontroll av bruksgrensetilstand er ikke nødvendig for byggefaser.

Det anbefales å optimalisere pelegruppen slik at strekkpeler unngås også for bruddgrensetilstand.

(3) For strekkpeler i løsmasse og/eller berg gjelder følgende:

- Pelers bæreevne på strekk skal bestemmes ved beregninger eller prøvebelastning
- Det skal ikke regnes bidrag fra løsmasser og berg i samvirke
- Peleskjøter skal dimensjoneres og detaljeres

For ferjekaier inngår støt- og fortøyningslaster i dimensjonerende lastkombinasjoner i bruddgrensetilstand.

(4) Ved kontroll av bæreevne for strekkpeler i løsmasse skal partialfaktoren multipliseres med modellfaktor $\gamma_{R;d} = 1,65$ i bruddgrensetilstand og $1,10$ i ulykkessituasjon.

Bæreevne på strekk for peler i sand (friksjonsjord) og i leire (kohesjonsjord) kan beregnes i henhold til Peleveiledningen. I mellomjordarter (siltige jordarter) kan den laveste bæreevnen beregnet etter de to metodene benyttes.

(5) For strekkpeler i berg skal det for pelens bæreevne på strekk benyttes modellfaktor $\gamma_{R;d}$ som velges slik at partialfaktor multiplisert med modellfaktor blir $\geq 3,0$ i bruddgrensetilstand og $\geq 2,0$ for ulykkessituasjon. Ved beregning av dimensjonerende bæreevne skal beregnet nødvendig innstøpingslengde være $\leq 4,0$ meter.

(6) Strekkforankringer for rammede peler med bolter, stag eller andre typer forankringer i berg skal kun benyttes for å ta støt- og fortøyningslaster på ferjekaier.

7.5.4 Stål

(1) Stål skal ha stålkvalitet, leveringsstandard og materialsertifikat i samsvar med tabell 7-2.

(2) Det skal benyttes buttsveis ved skjøting av stålrør i stålrørspeler og ved skjøting av profilstål.

(3) Der stål utnyttes konstruktivt i ferdigtilstand, skal sveiser ha samme kapasitet som de sammensveiste delene og det skal spesifiseres sveisekontrollklasse WIC5 uten krav til radiografi.

Sveisekontrollklasse er gitt i NS-EN 1090-2:2018, tillegg L. Sveiser vil ofte bli utført på byggeplass og vil ikke være mulige å inspisere etter at pel er installert. Kravet er derfor strengt.

Bruk av radiografi vil kreve evakuering av byggeplass. I forbindelse med peling vil dette i mange tilfeller påvirke framdrift og kostnader uforholdsmessig mye og være upraktisk for videre peling. Bruk av radiografi behøver derfor ikke spesifiseres.

(4) Ved bestemmelse av reduksjon av ståltykkelse på grunn av korrosjon skal tabell NA.4.1 og NA.4.2 i NS-EN 1993-5:2007/NA:2010 legges til grunn. Det skal dokumenteres at materialdimensjon og korrosjonshastigheten er slik at restkapasiteten er tilfredsstillende under hele den dimensjonerende brukstiden. Bakteriell korrosjon skal vurderes spesielt.

Det er stor usikkerhet knyttet til korrosjon av stål i svært forurenset ferskvann.

Bidrag fra stålrøret i stålrørspeler og føringsrøret for stålkjernepeler tillates medregnet.

(5) Frittstående peler i sjøvann skal ha korrosjonsbeskyttelse med offeranoder.

Offeranoder fungerer ikke i ferskvann.

Tabell 7-2 Stålkvaliteter med tilhørende standarder

Elementtype	Kvalitet	Leveringsstandard
Stålrørspeler, spiralsveisede pelerør, $\varnothing \geq 700$ mm, stål ikke utnyttet konstruktivt i ferdigtilstand	S355J2H	NS-EN 10219-1
Stålrørspeler, spiralsveisede pelerør, $\varnothing \geq 700$ mm, stål utnyttet konstruktivt i ferdigtilstand	S355NH S355NH/MH	NS-EN 10210-1 NS-EN 10219-1
Pelespisser for stålrørspeler og massive stålprofiler	S355J2+N/M	NS-EN 10025-2
Stålpeler, massive stålprofiler	S355J2+N/M	NS-EN 10025-2
Stålkjernepeler, ikke skjøting ved sveising, $\varnothing \geq 70$ mm	S355J2	NS-EN 10025-2
Stålkjernepeler, skjøting ved sveising og pelehoder, $\varnothing \geq 70$ mm	S355N/ S355M	NS-EN 10025-3 NS-EN 10025-4
Føringsrør for stålkjernepeler $\varnothing \geq 89$ mm	S355J2H	NS-EN 10219-1
Dybler/fotbolter	S355J2+N	NS-EN 10025-2

7.5.5 Overflatebehandling

(1) Behov for overflatebehandling skal vurderes og eventuelt spesifiseres. Det skal ikke benyttes overflatebehandling som korrosjonsbeskyttelse under terrengnivå eller i vann.

Overflatebehandlingens hensikt er å redusere påhengskrefter og kan for eksempel bestå av bitumenbelegg. Overflatebehandling for å hindre korrosjon kan bli skadet som følge av installasjonen og tillates derfor ikke. Over terrengnivå eller vann kan peler overflatebehandles i henhold til 9.2.1.

7.5.6 Betongpeler

(1) Behov for fordoring, forboring og uttak av leirpølser skal vurderes og eventuelt spesifiseres.

(2) Behov for borekanal og fordybning skal vurderes og eventuelt spesifiseres.

Ved bruk av fordybning kan det benyttes dybel med diameter ≥ 50 mm og lengde 3 meter. Ved boring for fordybning anbefales det å spesifisere separat borerigg.

(3) For prefabrikkerte betongpeler gjelder følgende spesielle konstruksjonskrav:

- Peledimensjon skal være minimum P270 (sidekant ≥ 270 mm).
- Pelene skal være klasse 1 etter EN 12794:2005+A1:2007, tabell 3.

- Pelers skal kunne skjøtes i toppen.
- Peleskjøter skal være av klasse A etter EN 12794:2005+A1:2007, tabell 4. Peleskjøter skal ha minst samme dimensjonerende trykkapasitet som pelen og dimensjonerende strekkapasitet minst lik 90 % av pelens strekkapasitet.
- Betongpeler tillates ikke brukt som strekkpeler. Spennarmerte peler tillates ikke brukt.
- Betongens fasthetsklasse skal være $\leq B55$
- Det skal ikke benyttes mindre lengdearmring enn 4 ϕ 20 plassert i hjørnene, og øvrig lengdearmring skal ha diameter ≥ 16 mm.
- Pelene skal ha bøyer eller spiralarmering med diameter ≥ 10 mm. Bøylenes senteravstand skal være ≤ 150 mm og ≤ 100 mm over 3 meter nærmest pelespiss.
- Nominell overdekning skal være ≥ 45 mm, og tillatt negativt avvik for overdekning $|\Delta C_{dev}| \geq 5$ mm.

(4) Nødvendige spesifikasjoner knyttet til pel, utførelse og kontroll skal utarbeides.

Nødvendige spesifikasjoner kan være

- type spiss/sko
- lengde av dubb
- rammeutstyr, type lodd og loddvekt
- rammeenergi
- spesielle krav til fallhøyde
- stoppslagningskriterier
- kriterier for etterramming
- omfang av dynamiske kontrollmålinger
- omfang av eventuell kontroll av krumning
- omfang av eventuell frilegging av armering

Spesifikasjonene kommer i tillegg til krav i 1.4.5.

Valg av korrelasjonsfaktorer i henhold til NS-EN 1997 vil være styrende for noen valg. Korrelasjonsfaktorene utgjør en del av sikkerhetsmarginen ved omregning fra målt eller beregnet bæreevne til karakteristisk verdi. Systemet er slik at det er ment å premiere omfang av grunnundersøkelser, omfang av dynamiske kontrollmålinger og fullskala prøvebelastninger ved at sikkerhetsmarginen reduseres ved økende omfang av undersøkelser. Dette kan gi litt snillere rammekriterier. Ytterligere informasjon er gitt i Peleveiledningen (2019), punkt 1.10.6 – 1.10.9.

7.5.7 Rammede stålrørspeler

(1) Behov for forboring og tiltak for å redusere massefortregning skal vurderes og eventuelt spesifiseres.

(2) Peleelementenes endeflater skal være plane og stå vinkelrett på elementenes lengdeakse.

Det anbefales en toleranse for maksimal tillatt skjevhet på peleelementenes endeflater på 1:500. Avfasing av endeflate for sveising innvirker ikke på endeflatens planhet.

(3) Spiss skal prosjekteres utfra funksjon og krav til kapasitet. Behov for fordybling skal vurderes og eventuelt spesifiseres.

Spiss kan prosjekteres i henhold til Peleveiledningen. Eksempel på spiss er vist på brudetalj.

Ved bruk av fordybning kan det benyttes dybel med diameter ≥ 80 mm og lengde 3 meter.

(4) Nødvendige spesifikasjoner knyttet til pel, utførelse og kontroll skal utarbeides.

Nødvendige spesifikasjoner kan være

- rammeutstyr, type lodd og loddvekt
- rammeenergi
- spesielle krav til fallhøyde
- stoppslagningskriterier
- kriterier for etterramming
- omfang av dynamiske kontrollmålinger
- omfang av eventuell kontroll av krumning, utstøping og prøvebelastning
- omfang av eventuell midlertidig avstivning
- eventuelt pelehode

Spesifikasjonene kommer i tillegg til krav i 1.4.5.

Valg av korrelasjonsfaktorer i henhold til NS-EN 1997 vil være styrende for noen valg. Korrelasjonsfaktorene utgjør en del av sikkerhetsmarginen ved omregning fra målt eller beregnet bæreevne til karakteristisk verdi. Systemet er slik at det er ment å premiere omfang av grunnundersøkelser, omfang av dynamiske kontrollmålinger og fullskala prøvebelastninger ved at sikkerhetsmarginen reduseres ved økende omfang av undersøkelser. Dette kan gi litt snillere rammekriterier. Ytterligere informasjon er gitt i Peleveiledningen (2019), punkt 1.10.6 – 1.10.9.

Anbefalinger knyttet til spesifikasjon av støp er angitt i 7.5.1 (1).

(5) Nominell overdekning skal settes til 65 ± 15 mm uavhengig av støpemetode. Det skal spesifiseres prefabrikkerte armeringskurver med heftsveising i krysningspunktene mellom bøylers/spiralarmoring og lengdearmoring, og det skal ikke benyttes utvendige monteringsstenger.

(6) Lukkede stålrørspeler skal støpes ut i hele pelens lengde og minimumsarmering skal bestemmes som for søyler.

For åpne stålrørspeler kan utstøping utelates i nederste del etter særskilt vurdering. Punkter som minimum anbefales vurdert er

- dybde i grunnen
 - massestype herunder homogenitet og partikkelstørrelse
 - grunnvannstand
-

7.5.8 Borede stålrørspeler

(1) Peleelementenes endeflater skal være plane og stå vinkelrett på elementenes lengdeakse.

Det anbefales en toleranse for maksimal tillatt skjevhet på peleelementenes endeflater på 1:500. Avfasing av endeflate for sveising innvirker ikke på endeflatens planhet.

(2) Behov for borerør for kjerneboring skal spesifiseres.

Borerørene benyttes til kontroll og sikring av full bergkontakt. Det anbefales at det spesifiseres minimum to borerør per pel. Dersom det er behov for å logge utstøping i hele pelens lengde med ultralyd, anbefales fire borerør.

(3) Nødvendige spesifikasjoner knyttet til pel, utførelse og kontroll skal utarbeides.

Nødvendige spesifikasjoner kan være

- maksimalt tillatt matetrykk
- innbøringsdybde
- eventuell boring med stålrør i berg utover innbøringsdybden
- eventuell boring under stålrør i berg
- eventuell injisering
- slamhåndtering
- rensk av pelefot
- eventuell vannstandskontroll
- eventuell vanntapmåling
- eventuell retthetsmåling med tolk
- eventuell retthetsmåling med instrument
- videoinspeksjon av pelefot
- kontroll av utstøpt stålrørspel
- eventuell kjerneboring i utstøpt stålrørspel
- eventuelt pelehode
- eventuell midlertidig avstivning

Spesifikasjonene kommer i tillegg til krav i 1.4.5. Innbøringsdybde kan settes til minimum 2,0 m i godt berg.

Det kan også være aktuelt å spesifisere boreutstyret både med tanke på miljø og gjennomførbarhet. Det vises til Peleveiledningen.

Det anbefales å spesifisere at armeringskurven sikres før støp for å hindre oppdrift eller annen påvirkning som kan forskyve denne under utstøping. Det anbefales å låse kurven i toppen av stålrøret. Overdekning sikres med armeringsstoler med ikke-metalliske kontakt.

Det anbefales å løfte armeringskurven 300 - 500 mm fra bunn i stålrør/pilar før støp for å sikre god utflyting av betong i bunn av pel.

Anbefalinger knyttet til spesifikasjon av støp er angitt i 7.5.1 (1).

(4) Nominell overdekning skal settes til 65 ± 15 mm uavhengig av støpemetode. Det skal spesifiseres prefabrikkerte armeringskurver med heftsveising i krysningspunktene mellom bøyler/spiralarming og lengdearming, og det skal ikke benyttes utvendige monteringsstenger.

(5) Det skal støpes ut i hele pelens lengde og minimumsarmering skal bestemmes som for søyler.

7.5.9 Borede peler (pilarer)

(1) Nødvendige spesifikasjoner knyttet til pel, utførelse og kontroll skal utarbeides.

Nødvendige spesifikasjoner kan være

- omfang av tidskrav mellom ulike arbeider med ulike peler
- framgangsmåter for nedføring av rør
- slamhåndtering
- videoinspeksjon av pelefot
- behov for føringsrør for kjerneboring, kontroll og inspeksjon
- øvrig behov for prøving og kontroll
- utførelse av injisering
- behov for permanent innvendig stålrør som forskaling

Spesifikasjonene kommer i tillegg til krav i 1.4.5. Det kan også være aktuelt å spesifisere boreutstyret både med tanke på miljø og gjennomførbarhet. Det vises til Peleveiledningen.

Det anbefales å spesifisere at armeringskurven sikres før støp for å hindre oppdrift eller annen påvirkning som kan forskyve denne under utstøping.

Armeringskurven anbefales løftet 300 - 500 mm fra bunn i stålrør/pilar før støp for å sikre god utflyting av betong i bunn av pel.

Anbefalinger knyttet til spesifikasjon av støp er angitt i 7.5.1 (1).

(2) For peler til berg skal inndreiningsdybde i berg og eventuelt videre nedføring i berg med eller uten borerør spesifiseres.

Det anbefales at krav i retningslinje R762 Prosesskode 2 Standard beskrivelsestekster for bruer og kaier som et minimum følges.

(3) For peler som stoppes i faste løsmasser skal det spesifiseres forsterkning av pelefot.

Det vil være nærmest umulig å avslutte en pel i faste løsmasser uten å omrøre løsmassene i pelefoten. Det vises også til Peleveiledningen.

(4) Ved bruk av gjenstående innvendig stålrør eller gjenstående borerør skal nominell overdekning settes til 65 ± 15 mm uavhengig av støpemetode. Dersom stålrør trekkes, skal nominell overdekning settes til 115 ± 15 mm uavhengig av støpemetode. Det skal spesifiseres prefabrikkerte armeringskurver med heftsveising i krysningspunktene mellom bøyer/spiralarming og lengdearming, og det skal ikke benyttes utvendige monteringsstenger.

(5) Det skal støpes ut i hele pelens lengde og minimumsarmering skal bestemmes som for søyler.

7.5.10 Stålkjernepeler

(1) Stålkjernenes endeflater skal være plane og stå vinkelrett på elementenes lengdeakse.

Det anbefales en toleranse for maksimal tillatt skjevhet på peleelementenes endeflater på $\delta = d:1000$, der d = kjernediameter.

(2) Skjøter skal ha strekk- og momentkapasitet ≥ 60 % av tverrsnittets kapasitet. Ved bruk av sveiseskjøt mellom stålkjerner skal skjøten detaljeres.

Stålkjerner skjøtes i de aller fleste tilfeller med koniske gjengeskjøter. Ved bruk av sveiseskjøt anbefales det at skjøten utføres i verksted.

(3) Det skal spesifiseres avstandsholdere som sikrer at pelen monteres sentrisk i fôringsrøret. Avstandsholderne skal ha en høyde ≥ 20 mm. Antall avstandsholdere i snittet skal tilpasses peledimensjonen. Avstandsholderne skal være av elektrisk ikke-ledende materiale.

Avstandsholderne anbefales å ha tilstrekkelig styrke til å tåle påkjenningene under montering og være i for eksempel fiberarmert epoksy. For skrâpeler med dimensjon ≥ 150 mm vil avstandsholdere av gummi/neopren ikke være egnet.

(4) Omstøpingsmørtel skal tilfredsstille samme krav til delmaterialer, framstilling og egenskaper som stilles til sementbasert injiseringsmasse for spennkabelkanaler.

Norsk Betongforenings Publikasjon 14 sammenstiller kravene.

(5) Nødvendige spesifikasjoner knyttet til pel, utførelse og kontroll skal utarbeides.

Nødvendige spesifikasjoner kan være

- kapasitet på skjøt i stålkjerne
- begrensninger for plassering av skjøt i stålkjerne
- maksimalt tillatt matetrykk/spyletrykk
- innboringsdybde
- eventuell boring med fôringsrør i berg utover innboringsdybden
- eventuell boring under fôringsrør i berg
- injisering
- slamhåndtering
- rensk av pelefot
- vannstandskontroll
- vanntapsmåling
- eventuell retthetsmåling med tolv
- eventuell retthetsmåling med instrument
- prøving med prøvepel
- eventuell prøvetrekking av strekkepeler

Spesifikasjonene kommer i tillegg til krav i 1.4.5. Innboringsdybde for fôringsrør kan settes til minimum 1,0 m i godt berg. Det anbefales at peler vanntapsmåles.

Det kan også være aktuelt å spesifisere boreutstyret både med tanke på miljø og gjennomførbarhet. Det vises til Peleveiledningen.

7.5.11 Rammede massive stålpeleler (profilstål)

- (1) Behov for forboring og tiltak for å redusere massefortregning skal vurderes og eventuelt spesifiseres.
 - (2) Peleelementenes endeflater skal være plane og stå vinkelrett på elementenes lengdeakse.
-

Det anbefales en toleranse for maksimal tillatt skjevhet på peleelementenes endeflater på 1:500.

- (3) Spiss skal prosjekteres utfra funksjon og krav til kapasitet.
-

Peleveiledningen gir anbefalinger om hvordan spissen utformes.

- (4) Nødvendige spesifikasjoner knyttet til pel, utførelse og kontroll skal utarbeides.
-

Nødvendige spesifikasjoner kan være

- rammeutstyr, type lodd og loddvekt
- rammeenergi
- spesielle krav til fallhøyde
- stoppslagningskriterier
- kriterier for etterramming
- omfang av dynamiske kontrollmålinger
- omfang av eventuell kontroll av krumning og prøvebelastning
- eventuelt pelehode

Spesifikasjonene kommer i tillegg til krav i 1.4.5.

Valg av korrelasjonsfaktorer i henhold til NS-EN 1997 vil være styrende for noen valg. Korrelasjonsfaktorene utgjør en del av sikkerhetsmarginen ved omregning fra målt eller beregnet bæreevne til karakteristisk verdi. Systemet er slik at det er ment å premiere omfang av grunnundersøkelser, omfang av dynamiske kontrollmålinger og fullskala prøvebelastninger ved at sikkerhetsmarginen reduseres ved økende omfang av undersøkelser. Dette kan gi litt snillere rammekriterier. Ytterligere informasjon er gitt i Peleveiledningen (2019), punkt 1.10.6 – 1.10.9.

7.6 Frittstående pelegrupper i vann

Dette kapitlet gir tilleggskrav til kapittel 7.5 for frittstående pelegrupper i vann med stålrørspeler. Pelene kan avsluttes i toppen i et søylefundament i eller i nærheten av vannlinja. Pelene kan også føres opp gjennom lufta og avsluttes i bruas overbygning.

7.6.1 Generelt

- (1) Peleler skal prosjekteres med rammede eller borede utstøpte stålrør med samme diameter og godstykkelse og lik armering over effektiv fri lengde, l_{eff} .

Effektiv fri lengde, l_{eff} , er definert som pelens lengde uten vesentlig sidestøtte fra jord, normalt høyden fra underkant fundament eller overbygning til ca 5d under løsmassenivå ved pelen, der d er pelens diameter. Avgrensningen av l_{eff} i bunnen bør vurderes i lys av løsmassenes egenskaper (stivhet) og pelens bærevirkning (spissbærende eller friksjon).

(2) Romlige pelegrupper skal prosjekteres symmetrisk med hensyn til pelenes plassering, retning og helning.

Plane pelegrupper har alle peletoppene (i kappnivå) langs én og samme akse i horisontalplanet, men kan ha skråpeler med varierende helning. Romlige pelegrupper er pelegrupper som ikke er plane. Symmetrikravet gjelder peletopp, slik de er plassert og orientert i fundamentet. Når det gjelder pelenes lengde, bærevirkning og lignende vil pelegruppen sjelden være symmetrisk.

(3) Største tillatte formavvik for ferdig installert pel, gitt som minste tillatte krumning eller største tillatte utilsiktet eksentrisitet, skal bestemmes.

Retningslinje R762 Prosesskoden 2 Standard beskrivelsestekster for bruer og kaier og Peleveiledningen gir $R_{min} = 600$ meter som toleranse for ferdig installert stålrørspel.

For pelegrupper på dypt vann bør strengere toleranser vurderes.

Sammenhengen mellom krumningsradius, R_{min} , og pilhøyde (tilsvarende en utilsiktet eksentrisitet, e_i) kan for en pel med lengde l_{eff} bestemmes med formelen for sirkelsegment:

$$e_i = R_{min} - \frac{1}{2} \sqrt{4R_{min}^2 - l_{eff}^2}$$

7.6.2 Analyser

Lastvirkninger kan bestemmes ved analyser der pelegruppen inngår i en globalmodell for hele brukonstruksjonen. Konstruksjonen kan også deles i flere systemer der pelegruppen analyseres separat. Ved analyse med flere modeller er det viktig at grensebetingelsene mellom de ulike modellene samsvarer. Randbetingelser kan eventuelt velges slik at resultater ligger på sikker side. Pelens lengde i analysemodellen settes vanligvis lik l_{eff} – med unntak av at pelens topp antas der pelens systemlinje krysser fundamentets/overbygningens systemlinje.

(1) Analyser av pelegruppen skal gjennomføres med konservative forutsetninger for pelenes aksialstivhet og bøyestivhet.

Lave verdier for stivhet vil for de fleste vurderinger og kontroller være konservative, men innledende analyser anbefales utført med både øvre grense og nedre grense for stivhet. Betongens E-modul og opprissing og upåvirket/korrodert stålrør er viktige forutsetninger. Risiko for ujevn korrosjon og varierende stivhet langs pelen bør også kartlegges.

(2) Dimensjonerende lastvirkninger i pelegruppen skal bestemmes med analyser som tar hensyn til geometrisk ikke-lineære effekter og ikke-lineær materialoppførsel i samsvar med aktuell grensetilstand. Lastvirkninger skal bestemmes for hele pelen inkludert del av pel i jord.

For kontroll av lokal knekning kan første ordens lastvirkninger baseres på lineær elastisk systemanalyse tillagt effekt fra utilsiktet eksentrisitet og annen ordens utbøyning i samsvar med pelens innspenningsforhold og materialoppførsel for aktuell grensetilstand.

(3) For peler skal utilsiktet avvik fra tilsiktet systemgeometri ivaretas i beregningene som utilsiktet eksentrisitet. Den største av følgende verdier skal benyttes:

- a) Utilsiktet eksentrisitet i henhold til tillatte toleranser gitt i 7.6.1 (3)
- b) Utilsiktet eksentrisitet lik $l_0/100$

Lengden l_0 er pelens kneklengde, og følgende gjelder ved bestemmelse av l_0 :

- For peler som i toppen er fastholdt mot sideveis forskyvning, er l_0 pelens lokale kneklengde i antatt uforskyvelig ramme.
- For andre peler skal pelegruppens fleksibilitet for sideveis forskyvning i toppen tas hensyn til ved bestemmelse av l_0 .

Eksempel på peler fastholdt mot sideveis forskyvning i toppen kan være en romlig pelegruppe med skråpeler, der horisontal kraft/forskyvning på gruppen i vesentlig grad opptas som aksialvirkning gjennom pelenes frittstående parti, eller peler monolittisk koblet til en stiv overbygning.

Pelens toppunkt kan antas der pelens systemlinje krysser fundamentets/overbygningens systemlinje.

(4) Ved kontroll av systemknekk for pelegruppe, fundament og søyle under ett regnes utilsiktet eksentrisitet i forhold til pelenes forskjøvne lengdeakse. Formavviket for pelegruppen skal tilstrebes å samsvare med kritisk knekkform, men likevel slik at kravet til utilsiktet eksentrisitet er oppfylt for hver enkelt pel i gruppen. Ved tvil om hvilken knekkform som er kritisk undersøkes et tilstrekkelig antall knekkformer.

(5) For lokal kontroll av søyle skal utilsiktet eksentrisitet antas å opptre langs den av tverrsnittets hovedakser der virkningen blir mest ugunstig, og samtidig med virkning av 1. og 2. ordens bøyemomenter.

(6) Knekkformer og teoretiske knekkklaster skal bestemmes for dimensjonerende lastkombinasjoner. Geometrisk slankhet, λ , og normalisert (lastavhengig) slankhet, λ_n , skal bestemmes.

For beregninger der stålrørets bidrag til stivheter og kapasitet neglisjeres skal slankheter bestemmes i henhold til NS-EN 1992-1-1, og da gjelder følgende slankhetsgrenser:

1. $\lambda < 80\sqrt{1 + 2k_a\omega}$
2. $\lambda_n < 45$

For beregninger der stålrørets bidrag til stivheter og kapasitet regnes med skal beregningsgrunnlag for slankheter og begrunnede slankhetsgrenser sendes inn til teknisk kontroll av konsept (se 2.5) før prosjekteringen starter.

Knekkformer kan bestemmes ved hjelp av egenver dianalyse.

(7) Pelegrupper med ≥ 4 peler skal kontrolleres for ulykkessituasjon med bortfall av enkeltpel. Lastvirkninger skal bestemmes for bruksgrensetilstand kombinasjon *karakteristisk*. Den pel som tas ut av statisk modell skal velges slik at ugunstigste lastvirkning på gjenværende peler oppnås.

Én og en pel fjernes for å finne ut hvilken modell av gjenværende peler som får ugunstigste lastvirkninger.

(8) Andre ulykkessituasjoner skal kartlegges og eventuelt analyseres.

Andre ulykkessituasjoner kan være for eksempel skipsstøt eller drivende is.

7.6.3 Kapasitetskontroller

Forutsetninger og krav til kapasitetskontroller i dette avsnittet gjelder både ordinær bruddgrensetilstand og ulykkessituasjoner.

(1) Installert kapasitet skal bestemmes på grunnlag av dimensjonerende materialfastheter for betong, armering og stål multiplisert med reduksjonsfaktorer gitt i tabell 7-3 nedenfor.

Tabell 7-3 Reduksjonsfaktorer for dimensjonerende fastheter

Forutsetninger	Verdi	Gjelder	
		Betong/ armering	Stålrør
Reduksjonsfaktor f_{v1} for robusthet		x	x
Ulykkessituasjon ikke kontrollert for bortfalt pel (1-2 peler)	0,75		
Ulykkessituasjon ikke kontrollert for bortfalt pel (3-4 peler)	0,80		
Ulykkessituasjon kontrollert for bortfalt pel (> 4 peler)	0,95		
Reduksjonsfaktor f_{v2} for geotekniske forhold		x	x
Ugunstige forhold	0,80		
Middels forhold	0,90		
Gunstige forhold	1,00		
Reduksjonsfaktor f_{v3} for pelelengde		x	
$l_{eff} > 60$ meter	0,90		
$10 \text{ meter} \leq l_{eff} \leq 60$ meter	$1,02 - l_{eff}/500$		
$l_{eff} < 10$ meter	1,00		
Reduksjonsfaktor f_{v4} for pelens helning, v (%)		x	
$v > 40$ % (2,5:1)	0,90		
10 % $\leq v \leq 40$ %	$1,033 - v/300$		
$v < 10$ % (10:1)	1,00		
Reduksjonsfaktor f_{v5} for vannfylt rør ved utstøping		x	
Vannfylt rør ved utstøping	0,95		
Tørt rør ved utstøping	1,00		

Dimensjonerende materialfastheter for betong og armering er gitt i NS-EN 1992, og dimensjonerende materialfastheter for stål (røret) er gitt i NS-EN 1993. Verdiene er ulike for ordinær bruddgrensetilstand og ulykkesituasjoner. Disse verdiene multipliseres med reduksjonsfaktorer i henhold til tabell 7-3. Alle materialenes dimensjonerende materialfastheter multipliseres med f_{v1} og f_{v2} , mens bare betongens og armeringens materialfastheter multipliseres med f_{v3} , f_{v4} og f_{v5} .

Reduksjonsfaktor f_{v1} ivaretar behovet for robusthet. Pelegrupper med $f_{\hat{\alpha}} (\leq 4)$ peler kan kontrolleres for bortfalt pel, men kapasiteten vil som regel ikke kunne dokumenteres. Robusthet er da i stedet sikret med en lav reduksjonsfaktor.

Reduksjonsfaktor f_{v2} bestemmes på bakgrunn av risiko for at geotekniske forhold kan gi utilsiktede pelekrefter som ikke ivaretas i de forutsatte beregningsmodellene. Dette kan være varierende grunnforhold, for eksempel med stein og blokker som gir risiko for påtvunget krumning, skrått/ujevnt berg, svakhetssoner i berget osv. Det kan være påvirkning av nabopeler, enten ved installasjon eller i driftsfasen. Det kan være variasjon i pelengder og bærevirkning, for eksempel om noen peler står i løsmasse og andre på berg. Det kan også være spesielle forhold knyttet til rammeutstyr og rigg (om det rammes fra flåte) og entreprenørens kompetanse og erfaring. Forholdene vurderes i lys av om pelene rammes eller bores og om det er friksjonspeler eller spissbærende peler. Faktor 1,00 anbefales brukt bare der lastvirkningene med stor sikkerhet ikke påvirkes av geotekniske forhold. Mellomliggende verdier, for eksempel 0,85 eller 0,95, kan benyttes.

For dimensjonering av pelespiss benyttes vanlig reduksjonsfaktor, f_{α} , og ikke f_v .

(2) Geoteknisk bæreevne skal kontrolleres for endelige lastvirkninger for pelegruppe med bortfalt pel. Ved beregning av geoteknisk bæreevne for ulykkesituasjonen benyttes modellfaktor 0,9 på korrelasjonsfaktorene.

7.6.4 Konstruksjonsregler

(1) Overgang bruoverbygning/søyle med glidelager skal utformes slik at store/ukontrollerte forskyvninger i ulykkesituasjonen forebygges. Lagres eventuelle sidestyring skal kontrolleres i samme ulykkesituasjon.

7.6.5 Byggefase

(1) Dersom innbyrdes avstivning mellom peler i en pelegruppe ikke er planlagt, skal det dokumenteres at pelene har stabilitet uten avstivning.

Avstivning kan benyttes for å unngå forskyvning av peler på grunn av egenlast, ubalansert vanntrykk, bølgelaster osv.

(2) Følgende skal angis i arbeidsgrunnlaget:

- Toleranser for formavvik for ferdig installert pel, se 7.6.1 (3).
- Krav om retthetskontroll når rørdeler mottas på anlegget og etter ramming/boring.
- At feilplasserte peler ikke tillates trukket til teoretisk korrekt posisjon etter ramming/boring.
- Eventuelle krav til vannlensing før utstøping av peler.

(3) Ved bestemmelse av avvik fra teoretisk geometri skal det tas hensyn til måleunøyaktighet. Eventuell forventet tilleggsutbøyning på grunn av vannlensing, armering og utstøping skal tas hensyn til dersom utbøyning gir ugunstig lastvirkning.

Se også 6.1 (2) vedrørende kontrollregning av lastvirkninger dersom målt geometri gir avvik større enn forutsatt.

7.7 Spunter, slissevegger og andre støttevegger

7.7.1 Generelt

(1) Der slissevegger, sekantpelevegger, rørvegger, rammet rørsputt og bjelkestengsler benyttes som permanent konstruksjon skal teknisk kontroll av konsept gjennomføres, se 2.5.

Spunter, slissevegger og andre støttevegger dimensjoneres i overensstemmelse med NS-EN 1997-1. Veiledning til dimensjonering finnes i veiledning V220 Geoteknikk i vegbygging og Byggegruppveiledningen (NGF).

7.7.2 Bergankere

For generelle krav til bergankere, se 7.3.1.

(1) Det skal benyttes fôringsrør gjennom løsmasser.

7.7.3 Forankringer i løsmasser

(1) Det skal benyttes fôringsrør i frilengde.

Forankringer i løsmasser dimensjoneres i henhold til veiledning V220 Geoteknikk i vegbygging, samt Byggegruppveiledningen (NGF).

Passive ankere som ikke spennes opp vil ikke ha behov for frilengde.

7.7.4 Stål

(1) Spunt skal ha stål kvalitet S355GP med leveringsstandard og materialsertifikat i henhold til NS-EN 10248. For rørsputt skal samme materialkrav og leveringsstandard som for rør i stål rørspeler benyttes. I permanente konstruksjoner skal det kun benyttes nye materialer.

(2) Det skal benyttes buttsveis ved skjøting av spunt nåler i permanent spunt, og det skal spesifiseres sveisekontrollklasse WIC5 uten krav til radiografi.

Sveisekontrollklasse er gitt i NS-EN 1090-2:2018, tillegg L. Sveiser vil ofte bli utført på byggeplass og vil ikke være mulige å inspisere etter at spunt er installert. Kravet er derfor strengt.

(3) Ved bestemmelse av reduksjon av ståltykkelse på grunn av korrosjon skal tabell NA.4.1 og NA.4.2 i NS-EN 1993-5:2007/NA:2010 legges til grunn. Det skal dokumenteres at materialdimensjon og korrosjonshastigheten er slik at restkapasiteten er tilfredsstillende under hele den dimensjonerende brukstiden. Bakteriell korrosjon skal vurderes spesielt.

Det er stor usikkerhet knyttet til korrosjon av stål i svært forurenset ferskvann.

(4) Spunt i sjøvann skal ha korrosjonsbeskyttelse med offeranoder. Det skal ikke benyttes overflatebehandling som korrosjonsbeskyttelse under terrengnivå eller i vann.

Offeranoder fungerer ikke i ferskvann.

(5) Ved beregning av stivhet skal stålet medregnes med forutsetninger

- uten korrosjon
- korrodert i henhold til (3)

7.7.5 Spunt

(1) Behov for forgraving og tilbakefylling skal vurderes og eventuelt spesifiseres.

(2) Behov for påsveising av rør for deformasjonsmålinger skal vurderes og eventuelt spesifiseres.

(3) Behov for tetting av spuntlåser skal vurderes og eventuelt spesifiseres.

(4) Nødvendige spesifikasjoner knyttet til spunt, utførelse og kontroll skal utarbeides.

Nødvendige spesifikasjoner kan være

- behov for påsveising av rør for deformasjonsmålinger
- begrensninger knyttet til overmål
- tiltak knyttet til bergfeste som forsterkning eller bruk av bolter/fordybling
- hvorvidt det rammes til full dybde i en omgang eller vekselvis ramming til full dybde
- rammeutstyr, type lodd og loddvekt
- rammeenergi
- spesielle krav til fallhøyde
- stoppslagningskriterier
- sveising av spuntlåser
- forsterkning av spunt
- hulltaking

Spesifikasjonene kommer i tillegg til krav i 1.4.5.

7.7.6 Boret rørsput

(1) Krav til betong, armering, betongoverdekning, stål, sveiser og korrosjonsbeskyttelse skal være som for borede stålrørspeler, se 7.5.

Veiledning til utstøping av stålrørspeler i 7.5.1 vil også være relevant for rørsput. Det er ikke alltid behov for armering i rørsput.

(2) Nødvendige spesifikasjoner knyttet til rørsput, utførelse og kontroll skal utarbeides.

Nødvendige spesifikasjoner kan være

- innbøringsdybde
- eventuell injisering
- slamhåndtering
- rensk av spuntfot
- eventuell vannstandskontroll
- eventuell vanntapsmåling
- videoinspeksjon av spuntfot
- kontroll av utstøpt rørsput
- eventuell kjerneboring i utstøpt rørsput

Spesifikasjonene kommer i tillegg til krav i 1.4.5.

Det kan også være aktuelt å spesifisere boreutstyret både med tanke på miljø og gjennomførbarhet. Det vises til Peleveiledningen og Byggegrøpveiledningen.

Der rørsputten armeres, er deler fra veiledningen til 7.5.8 og 7.5.1 aktuelle.

(3) Ved forsterkning av rør med stålprofil, skal stålprofilet oppfylle krav i 7.5.4.

8 Betongkonstruksjoner

Dette kapitlet gjelder for prosjektering av betongkonstruksjoner. For samvirkekonstruksjoner prosjekteres betongdelen i henhold til dette kapitlet. For ståldelen vises det til kapittel 9. For uarmerte betongblokker brukt i frontvegg i jordarmerte fyllinger finnes krav til betongens bestandighetsklasse i 8.8.12, men ellers gjelder ikke kravene i kapittel 8.

8.1 Grunnlag for prosjektering

(1) Det skal dokumenteres at krav i 1.1.4 (1) om at konstruksjonen skal oppføre seg duktilt i bruddgrensetilstand, er tilfredsstillt.

Duktile bruddformer kan oppnås blant annet ved å velge statisk ubestemte bæresystemer med underarmerte tverrsnitt og omlagringskapasitet.

(2) Betongtverrsnitt og armeringsmengder skal optimaliseres med hensyn til materialbruk. Se også 1.1.2 (3).

Optimalisering med hensyn til materialbruk kan innebære å velge mer nøyaktig bestemte tverrsnittsdimensjoner og armeringsmengder, samt å variere armeringsmengder innenfor en konstruksjonsdel.

(3) Virkninger av deformasjonslaster etter kapittel 5.5, samt tvangskrefter på grunn av herding eller avkjøling i byggefasen, skal tas hensyn til i dimensjoneringen både for byggefasen og ferdig konstruksjon.

Midlere verdier for materialegenskaper skal legges til grunn. Støperekkefølgen skal tas hensyn til, og forutsatt støperekkefølge skal angis i arbeidsgrunnlag.

Parametere for kryp og svinn kan baseres på 70 % relativ luftfuktighet for bruoverbygning og 80 % relativ luftfuktighet for søyler over vann.

(4) Beregningsmessige krav til ferdig konstruksjon skal som et minimum kontrolleres ved følgende tidspunkter:

1. Like etter at brua er åpnet for trafikk
2. Ved dimensjonerende brukstid.

8.2 Materialer

8.2.1 Generelle krav til betongspesifikasjon

(1) Alle sementprodukter eller spesifikke bindemiddelkombinasjoner skal være godkjent av Vegdirektoratet. Sement skal være i henhold til NS-EN 197-1 og av styrkeklasse 42,5 eller 52,5.

(2) Betong etter etterfølgende spesifikasjoner er «egenskapsdefinert betong» i henhold til NS-EN 206+NA. Endring av spesifikasjonene etter metodene «Ekvivalente betongegenskaper» eller «Ekvivalente egenskaper for kombinasjoner» tillates ikke.

(3) Flygeaske tilsatt som separat delmateriale på blandeverk aksepteres. Slagg tilsatt som separat delmateriale på blandeverk aksepteres ikke. For silikastøv regnes $k = 2,0$. For flygeaske tilsatt som separat delmateriale ved blanding av betong regnes $k = 0,7$.

(4) Ferdig produsert betong i fasthetsklasse $\leq B45$ skal tilfredsstillende minimum lavkarbonbetong klasse B i henhold til Norsk Betongforenings Publikasjon 37 Lavkarbonbetong. Kravet gjelder ikke for selvkompimerende betong og betong med behov for tidlig fasthetsoppnåelse.

I områder der det materialteknisk er utfordringer med å nå lavkarbonbetong klasse B bør klimagassutslipp for klasse Bransjereferanse legges til grunn. For høye fasthetsklasser vil det kunne være spesielle behov til fasthetsoppnåelse, framdrift, høy tidligfasthet og lignende, og det er derfor ikke gitt generelle krav til klimagassutslipp for fasthetsklasser høyere enn B45.

NS-EN 13670 referer til Norsk Betongforenings Publikasjon 29 Veiledning for produksjon og bruk av selvkompimerende betong som et informativt dokument. Ved spesifisering av selvkompimerende betong bør det for utførelsen henvises til denne publikasjonen i produksjonsunderlaget.

(5) Betong skal tilsettes luftinnførende tilsetningsstoff. Luftporevolum målt i fersk betong umiddelbart før utstøping i form skal være:

- 4,5 % +/- 1,5 % for fasthetsklasser $\leq B45$
- 3,5 % +/- 1,5 % for fasthetsklasser $> B45$

(6) Følgende krav gjelder tilslagsmaterialer:

- Resirkulert eller gjenvunnet tilslag skal ikke brukes i betong med bestandighetsklasse M45 eller bedre.
- Sjøgrabbet tilslag skal ikke benyttes.
- Motstand mot knusing (Los Angeles verdi) for grovt tilslag > 8 mm: Kategori LA40.
- Tilslagets største nominelle kornstørrelse D_{maks} skal velges ut fra armeringstetthet og andre hindringer for utstøpingen, men følgende krav gjelder:
 - $D_{maks} \geq 16$ mm
 - $D_{maks} \leq$ den minste av angitt D_{upper} og 32 mm
- I tillegg til de obligatoriske krav som stilles i NS-EN 206+NA og NS-EN 12620+NA gjelder følgende:
 - Kloridinnhold $\leq 0,01$ %
 - Syreløselig sulfat: Kategori AS 0,2
 - Kismineraler: Forekomst av magnetkis i tilslaget skal undersøkes ved hjelp av DTA (differensialtermisk analyse) og rapporteres. Ved påvist magnetkis skal totalt innhold av svovel være $\leq 0,1$ %, ref NS-EN 12620+NA.
- For å sikre bestandighet og moderat sementforbruk i betongen gjelder følgende krav:
 - flisighetsindeks for grovt tilslag: Kategori FI 20
 - finstoffinnhold, grovt tilslag: Kategori f1,5
 - finstoffinnhold, naturlig gradert 0/8 mm tilslag: Kategori f10
 - korndensitet: krav til betongens densitet oppfylles
 - vannabsorpsjon, tilslag < 8 mm: maksimum 1,5 %
 - vannabsorpsjon, tilslag > 8 mm: maksimum 1,2 %
 - motstand mot frysing og tining for grovt tilslag: frostbestandig
 - innhold av fri glimmer i fraksjonen 0,125/0,250 mm ≤ 20 %
 - slaminnhold i fint tilslag og naturlig gradert 0/8 mm ≤ 15 %

Toleranser for deklarererte typiske graderinger for fint tilslag og for naturlig gradert 0/8:

- slaminnhold: $\pm 3 \%$
- passerende mengde på siktestørrelse 0,063 mm: $\pm 1,5 \%$
- passerende mengde på siktestørrelse 0,125 mm: $\pm 2 \%$
- passerende mengde på siktestørrelse 0,250 mm: $\pm 3 \%$
- passerende mengde på siktestørrelser ≥ 1 mm: $\pm 5 \%$

Glimmerinnhold og slaminnhold finnes bestemmes etter retningslinje R210 Laboratorieundersøkelser.

(7) Betong skal være ikke-alkalireaktiv etter reglene gitt i Norsk Betongforenings Publikasjon 21 Bestandig betong med alkalireaktivt tilslag

(8) Ved prosjektering av spesielt store/komplekse bruer skal det vurderes om det er behov for ekstra tiltak for å sikre en ikke-alkalireaktiv betongsammensetning, for eksempel ved å stille krav om både sikker bindemiddelsammensetning og ikke-reaktivt tilslag.

8.2.2 Valg av betongspesifikasjon

(1) **SV-Standard** benyttes for vanlige forhold, som ikke krever en av spesialbetongene i (2) – (5) nedenfor. Følgende krav gjelder:

- Bestandighetsklasse MF40, ref NS-EN 206+NA
- Masseforhold $\leq 0,40$
- 3-5 % silikastøv av total bindemiddelmengde
- For godkjent sementprodukt av type CEM I eller sement av type CEM II/A skal bindemidlet inneholde samlet $\geq 14 \%$ silikastøv, flygeaske og slagg. Flygeaskeinnhold skal være $\leq 30\%$ av total bindemiddelmengde.
- Effektiv bindemiddelmengde ≥ 325 kg

(2) **SV-Kjemisk** benyttes for konstruksjonsdeler utsatt for kjemisk angrep fra grunnvann i jord og berg, der konsentrasjonene av aggressiver ligger innenfor grenseverdiene for eksponeringsklasse XA2 og XA3 i NS-EN 206+NA (herunder regnes syregivende varianter av alunskifer og sulfidførende bergarter med $\text{pH} \geq 4$). Følgende krav gjelder:

- Bestandighetsklasse MF40, ref NS-EN 206+NA
- Masseforhold $\leq 0,40$
- Sulfatmotstandsklasse SuR2, ref NS-EN 206+NA
- Tilslaget skal være uten innhold av kalkstein eller kalkfiller
- Effektiv bindemiddelmengde ≥ 325 kg

For pH i naturtilstand < 4 og/eller aggressiver i konsentrasjoner utover de øvrige grenseverdiene for eksponeringsklasse XA3 skal spesielle konstruktive tiltak og/eller membran/beskyttelse av betongen vurderes.

(3) **SV-Lavvarme** benyttes for konstruksjonsdeler der risikoen for gjennomgående fastholdingsriss på grunn av herdevarme og temperaturforskjeller er betydelig, og der slik opprissing er kritisk for funksjonsevnen. Der SV-Lavvarme velges skal det dokumenteres at valget er hensiktsmessig.

Følgende krav gjelder til betongen:

- Bestandighetsklasse MF45, ref NS-EN 206+NA
- Masseforhold $\leq 0,45$
- Fasthetsklasse $\leq B45$
- 3–5 % silikastøv av total bindemiddelmengde
- Summen av totalt flygeaskeinnhold og eventuelt slagginnehold i sement $\leq 40 \%$
- Effektiv bindemiddelmengde ≥ 310 kg
- Betongen skal forprøves i en 1 m^3 herdekasse, og temperaturøkningen i senter av herdekassen skal ikke overstige $35 \text{ }^\circ\text{C}$

Forprøvingen skal gjennomføres slik:

1. Fersk betongtemperatur skal være mellom 15 og $23 \text{ }^\circ\text{C}$. Omgivelsestemperaturen skal ikke være lavere enn $-5 \text{ }^\circ\text{C}$.
2. Betongen støpes ut i en $1 \text{ meter} \times 1 \text{ meter} \times 1 \text{ meter}$ herdekasse med temperaturføler innstøpt i senter og temperaturføler i luften. Betongen skal komprimeres med stavvibrator. Kassen skal være isolert innvendig med 100 mm ekstrudert polystyren (XPS) på alle sider, også underside og overside. Forskalingen skal være av kryssfiner minimum tykkelse 15 mm . På toppen av herdekassen skal det også legges en plate av kryssfiner som sikres med fastspikring eller med lodd. Herdekassen skal til slutt overtrekkes med presenning som festes i bunn for beskyttelse mot vind. Er herdekassen plassert innendørs kan presenning sløyfes. Tiden fra blanding av betongen på blandeverk fram til logging er startet skal gjøres så kort som mulig.
3. Herdetemperatur og lufttemperatur skal registreres med automatisk tid/dato logging. Registreringen skal innledes rett etter at utstøpingen er ferdig og XPS + kryssfinerplate på oversiden er montert, og loggefrequensen skal være minimum 1 per 15 minutter. Logging avsluttes etter 7 døgn.
4. Etter avsluttet logging skal betongens temperaturutvikling dokumenteres. I tillegg skal følgende bestemmes:
 - ΔT = betongens temperaturøkning fra start av logging til oppnådd maksimal betongtemperatur
 - T_{snitt} = gjennomsnittlig lufttemperatur i perioden fra start av logging til oppnådd maksimal betongtemperatur.
5. Følgende krav skal være tilfredsstillt:
 - For $T_{\text{snitt}} = 20 \text{ }^\circ\text{C}$ skal ΔT være $\leq 35 \text{ }^\circ\text{C}$
 - For $T_{\text{snitt}} \neq 20 \text{ }^\circ\text{C}$ skal ΔT justeres i henhold til tabell 8-1 nedenfor
6. Resultatene skal rapporteres til byggherren. Rapporten skal vise følgende:
 - Betongsammensetning (er-verdier)
 - Resultatet fra loggingen med tall og figur (temp/tid)
 - Beregning av ΔT og T_{snitt}
7. Spesifisert karakteristisk trykkfasthet skal være oppnådd seinest ved 56 døgn alder. Dersom samsvar med spesifisert karakteristisk fasthet påvises ved høyere alder enn 28 døgn, skal forholdet mellom 28 og 56 døgn trykkfasthet være dokumentert. Betongfastheten skal kontrolleres og produksjonen styres på grunnlag av 28 døgn trykkfasthet. Denne styringsfastheten skal kartlegges før produksjon settes i gang.

Tabell 8-1. Justering av kravet til ΔT avhengig av T_{snitt}

T_{snitt} (°C)	ΔT (°C)
25	36
20	35
15	34
10	33
5	32
0	31
-5	30

Veiledning for beskrivelse av lavvarmebetong finnes i Norsk Betongforenings Rapport 5 Beskrivelse av spesialbetonger – Lavvarmebetong.

Bruk av SV-Standard med øvre tillatte grense for flygeaskedosering har vært gjeldende anbefaling for å oppnå redusert herdevarme. Bruk av SV-Lavvarme er imidlertid et alternativ for å redusere omfang av gjennomgående opprissing på grunn av temperaturforskjeller mot fastholdende/tilstøtende konstruksjonsdeler. Betongtypen kan være aktuell i spesielt massive konstruksjonsdeler og der herdetemperaturen forventes å bli høy. Risikoen for gjennomgående fastholdingsriss på grunn av herdevarme og temperaturforskjeller bør uansett vurderes, og ekstra tiltak knyttet til tildekking/temperaturmålinger eller andre forhold vil som regel være nødvendig i byggefasen. SV-Lavvarme bør ikke benyttes i konstruksjoner i sjø eller der horisontale eller tilnærmet horisontale overflater er direkte utsatt for regn/snø i kombinasjon med tinesalt/frost.

Fasthetsklasse B35 anbefales.

(4) Følgende krav gjelder for betong for konstruksjonsdeler støpt i vann:

- Bestandighetsklasse skal være M40, MF40 i frostsone, ref NS-EN 206+NA
 - Masseforhold $\leq 0,40$
 - 6-10 % silikastøv av total bindemiddelmengde
 - For godkjent sementprodukt av type CEM I eller sement av type CEM II/A skal bindemidlet inneholde samlet ≥ 14 % silikastøv, flygeaske og slagg. Flygeaskeinnhold skal være $\leq 30\%$ av total bindemiddelmengde.
-

Se veiledning i Norsk Betongforenings Publikasjon 5: Undervannsstøp

(5) Følgende krav gjelder for betong med lett tilslag:

- Lett tilslag skal være av ekspandert leire eller ekspandert skifer, og det skal være deklartert i henhold til NS-EN 13055.
- Fasthetsklasse (LB-klasse) i henhold til NS-EN 1992-1-1+NA.
- Bindemidlet for lettbetong skal samsvare med SV-Standard, se 8.2.2 (1), med unntak av mengden silikastøv, som skal være 8 – 11 % av bindemiddelmengden. Bindemidlet skal ha en sammensetning som sikrer mot skadelige alkalireaksjoner i henhold til regler i Norsk Betongforenings Publikasjon 21
- Densitet skal spesifiseres som avformingsdensitet ved 24 timer, med tillatt pluss- og minustoleranse.

- Det skal benyttes luftinnførende tilsetningsstoff. Krav til luftinnhold $3,5 \pm 1,5$ %.
- Prøvestøp, samt krav til hvilke egenskaper som skal forhåndsdokumenteres, skal spesifiseres i arbeidsgrunnlaget.

Avformingsdensitet bestemmes så raskt som mulig, før betongen får anledning til uttørking eller oppsug av vann.

Prøvestøp innbefatter dokumentasjon av lettilslaget vannabsorpsjon, samt lettbetongens stabilitet og pumpbarhet, konsistensutvikling, densitet, trykkfasthet og E-modul. Forholdet mellom avformingsdensitet og ovenstørr densitet kartlegges. Prøvestøp gjennomføres i god tid før støpearbeidene skal starte.

NS-EN 206+NA refererer til Norsk Betongforenings Publikasjon 22 Lettbetong - Spesifikasjoner og produksjonsveiledning som et normativt dokument.

Veiledning finnes i Norsk Betongforenings Publikasjon 23 Lettbetong – Prosjekteringsveiledning

(6) Betong for kantdragere og betongrekkverk skal være B45 SV-Standard.

8.2.3 Tiltak for å sikre betongens egenskaper

For at betongen skal få de forutsatte materialegenskapene vil relevante beskyttelses- og herdetiltak være påkrevet. Spesifikasjon av tiltak i arbeidsgrunnlaget vil være nødvendig for å sikre riktig utførelse.

(1) Ved valg av beskyttelses- og herdetiltak skal overflater i marint miljø, se tabell 8-2, merknad c, ha herdeklasse 4 etter NS-EN 13670+NA. Øvrige overflater skal ha herdeklasse 3.

Aktuelle tiltak for forskalte flater:

- Utsatt riving av forskaling
- Tildekking av betongoverflaten med damp tett folie, presenning eller isolasjonsmatte umiddelbart etter at forskalingen er fjernet. Fuktige matter eller fiberduk beskyttet mot uttørking med damp tett folie/presenning kan benyttes når det ikke er fare for kuldegrader.

Aktuelle tiltak for uforskalte flater:

- Herdemembran, plastfolie, isolasjonsmatter og presenning. Overrissing bør ikke benyttes med mindre det er vurdert spesielt.

Veiledning for beskrivelse av ordinære herdetiltak finnes i Statens vegvesen retningslinje R762 Prosesskode 2 Standard beskrivelse for bruer og kaier, prosess 84.46 med underliggende prosesser.

(2) I følgende tilfeller skal spesielle herdetiltak vurderes spesifisert i arbeidsgrunnlaget:

- Konstruksjonsdeler der det kan forventes for høye herdetemperaturer og/eller store temperaturgradienter over betongtverrsnittet.
- Konstruksjonsdeler støpt mot tidligere utførte konstruksjonsdeler der fastholding og temperaturforskjeller gir risiko for omfattende gjennomgående opprissing i herdefasen, samt at det er nødvendig for å tilfredsstille funksjonskrav som for eksempel tetthet og rissviddebegrensning.

Aktuelle tiltak kan være:

- Supplerende varmeisolasjon i herdeperioden
- Kjøling av fersk betong
- Kjøling av herdende betong med innstøpte kjølerør
- Oppvarming av tidligere utførte konstruksjonsdeler
- Bruk av SV-Lavvarme, se 8.2.2 (3)

Bruk av herdeteknologiberegninger med tilhørende funksjonskrav kan foreskrives som grunnlag for valg av tiltak.

Veiledning for beskrivelse av spesielle herdetiltak finnes i retningslinje R762 Prosesskode 2 Standard beskrivelse for bruer og kaier, prosess 84.5.

8.2.4 Densitet for armert betong

(1) Densitet for armert normalvektsbetong skal settes $\geq 25,0 \text{ kN/m}^3$.

(2) I følgende tilfeller skal densiteten bestemmes på grunnlag av armeringsmengder og densitet for uarmert betong:

- a) Der armeringsmengden er $> 150 \text{ kg/m}^3$
- b) Der det benyttes tilslag med densitet $> 2800 \text{ kg/m}^3$
- c) Konstruksjoner som helt eller delvis bæres av oppdrift
- d) Konstruksjoner som utføres med lettbetong

For c og d skal målt densitet for uarmert betong legges til grunn.

Densitet for uarmert normalvektsbetong kan normalt (a og b) settes lik $24,0 \text{ kN/m}^3$

(3) Krav til densitet for lettbetong skal være forenlig med spesifisert fasthetsklasse.

Densitetsklassene i NS-EN 1992/NS-EN 206 tillater store densitetsintervaller og er basert på ovenstørr densitet. Kombinasjonen $LB45/1950 \pm 30 \text{ kg/m}^3$ (avformingsdensitet) kan velges uten nærmere vurdering.

Ulike måter å måle densitet på og relasjon mellom måleresultatene er behandlet i Norsk Betongforenings Publikasjon 23 Lettbetong – Prosjekteringsveiledning

8.2.5 E-modul for betong

(1) Der nedbøyninger er av stor betydning, skal nedbøynings- og overhøydeberegninger baseres på målte E-moduler for betongen.

Dette gjelder for eksempel fritt-frambyggbruer, bruer med største spennvidde ≥ 50 meter og bruer på veier med spesielt strenge toleranser på permanente nedbøyninger. Norske betonger har som regel lavere E-modul enn det som er forutsatt i NS-EN 1992.

8.2.6 Armering

(1) Stål for ordinær slakkarmering skal tilfredsstillende krav og forutsetninger i NS-EN 1992. Armering B500NC med mål og egenskaper som angitt i NS 3576-3 forutsettes å tilfredsstillende kravene.

(2) Geometriske og mekaniske egenskaper for rustfri armering skal tilfredsstillende kravene til teknisk klasse B500NCR i NS 3576-5 og ha en PRE-verdi større enn 20.

8.3 Betongoverdekning

8.3.1 Minste overdekning

(1) Spesielle krav til minste overdekning som følge av miljøpåvirkninger er gitt i tabell 8-2 for konstruksjoner med 100 års dimensjonerende brukstid og tabell 8-3 for ferjekaier med 50 års dimensjonerende brukstid.

Tabell 8-2. Minste overdekning som følge av miljøpåvirkninger for konstruksjoner med 100 års dimensjonerende brukstid

Overflater	$c_{\min, \text{dur}} + \Delta c_{\text{dur}, \gamma}$	Merknad
Overflater i tørre og tilgjengelige hulrom	35	
Overside brudekke med fuktisolering	60	
Overflater lite tilgjengelige for inspeksjon og vedlikehold	60	a
Overflater direkte eksponert for vann med klorider fra tinesalter	60	b
Ønderkant fundamenter som ikke står i sjø	60	
Konstruksjoner i eller nært sjøvann	100	c
Undervannsstøp	100	
Alle øvrige overflater	50	

Merknader:

- Gjelder for eksempel overflater mot smale (typisk 100 mm) spalter.
- Gjelder overflater som for eksempel kantdragere (alle sider), overflater ved og under fuger, bruender og vinger/skjørt, samt XD3-overflater vist i NS-EN 1992-2, Figur NA.4.2 (901).
- Gjelder overflater under vann, samt overflater i tidevannssone, skvalpesone og sprutsone opp til minimum 6 meter over HAT i lite værharde kyststrøk (fjorder godt skjermet mot åpent hav og mot vind av omkringliggende terreng) og opp til 12 meter over HAT i værharde kyststrøk (øvrige områder ved kysten).

Tabell 8-3. Minste overdekning som følge av miljøpåvirkninger for ferjekaier med 50 års dimensjonerende brukstid

Overflater	$c_{\min, \text{dur}} + \Delta c_{\text{dur}, \gamma}$
Overside av kaidekker	60
Alle øvrige overflater	80

Tabell 8-2 og 8-3 gjelder ikke for midlertidige konstruksjoner.

Spesielle overdekningskrav er relatert til tillegg for sikkerhet, $\Delta c_{dur,\gamma}$ i NS-EN 1992. Sikkerhet betyr her redusert sannsynlighet for korrosjonsskade. Standardens avsnitt NA.4.4.1.2(6) foreslår en verdi på 0 mm, men større verdi kan vurderes i spesielle tilfeller der det foreligger et særlig behov for å redusere sannsynligheten for korrosjonsskade på armeringen. Valgte tillegg for sikkerhet er basert på erfaring med hvilke overflater i bruer som er mer eksponert enn det som er lagt til grunn i NS-EN 1992.

Av hensyn til utførelsen kan det være hensiktsmessig at søyler med krav om 100 mm minste overdekning i nedre del og 50 mm i øvre del får 100 mm i hele høyden. Tilsvarende kan det være hensiktsmessig at søyler eller kulvertvegger med 60 mm i nedre del og 50 mm i øvre del får 60 mm i hele høyden. Lik overdekning i hele høyden bør velges dersom det ikke gir økte armeringsmengder.

(2) Spesielle krav til økt minste overdekning som følge av miljøpåvirkninger:

- Der spennarmering ligger ytterst: + 10 mm
 - Ved bruk av glideforskaling: + 10 mm
 - Ved bruk av overforskaling uten drenerende duk: + 10 mm
 - Ved risiko for isabrasjon eller erosjon i rennende vann: + 10 mm
 - For lettbetong: + 5 mm
-

Dette kommer i tillegg til kravene i tabell 8-2 og 8-3. Verdiene for $c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma}$ økes med de gitte verdiene.

NS-EN 13670+NA refererer til Norsk Betongforenings Publikasjon 25 Veiledning for produksjon og utførelse av konstruksjoner med glideforskaling som et informativt dokument.

(3) For overflater i utsparinger som senere skal støpes igjen og overflater i prefabrikkerte elementer som det senere skal støpes inntil, skal c_{min} settes lik stangdiameter, men ikke mindre enn 20 mm.

8.3.2 Tillatte avvik

(1) Tillatt avvik (toleranse) for betongoverdekningen, $\Delta c_{dev} = +/- 15$ mm.

8.3.3 Nominell overdekning

(1) Nominell overdekning skal regnes fra betongoverflaten til nærmeste konstruktive armering. Minimumsarmering etter NS-EN 1992, kapittel 9, uten direkte bærevirkning, for eksempel bøyler i bjelker uten beregningsmessig behov for skjærarmering, skal i denne sammenhengen også betraktes som konstruktiv armering.

(2) For underkant fundamenter på berg uten avrettingsstøp eller konstruktiv understøp (se 8.8.3) vil overdekningen variere med bergoverflata. Prosjektert overdekning settes lik 75 mm fra bergets høyeste nivå til nærmeste konstruktive armering.

8.3.4 Spesielle overdekningskrav

(1) Rør/utsparinger som skal stå åpne i driftsfasen, for eksempel trekkerør, vektreduserende utsparinger inkludert drenerør, kabelkanaler for ikke-injisert spennarmering og sluk, skal ha prosjektert overdekning $c_{nom} \geq 50$ mm. Kravet gjelder ikke trekkerør i bruas tverretning i bruvinger.

(2) I betongrekkverk skal den siden som vender mot kjørebane eller gang- og sykkelanlegg ha prosjektert overdekning til trekkerør, $c_{nom} \geq 150$ mm.

8.3.5 Overdekning for monteringsstenger

(1) Prosjektert overdekning for monteringsstenger skal være lik minste overdekning, c_{min} , for den armeringen som understøttes. Tillatt avvik for monteringsstenger skal være +/- 5 mm.

For monteringsstenger benyttes stangdiameter 12 mm med byggemål 15 mm, se 8.7.1 (8) og (9).

8.3.6 Angivelse av overdekning i arbeidsgrunnlag

(1) Nominell overdekning og tillatte avvik for både konstruktiv armering og tilhørende monteringsstenger skal framgå av arbeidsgrunnlaget.

Overdekning kan vises i tabell, for eksempel i armeringstegningens merknadsfelt eller som objektinformasjon i modell. Eksempel på en slik tabell er vist i tabell 8-4. Ikke forskalte flater, for eksempel overflate 2 i tabellen, har ikke monteringsstenger.

Tabell 8-4. Eksempel på angivelse av overdekning

Overflater	Konstruktiv armering	Monteringsstenger
Overflate 1	65 +/-15 mm	50 +/-5 mm
Overflate 2	75 +/-15 mm	
Overflate 3	115 +/-15 mm	100 +/-5 mm

Veiledning finnes i Statens vegvesen rapport 388 Sikring av overdekning for armering.

8.4 Konstruksjonsanalyse

(1) Ved beregning av tilleggsmomenter i slanke konstruksjonsdeler skal det for konstruksjoner fundamentert på løsmasser eller peler vurderes om grunnens eller pelegruppens stivhet har betydning for søylenes effektive lengder. Effektive lengder i en forskyvelig horisontalretning skal bestemmes fra en systemknekkingsanalyse som ivaretar samvirket mellom de enkelte søyler.

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

8.5 Bruddgrensetilstand

(1) Ved dimensjonering for moment og aksialkraft skal det ikke velges mindre armering i noen del av konstruksjonen enn det som er forutsatt ved bestemmelse av stivhet for opprisset og armert tverrsnitt i analysen.

(2) Ved kontroll av kapasitet for skjærkraft etter NS-EN 1992, punkt 6.2.3, skal $\cot \theta \leq 2,0$.

(3) Dimensjonering for krefter i planet for vegger og kasse-/flenstverrsnitt tillates basert på beregningsmetode med en antatt indre kraftmodell som tilfredsstillende likevektsbetingelser og geometriske betingelser for tøyninger i det undersøkte lokalområdet (trykkfeltteori).

(4) Ekstern spennarmering og intern spennarmering uten heft skal dimensjoneres for følgende tilstander:

- Utskifting av én vilkårlig plassert spennkabel. Tilstanden skal kontrolleres for aktuell lastsituasjon. Dette vil normalt innebære trafikklast. 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.
- Brudd i én vilkårlig plassert spennkabel. Tilstanden skal kontrolleres som en ulykkesituasjon.

8.6 Bruksgrensetilstand

(1) Beregningsmessig rissvidde for tverrsnitt i etteroppspente konstruksjonsdeler tillates kontrollert mot rissviddekrav for slakkarmerte konstruksjonsdeler (venstre side i NS-EN 1992-1-1, tabell NA.7.1N, i stedet for høyre side) dersom nominell overdekning til kabelkanal er større enn den største av:

- $3 \times c_{\min, \text{dur}}$
- 150 mm

$c_{\min, \text{dur}}$ bestemmes etter NS-EN 1992-1-1, Tabell NA.4.4N.

(2) Trykkavlastningskravene i NS-EN 1992-1-1, tabell NA.7.1N, gjelder bare i spennarmeringens retning.

(3) Største tillatte beregningsmessige rissvidde i byggefase og midlertidige situasjoner settes lik 0,50 mm for bruksgrensetilstand kombinasjon *tilnærmet permanent*.

(4) For konstruksjoner utsatt for kjemisk angrep fra grunnvann i jord og berg, ref 8.2.2 (2), skal tillatte rissvidder fastsettes ved kontroll og godkjenning etter rutinene for teknisk kontroll av konsept, se 2.5.

8.7 Armeringsregler

8.7.1 Generelt

(1) Forankringslengder og omfaringslengder skal bestemmes ved nøyaktige beregninger, og omfaringslengder skal angis i arbeidsgrunnlag. Forenklete regler, som for eksempel 50 ϕ , betraktes ikke som en nøyaktig beregning.

Målsettingen med kravet er å sikre riktige omfaringslengder og å spare materialer der det er mulig. Det er spesielt viktig å ta hensyn til kvaliteten på heftbetingelsene og armeringsstangens plassering under utstøping, ref faktor η_1 i NS-EN 1992-1-1, pkt 8.4.2 (2).

Omfaringslengder bør angis spesifikt i tilknytning til aktuell armering i arbeidsgrunnlaget, men kan samles i tabeller der det er hensiktsmessig.

For å unngå misforståelser og sikre riktig og effektiv utførelse bør samme omfaringslengder benyttes der beregnet behov er noenlunde likt. For en konstruksjonsdel vil det i de fleste tilfeller være tilstrekkelig å angi to omfaringslengder for hver stangdiameter i horisontalretning (én lengde for såkalt gode heftbetingelser og én for såkalt dårlige heftbetingelser) og én forankringslengde for hver stangdiameter for øvrig armering.

(2) Armering skal ha stangdiameter ≥ 12 mm.

(3) Største senteravstand for armering skal være ≤ 200 mm.

(4) Alle konstruksjonsdeler skal være dobbeltarmert i begge retninger. Kravet gjelder også for midlertidige og permanente utsparinger. Kravet gjelder ikke for overgangsplater.

(5) Armeringsstenger med diameter ≥ 16 mm skal ikke rettes eller ombøyes.

(6) Armeringsbunter skal ikke ha mer enn to stenger og ikke mer enn tre stenger i skjøtområder.

(7) Dersom konstruksjonsdelen er utsatt for utmatting, skal det presiseres i arbeidsgrunnlaget at sveising av armeringen og retting eller tilbakebøying av armeringen ikke er tillatt.

(8) Armeringsstoler av betong eller mørtel med masseforhold $\leq 0,40$ og minimum 5 % silikastøv skal spesifiseres i arbeidsgrunnlaget.

(9) For monteringsstenger skal stangdiameter 12 mm benyttes.

(10) Kamstålets byggemål, som vist i tabell 8-5 nedenfor, skal tas hensyn til ved detaljering av armeringen og ved beregning av byggehøyde, fri avstand mellom armeringsstenger og lignende.

Tabell 8-5. Byggemål for kamstenger

Stangdiameter	ø12	ø16	ø20	ø25	ø32
Byggemål	15 mm	20 mm	25 mm	30 mm	40 mm

Se også Statens vegvesen rapport 388 Sikring av overdekning for armering.

8.7.2 Tiltak for god utstøping

(1) Nødvendige vibratoråpninger i armeringen skal planlegges.

Fri avstand $\geq 3 D_{max}$ er anbefalt for å sikre god utstøping og komprimering. Ved fri åpning $< 3 D_{max}$ bør det planlegges slik at armering kan forskyves ved utstøping og vibrering. Ved bruk av dekkevibratører bør det sikres god plass til vibrering minimum hver 0,5 meter.

(2) Fri avstand mellom horisontalarmering i vertikale konstruksjonsdeler skal være ≥ 80 mm.

8.7.3 Armering med mekanisk endeforankring

(1) Mekaniske endeforankringer skal ha dokumentert kapasitet i henhold til NS-ISO 15698 for kategori B3.

8.7.4 Muffeskjøter for slakkarmering

(1) Muffeskjøter skal tilfredsstille kravene i NS-ISO 15835 til kategori FS med følgende modifikasjon: Muffeskjøter skal ha dokumentert bruddkapasitet som er 30 % høyere enn den nominelle flytegrensa til den armeringen den skal skjøte, det vil si $1,3 \times R_{eH}$.

Med de gitte kravene tilfredsstilt kan alle stenger skjøtes i samme snitt.

8.7.5 Armeringsregler for pelefundamenter

(1) Underkantarmeringen skal plasseres minst 50 mm over topp pel. Dersom avstanden mellom denne armeringen og underkant fundament blir større enn 200 mm, skal det i underkant fundament legges inn ekstra armering i begge retninger med senteravstand ≤ 150 mm. Armeringen skal detaljprosjekteres etter innmåling av peler.

8.7.6 Armeringsregler for søyler og vegger

(1) Lengdearmring/vertikalarmering for søyler og vegger skal ha diameter ≥ 16 mm, ved undervannsstøp ≥ 20 mm.

8.7.7 Skjærarmring i plater

(1) Der skjærkapasiteten for plater med skjærarmring kontrolleres etter NS-EN 1992-1-1, punkt 6.2.3 (vanlig skjærkapasitet), skal skjærbøylene omslutte strekkarmeringen i skjærkraftas retning og være forankret i trykksonen. Kravet gjelder også mekaniske endeforankringer, for eksempel T-hoder.

Dette gjelder for eksempel takplater for kulverter – i områder mot vegger. Kravet om at nederste armering i tverrsnittet understøttes av monteringsstenger gjelder også for skjærbøylene inkludert T-hodestenger.

(2) Der skjærkapasiteten for plater med skjærarmring kontrolleres etter NS-EN 1992-1-1, 6.4 (gjennomlokking), er det tilstrekkelig at skjærbøylene omslutter nest ytterste armeringslag på strekksida.

Dette gjelder for eksempel bruplater – i områder rundt punkt-opplegg på søyle eller lager. Det anbefales at skjærbøylene omslutter ytterste armeringslag på strekksida.

8.7.8 Armeringsregler for utsparinger

(1) I retninger der armeringen er statisk nødvendig, skal tilleggsarmering rundt utsparinger minst tilsvare den armeringen som er brutt. I tverretningen skal tilleggsarmeringen være større enn den største av:

- 70 % av brutt armering i hovedretningen
- 100 % av brutt armering i tverretningen

(2) Ved utsparing i trykksone, skal armeringen dimensjoneres for avbøyningskrefter.

(3) Ved midlertidige utsparinger med utstikkende armering skal utsparingen være så stor at armeringen kan skjøtes med beregnet omfar ved gjenstøping.

Armeringen kan skjøtes med muffer. Armeringen kan skjøtes ved sveising der dette tillates av hensyn til utmatting.

8.8 Konstruksjonsregler

8.8.1 Generelt

(1) Overside fundamenter og andre tilnærmet horisontale overflater skal ha helning $\geq 1:25$.

Kravet er for å sikre god avrenning. Tosidig fall (takfall) kan velges i stedet for firesidig fall dersom dette gir enklere og ryddigere armeringsføring, for eksempel for overside fundamenter. Kravet er ikke relevant for permanent neddykkede konstruksjonsdeler.

(2) Innvendige hulrom skal være drenert.

Det anbefales bruk av kuppelrist i støpejern, plassert slik at snublerisikoen minimeres.

(3) Forskalingshud skal spesifiseres i arbeidsgrunnlag. Strekkmetall, samt ekspandert polystyren (EPS) og tilsvarende materialer, tillates ikke beskrevet som forskaling.

På synlige deler av vingemurer, landkar, endeskjørt og støttemurer anbefales vertikal bordforskaling. På sidekanter av bruoverbygning og ytterkanter av kantdragere anbefales langsgående bordforskaling. For øvrige synlige flater kan det benyttes forskaling med lemmer eller bordforskaling.

(4) Hjørner skal ha minimum 20 mm x 20 mm avfasing, og dette skal spesifiseres i arbeidsgrunnlag.

Det er tilstrekkelig å spesifisere 20 mm x 20 mm avfasing i tekst, mens andre størrelser på avfasinger tegnes eller modelleres.

8.8.2 Undervannsstøp

- (1) Ved oppstart av støp i vann skal det alltid benyttes AUV-betong. Se også 8.2.2 (4).
- (2) Tilrettelegging for støperør/pumperør skal vises i arbeidsgrunnlaget.

Veiledning finnes i Norsk Betongforenings Publikasjon 5 Prosjektering og utførelse av betongkonstruksjoner i vann.

8.8.3 Fundamenter

- (1) Byggegropp for plasstøpte fundamenter på løsmasser skal ha betongavretting.
- (2) Ved direktefundamentering på berg, skal detaljprosjekteringen baseres på oppmåling av ferdig utsprengt og rensket byggegrop eller ferdig rensket berg dersom det ikke sprenges. Der utjevne understøp benyttes, skal det vurderes om denne skal armeres.

Det anbefales å benytte samme betong til understøp som til fundamentet dersom ikke spesielle hensyn tilsier annet.

- (3) Utjevne understøp > 250 mm skal prosjekteres som konstruktiv understøp.
- (4) Der søylefundament utføres med sokkel, skal sokkelen gå minimum 100 mm utenfor søylen. Sokkel skal avsluttes minimum 500 mm over høyeste vannstand; i sjø 500 mm over høyeste astronomiske tidevann (HAT).
- (5) For pelefundamenter skal minste avstand fra kant fundament til ytterkant ferdig installert pel være ≥ 400 mm. Ved prosjektering før peling skal avstand være ≥ 400 mm + maksimalt tillatt avvik.
- (6) Ved undervannsstøp skal støpeskjøter i overgangen mellom fundament og søyle, eventuelt mellom fundament og sokkel, være horisontale.
- (7) Det skal spesifiseres at understøp av senkekasse skal skje fra senter kasse. Understøpen skal nå minst 100 mm over underkant kasse på utsiden av kassas bunnplate.
- (8) Ved undervannstøp mot forskaling av prefabrikkerte betongelementer skal forskalingen ikke medregnes som konstruktiv del av fundamentet. Krav til minste overdekning for konstruktiv del påvirkes ikke av forskalingen.

8.8.4 Overbygning

- (1) Overhøyder skal bestemmes slik at ferdig brudekke vil ligge i teoretisk veglinje ved utløpet av bruas dimensjonerende brukstid. Ved beregnede negative overhøyder > 15 mm skal utsetningskotene vurderes spesielt i samråd med byggherre.

Store overhøyder i tidlig driftsfase og store nedbøyninger i senere faser kan påvirke kjørekraft og trafiksikkerhet, og dette bør vies oppmerksomhet. Utfordringene gjelder hovedsakelig slakkarmerte betongbruer og veger med høy fartsgrense ≥ 90 km/t.

(2) Brudekker skal ikke ha horisontale støpeskjøter. Utsparinger i brudekker for spennkabler og støpeskjøt mellom brudekke og endeskjørt tillates.

(3) I kassebruer skal det være vouter ved tverrsnittsendringer i bruas lengderetning. Vouter mot tverrbærere er ikke påkrevet.

Vouter i overgang mellom steg og topp-/bunnplate anbefales

(4) Vertikale støpeskjøter skal ha fortanning. For kassetverrsnitt skal fortanning sikre overføring av skjær i både bruplate, steg og bunnplate. Fortanningen skal plasseres mellom armeringslagene og ikke være til hinder for utstøping 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, og området skal støpes før epoksy er herdet. Tilsvarende gjelder i overkant utsparing ved gjenstøping av utsparinger for spennarmeringsforankringer.

8.8.5 Kantdragere og betongrekkverk

(1) Kantdragere og betongrekkverk skal støpes etter at bærekonstruksjonen (hovedbæresystemet) er etablert, eventuell understøttelse er fjernet og brudekket er innmålt. Der brudekket støpes på en bærekonstruksjon som er etablert tidligere, for eksempel prefabrikkerte betongbjelker eller konstruksjoner av stål eller tre, tillates kantdragere støpt samtidig med brudekket.

Resultatet av Innmåling av brudekket kan medføre behov for ekstra belegning i form av avrettingslag og eventuell justering av veglinje med tanke på høyde. Dette vil påvirke høyden på kantdragere eller betongrekkverket som det også blir nødvendig å justere. Det vises til veiledning for belegning og fuge, se 12.2.1 (4), 12.5.1 (2) og 12.5.2 (3).

(2) Kantdragere og betongrekkverk skal ikke ha svinnfuger, og de skal ikke ha andre støpeskjøter enn vertikale støpeskjøter i bruas tverretning (inndeling i støpetapper i bruas lengderetning).

(3) Der kantdrager forlenges forbi bruender og ligger som krone på vingemurer skal horisontal avstand (i bruas tverretning) mellom dryppnese og veggflate være ≥ 150 mm.

8.8.6 Overgangsplater

(1) Overgangsplater med opplegg skal dimensjoneres i bruddgrensetilstand for egenvekter og trafikk tilsvarende lastmodell 1 i NS-EN 1991-2.

Overgangsplater kan utføres med geometri og armering som vist på brudetalj.

8.8.7 Spennarmerte konstruksjoner

(1) All nødvendig informasjon for utførelse av spennarmering skal spesifiseres i arbeidsgrunnlaget. Etter at spennsystem er valgt og før utførelsen innledes skal arbeidsgrunnlaget revideres i samsvar med valgt spennsystem.

Krav vedrørende utførelse av spennarmering finnes i NS-EN 13670+NA, kapittel 7. Veiledning om dokumentasjon i arbeidsgrunnlaget finnes i Tillegg A og Tillegg E. NS-EN 13670+NA henviser til Norsk Betongforening publisasjon 14 Spennarmeringsarbeider som informativt dokument. Publikasjonen gir føringer blant annet vedrørende oppgavene til den prosjekterende ved utarbeidelse av arbeidsgrunnlag i kapittel 5.

- (2) Full oppspenning ved prøvefasthet $f_{cm,0,cyl} \geq 32$ MPa / $f_{cm,0,cube} \geq 39$ MPa og tidligst 48 timer etter utstøping skal forutsettes i prosjekteringen og angis i arbeidsgrunnlaget.
- (3) Forankringsvouter skal støpes samtidig med tilstøtende deler av tverrsnittet.
- (4) Endeforankringer skal beskyttes med påstøp med tykkelse ≥ 200 mm.
- (5) Injiseringsmasse for spennarmering med heft skal være sementbasert.
- (6) Ekstern spennarmering og intern spennarmering uten heft skal være utskiftbar.

8.8.8 Utsparinger

- (1) Støpeskjøter i midlertidige utsparinger skal være fortannet og dimensjonert for aktuell belastning.
- (2) For å sikre god utstøping av utsparinger i vertikale konstruksjonsdeler skal utsparingens toppflate ha en helning på 1:5.

8.8.9 Vektreduserende utsparinger

Vektreduksjon kan oppnås ved å støpe inn lukkede rør eller lette materialer. Slike løsninger omtales i dette avsnittet som «vektreduserende utsparinger».

- (1) Vektreduserende utsparinger i platebruer skal være orientert i bruplatas hovedretning, parallelt med de frie kantene. Utsparingene skal ha avrundet form i underkant for å sikre god utstøping.
- (2) Vektreduserende utsparinger etablert med rør skal ha drenerør i alle lavpunkter. Drenerørene skal være av rustfritt stål og ha minimum 20 mm utstikk fra betongoverflaten. Dreneringen skal vises i arbeidsgrunnlag.
- (3) Vektreduserende utsparinger etablert med lette materialer skal sendes inn til teknisk kontroll av konsept, se 2.5. Lette materialer skal være av en type som ikke trekker vann. Treverk og ekspandert polystyren aksepteres ikke benyttet.
- (4) Der avstanden fra oppleggsakser er ≤ 2 ganger tverrsnittshøyden skal bruplata være massiv.
- (5) Hensynet til oppdrift ved utstøping skal vurderes spesielt, og nødvendige tiltak skal spesifiseres i arbeidsgrunnlaget.
- (6) Trekkerør skal ikke føres gjennom vektreduserende utsparinger.

8.8.10 Betongledd

- (1) Gjennomgående armering i betongledd skal være rustfri, se 8.2.6.

8.8.11 Innstøpingsgods

(1) På konstruksjonens utvendige flater og i overdekningssonen skal alt innstøpingsgods være i rustfritt stål. Forankringsplater som i sin helhet ligger på innsiden av overdekningssonen skal være i ubehandlet stål. Rustfritt stål skal være i henhold til NS-EN 10088 og ha en PRE-verdi større enn 20. Stålnummer skal angis på tegning.

Stålnummer 1.4404 tilfredsstillende kravene og kan benyttes.

(2) Festemidler i rustfritt stål skal være i henhold til NS-EN ISO 3506, kvalitet A4-80. Varmforsinket innstøpingsgods tillates benyttet innvendig i kassetverrsnitt og til festepunkter for pullere på ferjekaier. Se også 12.1.2 (3).

(3) Ved innfesting skal en av følgende metoder benyttes:

1. Innstøpte grupper av gjengestenger eller bolter med forankringsplate
2. Innstøpte fullforankringshylser
3. Gjennomgående gjengestenger
4. Kjemiske ankere

Dette innebærer at for eksempel ekspansjonsbolter, slaganker og skrudde fester ikke kan benyttes.

(4) Bruk av kjemiske ankere skal begrenses til innfesting i vertikale eller tilnærmet vertikale flater og fra oversiden. Dimensjon > M12 skal ikke benyttes. Kjemiske ankere skal ikke benyttes for innfesting av rekkverk eller ved innfesting fra undersiden.

(5) Der gjengestenger eller bolter forutsettes å måtte gå gjennom forskaling skal det benyttes skjøtehylse i overgangen slik at festepunktet ikke punkterer forskalingen.

(6) Skjøtehylser 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 minimum 30 % høyere enn gjengestengene som skjøtes.

(7) Ved bruk av gjennomgående stenger skal det injiseres mellom gjengestang og betong.

(8) Alle festepunkter skal målsettes i arbeidsgrunnlag, og det skal framgå hvor mye armering som tillates kappet i forbindelse med boring i betong.

8.8.12 Uarmerte betongblokker

(1) For uarmerte betongblokker brukt i frontvegg i jordarmerte fyllinger skal det spesifiseres betong med bestandighetsklasse MF45 eller bedre.

8.8.13 Katodisk beskyttelse

(1) Konstruksjonsdeler i sjø skal ha katodisk beskyttelse (offeranoder).

Offeranoder fungerer ikke i ferskvann.

(2) Prosjektering av katodisk beskyttelse skal baseres på Veritas-rapport DNV-RP-B401: *Cathodic Protection Design* (januar 2005) og Norsok Standard M-503: *Cathodic Protection* (september 1997).

(3) Vekt, antall og plassering av anodene, samt detaljering av innfesting og kontaktarmering, skal vises i arbeidsgrunnlag. Det skal framgå hvorvidt oppbrukte anoder skal fornyes. Konstruksjonens oversiktstegning skal vise hvilke konstruksjonsdeler som har katodisk beskyttelse og henvise til relevante deler av arbeidsgrunnlag.

(4) All armering og annet innstøpningsgods i konstruksjonsdeler som forutsettes katodisk beskyttet skal ha elektrisk ledende kontakt. Tiltak for å sikre dette skal vises i arbeidsgrunnlag.

Normalt kan elektrisk ledende kontakt oppnås ved bruk av sveiseforbindelser. Om nødvendig eller hensiktsmessig benyttes egne armeringsstenger/kontaktarmering for etablering av sveiseforbindelser.

(5) For utmattingspåkjennte konstruksjonsdeler skal det tas spesielle hensyn ved plassering og utførelse av sveiseforbindelser dersom sveising tillates.

8.8.14 Glideforskaling

(1) Ved bruk av glideforskaling skal det dokumenteres hvordan skaderisiko er vurdert i lys av geometrisk vanskelighetsgrad og miljøpåkjenning. Ved økt skaderisiko skal tiltak for å redusere risikoen planlegges og beskrives.

Veiledning finnes i Norsk betongforenings publikasjon 25 Veiledning for prosjektering og utførelse av konstruksjoner utstøpt med glideforskaling.

8.9 Prefabrikkerte betongelementer

I dette avsnittet følger spesielle regler for prefabrikkerte betongelementer, hovedsakelig liberalisering av krav i andre deler av kapittel 8. For forhold som ikke er omtalt i dette avsnittet gjelder øvrige krav i kapittel 8.

8.9.1 Kulvertelementer

(1) For prefabrikkerte kulvertelementer prosjektert etter veiledning V425 Prefabrikkerte kulverter – Elementtegninger gjelder følgende:

- Tillatt avvik (toleranser) for overdekning $\Delta_{C_{dev}} = +/- 5$ mm
- Kravet om fri avstand mellom horisontalarmering i vertikale konstruksjonsdeler (8.7.2) gjelder ikke kulvertveggene

8.9.2 Brubjelker

(1) For prefabrikkerte bjelker prosjektert etter veiledning V426 Prefabrikkerte brubjelker gjelder følgende:

- Tillatt avvik (toleranser) for overdekning $\Delta_{C_{dev}} = +/- 5$ mm

- Kravet om fri avstand mellom horisontalarmering i vertikale konstruksjonsdeler (8.7.2) gjelder ikke bjelkestegene
- For lukkebøyer i flenser i prefabrickerte brubjelker tillates stangdiameter 8 mm

9 Stålkonstruksjoner

Dette kapittelet gjelder for prosjektering av bærende konstruksjoner i stål. For stål til annet bruk, f. eks. innstøpningsgods i betongkonstruksjoner, slisseplater i trekonstruksjoner, stål i peler, utstyr, og kulvertrør, vises det til de respektive kapitlene. Øvrig ikke-konstruktivt stål prosjekteres i henhold til gjeldende Norsk Standard. For samvirkekonstruksjoner vises det også til kapittel 8 for betongdelen.

9.1 Materialer

9.1.1 Konstruksjonsstål

(1) For konstruksjoner bestående av varmvulset konstruksjonsstål skal stålsort velges i henhold til *NS-EN 1993-1-1:2005+A1:2014+NA:2015, tabell 3.1 og NA.3.1.*

For stål som sveises anbefales finkornstål med normverdi for flytegrense fra 355 til 460 MPa.

For stål for bruk i forbindelser som medfører at stålet blir strekkpåkjent i tykkelsesretningen eller i forbindelser med høy innspenning/treksial spenning (fare for delaminering) bestemmes krav til forbedrede egenskaper normalt på plateplanet iht. NS-EN 1993-1-10, kapittel 3. Dimensjonerende Z-verdi etter NS-EN 10164 velges iht. NS-EN 1993-2, tabell NA 3.2. Kravet til forbedrede egenskaper normalt på plateplanet (Z-verdi) angis på tegning/modell og i beskrivelsen.

Det anbefales å beskrive store kvanta av stål (store nok til å utgjøre en egen produksjonslot på et stålverk) levert med Kontrollsertifikat 3.2. Lagerført stål leveres normalt med Kontrollsertifikat 3.1.

(2) For konstruksjoner eller konstruksjonsdeler bestående av rustfritt stål skal stålsort velges i henhold til *NS-EN 1993-1-4:2006+NA:2009, tabell 2.1.*

Valg av stålsort gjøres basert på korrosjonsmotstand, mekaniske egenskaper, bruddseighet, produktform, behov for bøyning, krav til overflatefinish, etc. For rustfritt konstruktivt stål for bruer i marint miljø og for bruer langs saltede veier anbefales det som regel å velge et austenittisk-ferrittisk (rustfritt duplex) stål, vanligvis 1.4462. Mindre konstruksjonsdeler kan være 1.4404 eller, hvis det ikke sveises, 1.4401.

Det anbefales å innhente informasjon og råd fra produsenter av rustfritt stål for bruk som konstruktivt stål. Rustfritt stål er tilgjengelig i ulike produktformer, dvs. som kaldvulsede striper, varmvulsede striper, varmvulsede plater etc. De ulike produktformene har ulike mekaniske egenskaper som det tas hensyn til i prosjekteringen, se tabell 2.1 i NS-EN 1993-1-4.

Det finnes ikke standarder som angir dimensjoner eller toleranser for profiler, med unntak av for sømløse runde rør (NS-EN 10297-2) og sveiste runde stålrør (NS-EN 10296-2). Ofte lager produsenten profilene ved kaldforming eller ved å sveise opp profiler fra plater. For hulprofiler kan man f.eks. angi stålsorten iht. NS-EN 10088, og angi at toleransene er i henhold til standarden for karbonstål.

Minste tillatte bøyradius ved kaldforming er lik 2 ganger godstykkelsen iht. standarden. Kaldforming av rustfritt stål krever større bøyekrefter enn karbonstål, noe som kan sette begrensinger for godstykkelse og lengde av profiler. Profiler med store tykkelser framstilles ofte ved varmvalsing og sveising.

Dupleks stål finnes i flere varianter. Lean dupleks 1.4162 har lavere innhold av legeringer og er derfor rimeligere enn Standard dupleks 1.4462, men det har dårligere korrosjonsmotstand (tilsvarende som 1.4404) og dårligere egenskaper mht. slagseighet (fare for sprøbrudd) enn Standard Dupleks 1.4462.

I noen tilfeller kan det være ønskelig med en spesiell overflatefinish. NS-EN 10088-4 og -5 angir standardkrav til overflatekvaliteten. Dette vil normalt være tilstrekkelig, men standardene inneholder også tabeller over ulike finisher som kan spesifiseres. Finisen kan bl.a. ha innvirkning på korrosjonsmotstanden og det anbefales å diskutere denne med produsenten.

(3) Største tillatte godstykkelse avhengig av stålsort skal bestemmes etter NS-EN 1993-2:2006+NA:2009, tabell NA.3(901).

For konstruksjoner som kan få sprøbrudd, det vil si utmattingspåkjente konstruksjoner med deler av spenningscyklusen på strekksiden, strekkpåkjente konstruksjoner og sveiste konstruksjoner, er det krav til duktilitet, gitt ved Charpy-verdier. Tabell NA.3(901) i NS-EN 1993-2 angir største tillatte godstykkelse for bruk i bruer, avhengig av minimum lufttemperatur i henhold til NS-EN 1991-1-5. Tabellen gjelder pålitelighetsklasse 3 og er basert på bestemmelsene i NS-EN 1993-1-10 med NA. Som grunnlag for tabellen er det forutsatt at temperaturfall på grunn av utstråling er inkludert ($\Delta T_r = -10$) og at sikkerhetsmarginen $\Delta T_R = 0$. Videre er det i tabellen satt som krav at testtemperatur maksimalt er 20 grader høyere enn referansetemperaturen. Tabellen er gitt for stålsorter iht. NS-EN 10025, men kravene kan også benyttes for varmformede hulprofiler iht. NS-EN 10210 i tilsvarende stålsorter (angitt med H for hulprofiler, f.eks. S355NH). Kravene kan også benyttes for kaldformede profiler iht. NS-EN 10219, men med en temperatur korrigeret for kaldforming (se NS-EN 1993-1-10).

Fotnoten i tabell NA.3(901) i NS-EN 1993-2 angir at ulegerte konstruksjonsstål iht. NS-EN 10025-2 kun tillates for profilstål. Bakgrunnen for fotnoten er at finkornstål er bedre sveisbart og benyttes derfor i store platekonstruksjoner som sveises. Profilstål og hulprofiler lagerføres vanligvis kun i ulegert konstruksjonsstål (NS-EN 10025-2 for profiler). For store leveranser (ved verksleveranse) av profilstål eller hulprofiler som sveises, anbefales finkornstål (NS-EN 10025-3 og -4).

Det anbefales å vurdere om områder i nærheten av tverrskott eller stivere, samt sveiste korsformede forbindelser bør kontrolleres for indre uregelmessigheter eller diskontinuiteter, jfr. NS-EN 1090-2:2018 punkt 5.3.4. Dette angis i så fall i beskrivelsen.

Austenittisk- og duplexstål har lavere omslagstemperatur og dermed bedre egenskaper mht. sprøbrudd enn karbonstål. Neste revisjon av EN 1993-1-4 vil inneholde tabeller over tillatte tykkelse mht. sprøbrudd. Inntil neste revisjon av NS-EN 1993-1-4 foreligger kan tabell NA.3(901) i NS-EN 1993-2 for S460 benyttes for å bestemme krav til testtemperatur og skårslagsenergi, basert på største godstykkelsen. Dersom f.eks. lufttemperaturen er -30 grader og maks godstykkelse er 30 mm, tilsvarer dette stålsort S460M, og kravet til slagseighet anbefales gitt som 40 J ved testtemperatur -20 grader. Det anbefales også søkes råd hos produsentene.

(4) Ulegert profilstål som skal sveises, skal ha leveringstilstand +N eller +M.

Rusttregt stål i henhold til NS-EN 10025-5 kan benyttes ulegert i kvalitet S355K2W+N eller +M. Rusttregt stål er mer krevende å sveise enn ordinært konstruksjonsstål, sveiser planlegges derfor slik at de er enklest mulig å utføre og kontrollere.

9.1.2 Skruer, gjengestenger og spennstagsystemer

(1) Til forspente forbindelser der bæreevnen er basert på forspenningskraften (f. eks. glidningsforhindrede forbindelser) skal det benyttes skruesett etter NS-EN 14399-serien. Gjengestenger skal være i henhold til NS-EN ISO 898.

Til forspente forbindelser anbefales det å benytte type HR iht. NS-EN 14399-3, da type HV iht. NS-EN 14399-4 har lavere mutter og gjengene kan lettere stripes. Til forspente forbindelser i bærende konstruksjoner anbefales det å benytte skruer i fasthetsklasse 8.8 da disse har en mer duktil oppførsel enn fasthetsklasse 10.9.

Forspente forbindelser der kapasiteten er basert på forspenningskraften (f.eks. glidningsforhindrede forbindelser) strammes ved bruk av kombinert metode iht. NS EN 1090-2. Dette forutsetter at skruer leveres i k-klasse K2 eller K1, se NS EN 1090-2 tabell 19. Gjengestenger kan ofte forspennes med hydraulisk boltestrammere eller huljekker der man registrerer strekkraften i staget.

Til ikke-forspente forbindelser benyttes skruesett etter NS-EN 15048-serien. NS-EN 15048 angir flere standarder for geometri av skruer og muttere, de standardene som gjøres gjeldende bør derfor angis. Geometri for skruene angis etter NS-EN 4014 eller NS-EN 4017, for mutterne NS-EN 4032, og for skiver etter NS-EN 7090. Det kan også benyttes skruesett etter NS-EN 14399-serien i ikke-forspente forbindelser. NS-EN 1090-2 angir at skiver kun benyttes i ikke-forspente forbindelser dersom det er angitt. Det er ikke angitt krav til utforming eller hardhet av skivene. Dersom det benyttes skiver, angis krav til utforming eller hardhet av skruene.

For skruesett etter NS-EN 14399 er dimensjonene angitt i standarden, slik at det ikke angis standard for geometri.

Til rustfrie konstruksjonsdeler benyttes rustfrie skruesett eller gjengestenger etter NS-EN 3506-serien. Materialet i skruesett eller gjengestenger anbefales å ha minst samme korrosjonsmotstand som de konstruksjonsdelene det forbinder, dvs. A4 for forbindelser av rustfritt 1.4404, og D6 for Standard Dupleks rustfritt 1.4462.

Skruesett av rustfrie stål benyttes ikke i forspente skjærforbindelser der bæreevnen er basert på forspenningskraften, da skruene over tid kan miste spennkraft pga. relaksasjon. Dersom skruene forspennes av andre grunner, er de å anse som spesielle festemidler iht. NS-EN 1090-2 punkt 8.8 og prosedyreprøver utføres iht. Tillegg H i NS-EN 1090-2.

Tiltrekking av ikke-forspente rustfrie skruesett der det er ønskelig å kunne løsne mutteren senere, anbefales utført med lav hastighet på verktøyet for å unngå kaldsveising (galling). De innvendige gjengene i mutteren kan også påføres grafitt, talk eller et annet egnet middel for å redusere faren for kaldsveising. Som et alternativ kan det også benyttes muttere med høyre korrosjonsmotstand enn i skruen, f.eks. A4 skrue og A6 mutter.

Sveising av skruer eller muttere er ikke tillatt, se NS-EN 1090-2 punkt 8.2.

(2) Dersom skruer eller gjengestenger i fasthetsklasse 10.9 eller tilsvarende benyttes i forspente forbindelser, skal den prosjekterende beskrive hvilke krav som skal dokumenteres for å sikre at faren for hydrogensprøhet ikke er til stede.

Forspente skruer i fasthetsklasse 10.9 kan utvikle hydrogensprøhet som fører til plutselig brudd av skruene. Faktorer som påvirker hydrogensprøhet er materialsammensetning og produksjonsmetode, eksponering for hydrogen (vann), og spenningstilstand. Dokumentasjonen anbefales å inneholde materialspesifikasjon på skruene, metode for tilvirkning, beskrivelse av lagringsforhold, byggefaser og ferdigtilstand.

(3) Skruesett og gjengestenger i karbonstål skal være varmforsinket i henhold til NS-EN ISO 10684.

(4) Forspente spennstagsystemer skal være i henhold til FprEN 10138-4 og inneha ETA-godkjenning (European Technical Assessment) som viser at produktet er egnet til formålet. Alternativt kan det testes i henhold EAD (European Assessment Document) ment til formålet.

Spennstagsystemer har ofte en ETA iht. EAD-160004-00-0301.

Spennstagnene tiltrekkes vanligvis med hydraulisk boltestrammere eller huljekker der man registrerer strekkraften i staget.

Spennstagsystemer er som regel svært høystive og lite duktile. De er følsomme mot skjevbelastninger og har lite eller ingen skjærkapasitet.

Spennstagene korrosjonsbeskyttes vanligvis med bruk av mørtel eller fett. Bruk av fett kan kreve periodisk vedlikehold i form av etterfylling.

9.1.3 Stagsystemer bestående av rundstål med terminaler (hoder)

(1) Stagsystemer av rundstål skal inneha ETA-godkjenning (*European Technical Assessment*) som viser at produktet er egnet til formålet. Alternativt kan det testes i henhold EAD (*European Assessment Document*) ment til formålet. Stagsystemene skal dimensjoneres for utmatting og krav til testing for å dokumentere tilstrekkelig utmattingskapasitet skal angis.

Stagsystemer har ofte en ETA iht. EAD 200002-00-0602. EAD'en og dermed ETA'en gjelder kun for statisk last.

Stagsystemer av rundstål med terminaler (hoder) dimensjoneres i henhold til NS-EN 1993-1-11. For stagsystemer med kabler vises det til 4.3.

9.2 Bestandighet

9.2.1 Korrosjonsbeskyttelse av konstruksjoner i luft

(1) Utvendige ståloverflater som ikke er rustfrie eller rusttrege (opp til korrosivitetsklasse C3), skal enten varmforskinkes eller overflatebehandles med et dupleks system bestående av et termisk sprøytet metallbelegg pluss et malingsystem tilsvarende System 1 gitt i veiledningen.

System 1: Metallisering pluss epoksy/polyuretan (dupleks system)

- *Forbehandling: Alkalisk vask, avfetting og spyling med rent ferskvann.*
- *Blåserensing: Renhet: Sa3*
- *Ruhet: Grov G, Ry5= 85-130 µm*
- *Rengjøringsgrad: P3 i henhold til NS-EN ISO 8501-3*

Beleggsystem:

1. *Minimum 100 µm termisk sprøytet sink eller sinklegering med opptil 15 % aluminium*
2. *Maksimum 25 µm to-komponent epoksy polyamid sealer*
3. *125-150 µm epoksymastik*
4. *60-100 µm polyuretan eller polyuretan-akryl*

For siste strøk velges tykkelse i samsvar med produsentens anvisninger for den aktuelle malingsstype (se teknisk datablad).

Total beleggykkelse: Minimum 285 µm.

NS-EN 1993-1-4 gir veiledning i valg av type rustfritt stål. Utover dette kreves det ikke ytterligere korrosjonsbeskyttelse av rustfritt stål. Holdbarheten av en rustfri konstruksjon er avhengig av stålsorten (kjemisk sammensetning), utførelse og rengjøring av sveiser, fjerning av urenheter etter bearbeiding, utforming av detaljer, rengjøring i driftsfasen etc. Utforming av konstruksjoner i rustfritt stål skiller seg ikke fra andre materialer, da vedvarende fuktighet også gir opphav til korrosjon på rustfritt stål. Dersom rustfritt stål benyttes i kombinasjon med karbonstål, overlappes overflatebehandlingen et stykke inn på det rustfrie stålet for å unngå galvanisk korrosjon. Det er viktig at alt utstyr for rengjøring, håndtering og lagring ikke er av karbonstål som kan avsette karbonrester: ikke løftekroker i karbonstål, ikke lagerhyller av stål som kan skrape opp overflaten, ikke stålborster av karbonstål.

Rusttrege stål krever ingen utvendig overflatebehandling så lenge konstruksjonen er utformet på en god måte og står i korrosivitetsklasse C3 eller lavere. NS-EN 12944-2 gir beskrivelse av ulike korrosivitetsklasser. Hvis konstruksjonen ligger i klasse C4 eller C5 ifølge beskrivelsen i standarden, kan man montere opp prøveplater på et lignende område og måle korrosivitetsklassen. Dersom disse målingene tilsier lavere korrosivitetsklasse, kan en legge dette til grunn. Det er viktig at konstruksjonen utformes slik at man får en kontrollert vannavrenning. Det anbefales å unngå små detaljer. Konstruksjonen bør ikke være utsatt for saltsprøyt. Det anbefales at rusthinnen får mulighet til å utvikle seg og har minst mulig mekanisk påvirkning.

(2) Korrosjonsbeskyttelsen skal ha en levetid på minst 15 år, før et eventuelt toppstrøk fornyes.

Dette tilsvare holdbarhetsintervall (durability) «High» iht. NS-EN ISO 12944-1. Korrosivitetsklassen bestemmes og angis iht. NS-EN 12944-2.

(3) Dersom et annet overflatebehandlingssystem enn System 1 benyttes, skal dette avklares skriftlig med brueier og spesifikasjon påføres tegning/modell. Brueier har rett til å kreve at System 1 benyttes.

(4) Ståloverflater for bærende konstruksjoner i marint miljø til høyde minst 12 m over høyeste astronomiske tidevann (HAT) i værharde kyststrøk eller minst 6 m over HAT i lite værharde kyststrøk skal overflatebehandles med et overflatebehandlingssystem som er mer bestandig enn et ordinært overflatebehandlingssystem, f. eks. system 2 som beskrevet i veiledningen.

System 2: Metallisering pluss forsterket epoksy/polyuretan (dupleks system)

Forbehandling:

- Alkalisk vask, avfetting og spyling med rent ferskvann.
- Blåserensing: Renhet: Sa3
- Ruhet: Grov G, Ry5= 85-130 µm
- Rengjøringsgrad: P3 i henhold til NS-EN ISO 8501-3

Beleggsystem:

1. Minimum 100 µm termisk sprøytet sink eller sinklegering med opptil 15 % aluminium
2. Maksimum 25 µm to-komponent epoksy polyamid sealer
3. 125-150 µm epoksymastik
4. 125-150 µm epoksymastik
5. 60-100 µm polyuretan eller polyuretan-akryl

Total beleggtykkelse: Minimum 410 µm.

(5) Varmforsinkede konstruksjonsdeler skal ha tykkelse som vist i tabellen nedenfor.

Klasse A:

Beregnet på gjenstander til alminnelig bruk. Beleggtykkelsen i tabellen svarer til minste beleggtykkelse i NS-EN ISO 1461 og kan oppnås på de fleste stål- og støpejernsorter.

Klasse B:

Beregnet på gjenstander til svært korrosivt miljø og/eller når det kreves lang levetid. Denne klassen vil være aktuell for de fleste konstruksjoner langs vegene, som ikke i tillegg skal ha dekskjikt.

Klasse C:

Beregnet på gjenstander i ekstremt korrosivt miljø og/eller når det kreves ekstra lang levetid.

Tabell 9-1: Tykkelse på sinkbelegg ved varmforsinking

Tykkelse på sinkbelegg ved varmforsinking						
Produkt (nominell tykkelse, t)	Klasse A		Klasse B		Klasse C	
	Min. tykkelse lokalt	Gjennom- snitts- tykkelse på hver gjenstand	Min. tykkelse lokalt	Gjennom- snitts- tykkelse på hver gjenstand	Min. tykkelse lokalt	Gjennom- snitts- tykkelse på hver gjenstand
mm	µm	µm	µm	µm	µm	µm

t > 6	Se NS-EN ISO 1461:2009, tabell 2	100	115	190	215
3 < t ≤ 6		85	95	115	140
1,5 < t ≤ 3		60	70	Ikke anvendelig	
Små gjenstander		Ikke anvendelig			
Støpegods					

Egnet stålsort spesifiseres før klasse B eller C foreskrives. Videre anbefales det at utførende varmforsinker spørres om råd. Blank overflate med ren sink kan ikke oppnås for klasse B og C. Beleggykkelsene i klasse B kan oppnås på varmvalsede, silisiumtettede stålsorter og på varmvalsede stålsorter uten silisium hvis overflaten er blåserenset med stålkuler. Beleggykkelsene i klasse C kan oppnås på varmvalsede, silisiumtettede stålsorter hvis silisiuminnholdet er over 0,3 %.

(6) Innvendig flater i hulrom som er tilgjengelig for inspeksjon og korrosjonsbeskyttende tiltak, skal beskyttes med ett av følgende alternativer:

- Flatene overflatebehandles i henhold til NS-EN ISO 12944. Malingssystemet skal ha «veldig høy» holdbarhet.
- Hulrommet utstyres med avfuktingsanlegg. Den gjennomsnittlige relative luftfuktigheten skal ikke overstige 45 % og maksimalverdien skal alltid ligge under 60 %.

(7) I innvendige hulrom skal store flater være farget i en lys farge.

Dette er for blant annet å bedre lysforholdene for inspeksjon og vedlikeholdsarbeider. Sinkrik shopprimer er vanligvis farget grå, og benyttes vanligvis innvendig i avfuktede kasser. Ved produksjon i særlig korrosive miljøer, kan shopprimer være utilstrekkelig for å hindre at stålet begynner å korrodere.

Rustfritt stål er lyst nok uten overflatebehandling.

(8) Rør til utblåsing av fuktig luft fra avfuktingsanlegg skal stikke minst 100 mm ut fra konstruksjonen.

9.2.2 Korrosjonsbeskyttelse av konstruksjoner i vann

(1) Permanent neddykkede ståloverflater for bærende konstruksjoner i saltvann skal ha katodisk beskyttelse med offeranoder.

Offeranoder fungerer ikke i ferskvann, se 7.5.4.

9.3 Konstruksjonsanalyse

9.3.1 Generelt

Ved kontroll av ulykkesituasjon kan det benyttes lastvirkninger bestemt på grunnlag av plastisk teori, se NS-EN 1993-2:2006+NA:2009, punkt NA 5.4.1. Materialfaktor kan settes lik 1,0.

(1) Virkning av byggemetode, for eksempel montasjerekkefølge og kobling av stålsesjoner, samt tidspunkt og rekkefølge for støp av eventuelt betongdekke, skal ivaretas.

9.3.2 Lastvirkning på dybler

(1) 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+NA:2009, punkt 6.6.2.3.

9.3.3 Skrueforbindelser

(1) Skruer uten forspenning skal ikke benyttes i bærende konstruksjoner.

(2) Friksjonsforbindelser skal prosjekteres som skrueforbindelse kategori B i henhold til NS-EN 1993-1-8:2005+NA:2009, punkt 3.4.1.

Dette innebærer påvisning av avskjærings- og hullkantkapasitet i bruddgrensetilstand og av friksjonskapasitet i bruksgrensetilstand.

9.4 Fabrikasjons- og konstruksjonsregler

9.4.1 Hulrom tilgjengelige for inspeksjon

(1) Stålkasser, hule ståltårn osv. som er tilgjengelig for inspeksjon og som ikke er utstyrt med avfuktingsanlegg, skal ha drenering i alle lavpunkt.

(2) Stålkasser, hule ståltårn osv. som er utstyrt med avfuktingsanlegg, skal 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.

Betongflater anses som tilnærmet lufttette.

9.4.2 Hulrom i mindre kassetverrsnitt

(1) Kassetverrsnitt med høyde < 1,6 meter tillates utført som lukket og lufttett, dvs. uten tilrettelegging for innvendig tilkomst for inspeksjon. Hulrommet skal da trykkprøves. Alternativt skal alle sveiser som tetter kassen, også montasjesveiser, utføres med minimum 2 «lag» sveiselarver, for å sikre mot luftlekkasje.

Trykktest kan gjennomføres ved at kassen trykkprøves med 50 kPa overtrykk. Trykket opprettholdes i f. eks. 30 min.

Betongflater anses ikke som fullstendig lufttette.

(2) Sveiser, som ved brudd i sveisen, kan medføre sammenbrudd (kollaps) av konstruksjonen, skal være inspiserbare.

(3) Eventuelle trekkerør skal legges med fall i sammenhengende tette rør av rustfritt stål 1.4404 eller tilsvarende i henhold til NS-EN 10088.

9.4.3 Hulrom i profiler og lignende

(1) Rør, hulprofiler, trapesstivere osv. som ikke er tilgjengelig for inspeksjon, skal lukkes og utføres som lufttette konstruksjoner dersom de ikke er i kassetverrsnitt med avfuktingsanlegg. Elementene skal trykkprøves eller kontrolleres med 100 % magnetpulverkontroll.

Det anbefales å trykkprøve slike elementer og at de tåler minst 50 kPa overtrykk. Videre anbefales det å gjennomføre 100 % trykkprøving med sveisene overstrøket med såpevann.

9.4.4 Overbygning

(1) Dersom det benyttes stålplate i kjørebanelen (ortotrop plate), skal dekkeplatetykkelser og stivere velges i henhold til NS-EN 1993-2:2006+NA:2009, punkt NA.C.1.2.2.

Det anbefales at konstruktiv utforming av ortotrope ståldekker er i henhold til NS-EN 1993-2:2006+NA:2009.

Anbefalte minimum platetykkelser på øvrige konstruksjonsdeler er som følger:

- Flensplater med påsveiste dybler anbefales å ha tykkelse ≥ 20 mm.
- Tykkelsen på stegplater anbefales å være ≥ 10 mm.
- Platetykkelsen i kassevegger og kassebunn anbefales å være ≥ 8 mm.
- Tykkelse på tverrskott anbefales å være ≥ 10 mm.

Anbefalingene til tykkelse er for å unngå buler ved sveising og varmeretting.

Ved overgang fra tykkere til tynnere plate i flens eller steg anbefales det at den tykkeste del avfases med maksimal helning 1:5. Ved breddeendringer av flens anbefales det at den bredeste del avfases med maksimal helning 1:10.

(2) Der det forutsettes kraftoverføring ved fullt kontaktrykk mellom ståldeler, skal dette angis i arbeidsgrunnlaget, se NS-EN 1090-2:2018 punkt 11.2.3.5.

(3) Samvirkekonstruksjoner med skjærforbindelse mellom stål og betongdekke på kun deler av et kontinuerlig statisk system skal ikke benyttes.

9.4.5 Sveiseforbindelser

(1) Kraftoverførende kilsveis skal prosjekteres med et minste a-mål på 4 mm ved minste platetykkelse ≤ 25 mm og 5 mm for større platetykkelser.

Platetykkelsen gjelder for den minste platetykkelsen av de to platene som skal sveises sammen.

(2) 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.

(3) Over lagre og jekkepunkter skal sveis mellom steg og bunnplate/underflens prosjekteres som buttsveis med full gjennombrenning. Tilsvarende gjelder over lagre og jekkepunkter i tverrskott og endetverrbærere.

(4) For utmattingspåkjennte sveiser skal krav til bearbeiding av sveisen angis. Det skal også angis akseptkriterier i form av detaljkategorier.

Se NS-EN 1993-1-9 tabell 8.1 til 8.10 for krav til bearbeiding av sveiser. Se NS-EN 1090-2:2018 punkt 7.6.2 for angivelse av detaljkategorier. Detaljkategorien (DC) er å forstå som beregningsmessig nødvendig detaljkategori.

(5) Omfanget av sveisekontroll skal beskrives ved sveisekontrollklasser (WIC), se NS-EN 1090-2 Tillegg L.

Tabellen nedenfor gir anbefalinger for valg av sveisekontrollklasse som kan angis i beskrivelsen. Sveisekontrollen er lik for alle typer stål. Det er viktig at stålverkstedet har kompetanse på den type stål som skal produseres.

Konstruksjonsdel/sveiseforbindelse	WIC1	WIC2	WIC3	WIC4	WIC5
Platebærer					
Platebærer, tversgående buttsveis, flens og steg					X
Platebærer, langsgående sveis		X			
Platebærer, øvrig			X		
Valset stålbjelke					
Stålbjelke valset, tversgående buttsveis, flens og steg					X
Stålbjelke valset, langsgående sveis		X			
Stålbjelke valset, øvrig			X		
Tverrkryss/vindfagverk			X		
Fagverksbru					
Fagverk, buttskjøt av gurt i hovedbærer					X
Fagverk, buttskjøt av gurt i tverrbærer			X		
Fagverk, tverrkryss/vindfagverk			X		
Fagverk, øvrig			X		
Rørfagverk					
Rørfagverk, guter, buttskjøt					X
Rørfagverk, knutepunkt					X
Rørfagverk, øvrig			X		
Ortotropt ståldekke					
Ståldekke, tversgående buttskjøt i kjørebaneplate og i stivere					X
Ståldekke, langsgående sveis av stivere til kjørebaneplate					X
Ståldekke, T-forbindelse kjørebaneplate mot tverrkott/tverrbjelke			X		
Stålkasse øvrig (ortotropt ståldekke se ovenfor)					
Stålkasse, tversgående buttsveis av side- og bunnplate					X
Stålkasse, langsgående sveis av stiver til side- og bunnplate		X			
Stålkasse, tverrkott ved opplegg				X	
Stålkasse, tverrkott øvrig			X		
Stålkasse, øvrig			X		
Hengebru (ortotropt ståldekke se ovenfor)					
Stålkasse, tversgående buttsveis av side- og bunnplate			X		
Stålkasse, langsgående sveis av stiver til side og bunnplate		X			
Stålkasse, tverrkott, sveis til side- og bunnplater		X			
Stålkasse, tverrkott, tversgående buttskjøter			X		
Hengestangsfeste					X
Skråstagfeste					X
Buebru					
Buebru, bue med buefot, tversgående buttskjøter					X
Buebru, strekkbånd/undergurt, tversgående buttskjøter					X
Buebru, bue, langsgående sveiser		X			
Buebru, hengestangsinnfestninger					X
Boltedybler			X		
Alle øvrige sveiser i bærende konstruksjoner			X		
Ikke-bærende konstruksjoner	X				

Tabellen nedenfor er tatt fra NS-EN 1090-2 :2018 Tillegg L, og påført fotnoter. Fotnotene angis.

Tabell 85.24-2 Supplerende NDT				
Sveisekontrollklasse (WIC)	Type forbindelse	RT 6),7),8)	UT 4), 8), 10)	MT/PT 5),
WIC5	Buttsveis med fullstendig gjennomsvøising	10 ^{1), 2)}	100 ³⁾	100
	T.buttsveis med fullstendig gjennomsvøising	0	100	100
	Delvis gjennomsvøising med sveisedybde på mer enn 12 mm	0	20	100
	Annen delvis gjennomsvøising og alle kilsveiser	0	0	100
WIC4	Buttsveis med fullstendig gjennomsvøising	5 ^{1), 2)}	50 ³⁾	100
	T.buttsveis med fullstendig gjennomsvøising	0	50	100
	Delvis gjennomsvøising med sveisedybde på mer enn 12 mm	0	10	100
	Annen delvis gjennomsvøising og alle kilsveiser	0	0	20
WIC3	Buttsveis med fullstendig gjennomsvøising	0	20 ³⁾	20
	T.buttsveis med fullstendig gjennomsvøising	0	20	20
	Delvis gjennomsvøising med sveisedybde på mer enn 12 mm	0	5	20
	Annen delvis gjennomsvøising og alle kilsveiser	0	0	20
WIC2	Buttsveis med fullstendig gjennomsvøising	0	10	10
	T.buttsveis med fullstendig gjennomsvøising	0	10	10
	Delvis gjennomsvøising med sveisedybde på mer enn 12 mm	0	5	5
	Annen delvis gjennomsvøising og alle kilsveiser	0	0	5
WIC1	Alle typer forbindelser	0	0	0

- 1) En film ved hvert kryss mellom langsgående/tversgående sveiser
- 2) Film for sveis rundt omkretsen på rør skal inneholde start og stopp av sveisingen. Hvis stedene for start og stopp ikke er kjent, utføres 100 % kontroll
- 3) Hvis det ved ultralydkontrollen finnes usikre sveisefeil, skal disse i tillegg kontrolleres med røntgen.
- 4) Gjelder platetykkelser fra 12 mm og oppover
- 5) Utvendige sveiser hvis formål er å permanent tette lukkede rom, skal kontrolleres minimum 20 % med magnetpulver.
- 6) Røntgenkontroll erstattes av ultralyd for godstykkelser større enn 40 mm.
- 7) Montasjebuttsveiser skal ha 20 % røntgenkontroll og 100 % ultralydkontroll.
- 8) Lamineringstest utføres i en sone på 75 mm på hver side av sveisens senterlinje
- 9) Ultralyd erstattes av røntgen for godstykkelser mindre eller lik 12mm. Gjelder buttsveiser.

10 Trekonstruksjoner

Dette kapittelet gjelder for prosjektering av konstruksjoner i tre. Kapittelet omfatter også mindre komponenter i andre materialer som inngår i trekonstruksjonen slik som forbindelsesmidler og konstruktiv beskyttelse. For øvrige konstruksjonsdeler i andre materialer vises det til de respektive kapitlene.

10.1 Grunnlag for prosjektering

10.1.1 Klimaklasser

(1) Konstruksjonselementer i tre som er konstruktivt beskyttet mot fritt vann kan settes i klimaklasse 2 i henhold til NS-EN 1995-1-1:2004+A1:2008+NA:2010 tabell NA.901. Øvrige komponenter skal settes i klimaklasse 3.

Eksempler på konstruksjonselementer som er konstruktivt beskyttet mot fritt vann:

- Tverrspent dekke med belegningsklasse A3-4 i henhold til 12.2.1.
 - Saltimpregnert trevirke med konstruktiv beskyttelse i henhold til 10.3.3 (4).
 - Kreosotimpregnert trevirke med konstruktiv beskyttelse i henhold til 10.3.3 (5).
-

10.2 Materialer

10.2.1 Konstruksjonstrevirke og limtre

Regler og anbefalte løsninger som er gitt i dette kapittelet er i stor grad basert på erfaringer fra norske og nordiske utviklingsprosjekter samt erfaringer fra forvaltning av de eksisterende trebruene. Disse erfaringene er i all hovedsak knyttet til bruk av trevirke fra tettvekst nordisk gran og furu.

(1) Konstruksjonstrevirke skal ha dokumentert fasthetsklasse \geq C18 i henhold til NS-EN 338. Limtre skal ha dokumentert fasthetsklasse i henhold til NS-EN 14080.

(2) Ved bruk av kombinert limtre skal materialeegenskaper for indre lameller dokumenteres og legges til grunn for kapasitetskontroll og dimensjonering av knutepunkt som posisjoneres ut fra senter av tverrsnittet.

Materialverdier for kombinert limtre i henhold til NS-EN 14080 tar utgangspunkt i et gjennomsnitt av lamellenes egenskaper. Det er nødvendig å dokumentere limtreleverandørens lamelloppbygging og legge fasthetsklasse for aktuelle midtlameller til grunn for lokale kontroller i beregningsdokumentasjonen.

(3) For konstruksjonsberegninger skal trevirkets midlere tyngdetetthet γ_{mean} settes lik ρ_{mean} i henhold til NS-EN 338:2016 tabell 1 for konstruksjonstrevirke og $\rho_{g,mean}$ i henhold til NS-EN 14080:2013+NA:2016 tabell 4/5 for limtre. Ved bestemmelse av største- og minste karakteristiske tyngdetetthet skal γ_{mean} korrigeres for fuktvariasjoner og bidrag fra impregneringsmidler. Korreksjonsfaktor for fuktvariasjoner i nordisk gran og furu er gitt i tabell 10-1.

Tillegg fra impregneringsoljer settes til 0,5 kN/m³ eller 0,8 kN/m³ etter hva som gir det mest ugunstige bidraget.

Tabell 10-1: Korreksjonsfaktor for γ_{mean} for fuktvariasjoner i nordisk gran og furu

Korreksjonsfaktor	$k_{inf,k}$	$k_{sup,k}$
Klimaklasse 2	0,85	1,15

Klimaklasse 3	0,85	1,30
---------------	------	------

Tillegg fra impregneringsoljer er knyttet til bruk av kreosot. Erfaringer tilsier at et tillegg på 0,5 kN/m³ vil være tilstrekkelig for kreosotimpregnert limtre. Det faktiske opptaket vil likevel variere og et tillegg på 0,8 kN/m³ kan være aktuelt for de tyngste beskyttelsesklassene.

Korreksjonsfaktorer for fuktvariasjon er konservative og samsvarer ikke fullt ut med definisjonen av den gitte klimaklasse i henhold til NS-EN 1995-1-1:2005+NA:2010 tabell NA.901. Den «gunstige» faktoren i tabell 10-1 tilsvarer et helt tørt trevirke (~0% fuktinnhold) og den «ugunstige» faktoren tilsvarer noe over 20% fuktinnhold for klimaklasse 2 og godt over fibermetningspunktet (>28% fuktinnhold) for klimaklasse 3.

Korrigeringen inkluderer ikke tilleggslaster fra spennsystem, innslisset stål, forbindelsesmidler, rekkverksinnfesting, beslag, m.m.

(4) Temperaturutvidelseskoeffisienten for nordisk gran og furu skal settes i henhold til tabell 10-2.

Tabell 10-2: Temperaturutvidelseskoeffisient for nordisk gran og furu

Temperaturutvidelseskoeffisient	
I fiberretningen	0,5 x 10 ⁻⁵ /°C
På tvers av fiberretningen	4,0 x 10 ⁻⁵ /°C

(5) Dimensjonsendringer i nordisk gran og furu som følge av fuktvariasjoner skal bestemmes i henhold til tabell 10-3.

Tabell 10-3: Dimensjonsendring fra fuktvariasjoner for nordisk gran og furu

Dimensjonsendring per prosent variasjon i fuktighetsinnholdet	
I fiberretningen	0,01 %
På tvers av fiberretningen	0,25 %

(6) For lameller av nordisk gran og furu i tverrspente dekker skal dimensjonerende friksjonskoeffisienter μ_d , settes i henhold til tabell 10-4.

Tabell 10-4: Dimensjonerende friksjonskoeffisienter for nordisk gran og furu

Lamelloverflatens ruhet	Normalt på fiber, $\mu_{90,d}$	Parallelt med fiber, $\mu_{0,d}$
Skurlast mot skurlast	0,40	0,30
Skurlast mot høvellast	0,40	0,30
Høvellast mot høvellast	0,30	0,25

Verdiene er et resultat av svenske og norske forsøk og er høyere enn de som er angitt i NS-EN 1995-2:2004+NA:2010 tabell 6.1.

Justert skurlast regnes som høvellast mot høvellast da lamellene ofte er høvlet på begge sider. Limtre lameller regnes som høvellast mot høvellast.

10.2.2 Forbindelsesmidler

Dette kapitlet omhandler forbindelsesmidler i stål for bruk i tre. Se 9.1.2 for skruesett m.m. til konstruksjonselementer i stål.

NS-EN 1995-1-1:2004+A1:2008+NA:2010 punkt 3.7 setter krav til at forbindelsesmidler i forbindelser tre-mot-tre og stål-mot-tre leveres med ytelseserklæring i henhold til NS-EN 14592.

(1) Forbindelsesmidler skal ha fasthet $f_u \geq 400 \text{ N/mm}^2$.

Det anbefales ikke å benytte forbindelsesmidler med fasthet $f_u > 800 \text{ N/mm}^2$.

(2) Stavdybler som inngår i knutepunkt med stålplater skal ha stålqualität i henhold til NS-EN 10088-3 stålnummer 1.4418, 1.4404, 1.4462 eller tilsvarende.

De listede ståltypene har varierende korrosjonsmotstand og fasthet, og i spesielt korrosivt miljø anbefales det å velge 1.4462 eller tilsvarende. Ved valg av ståltype vektas hensyn til korrosjonsmotstand tyngre enn hensyn til fasthet.

(3) Treskruer og selvborende stag skal være i henhold til et av følgende valg

- rustfritt stål i henhold til NS-EN ISO 3506-1 ståltype A4 eller tilsvarende
- karbonstål i henhold til ISO 898-1 og varmforsinking i henhold til NS-EN ISO 1461

Forbindelsesmidler som inngår i knutepunkter i hovedbæresystemet eller som er utilgjengelig for utskiftning, skal være i rustfritt stål.

Dimensjoner $\leq M12$ skal være i rustfritt stål.

For konstruksjoner i klimaklasse 3 skal det benyttes forbindelsesmidler i rustfritt stål.

Se 9.1.2 for skruesett og gjengestenger.

(4) For innfesting av opphøyd føringskant, se 10.3.3 (8), skal det benyttes dobbeltgjenget treskrue med teknisk godkjenning for konstruksjonsformål i klimaklasse 2 eller 3.

Der treskruen senkes ned i føringskanten lukkes hullet med kreosotimpregnert treplugg.

(5) Spiker og spikerplater skal ikke brukes i bruer. Innlimte bolter skal ikke brukes i konstruksjonsdeler i klimaklasse 3.

10.2.3 Stål

Dette kapitlet omhandler konstruksjonselementer i stål som er integrert i knutepunkter med trekonstruksjonen, eller som er helt eller delvis innfelt i trekonstruksjonen. Se 9.1.1 for øvrige konstruksjonselementer i stål.

(1) Innslissede plater som inngår i knutepunkter med stavdybler skal være i henhold til NS-EN 10088-4 stålnummer 1.4162, 1.4404, 1.4462 eller tilsvarende.

Stålblater som sveises til innlissede plater skal være av tilsvarende ståltipe.

De listede ståltypene har varierende korrosjonsmotstand og fasthet, og i spesielt korrosivt miljø anbefales det å velge 1.4462 eller tilsvarende. Ved valg av ståltipe vektas hensyn til korrosjonsmotstand tyngre enn hensyn til fasthet. Se også 9.1.1 punkt (2) og (3).

Se 9.4.5 for krav til sveiser.

(2) For konstruksjonselementer som er innfelt/delvis innfelt i trekonstruksjonen skal det velges ståltipe i henhold til (1) om ikke følgende kriterier er ivaretatt:

- Platetykkelse ≥ 20 mm for gang- og sykkelvegbru og platetykkelse ≥ 30 mm for vegbruer.
- Bærende sveiser har full gjennombrenning og dokumentert sveisekontrollklasse WIC5, se 9.4.5 (5).
- Påvist utmattingskapasitet etter levetidsmetoden i henhold til NS-EN 1993-1-9.
- Lokalt brudd fører ikke til kollaps av hovedbæresystemet.
- Det er mulig å demontere elementet for inspeksjon og vedlikehold/utskiftning uten at hele brua stenges for trafikk.

Unntaket er ment å omfatte ståldeler slik som innfestingsdetalj for øvre hengestangsfeste på nettverksbue, som felles inn fra buens overside. Detaljen har normalt lav utmattingspåkjening og utnyttelsen av stålet er ofte lav på grunn av at platetykkelser gjerne er valgt i henhold til mål på gaffellagring for hengestangen. Hovedbæresystemet har også god redundans mot kollaps ved bortfall av enkeltkomponent.

For konstruksjonselementer som innfrir kriteriene, se 9.1.1.

(3) Varmforsinkede ståloverflater skal ikke være i direkte kontakt med trevirke.

Varmforsinkede ståldeler som er innfelt/delvis innfelt i trekonstruksjonen kan pulverlakeres. Opplegg av trebrudekke på stål er omtalt under 10.7.2 (1). Kravet gjelder ikke forbindelsesmidler, se 10.2.2.

10.2.4 Spennsystem

(1) Spennsystem i stål skal være beregnet for den aktuelle spennkraften med følgende dokumenterte egenskaper:

- $f_{p0,1k} \geq 900$ N/mm²
- $f_{pk}/f_{p0,1k} \geq 1,10$

Spennstålet skal være i henhold til ISO 6934 eller FprEN 10138.

Spennsystemet (inkludert utstikkende ender) skal ha dobbel korrosjonsbarriere.

Med spennsystem menes spenningen med tilhørende anker.

Med dobbel korrosjonsbarriere menes to eksterne beskyttelsesbarrierer som forhindrer korrosjon av spennstålet. Spennenheter som leveres innfettet i plaststrømpe tilfredsstiller kravet inne i brudekket. Det kan videre monteres en fettfylt kopp i rustfritt stål over anker og utstikkende ende.

(2) Bruk av spennsystem i andre materialer skal avklares gjennom teknisk kontroll av konsept i henhold til 2.5.

(3) Forankringsplaten skal være i henhold til 9.1.1.

Se 10.5.1 (2) for dimensjonering av forankringsplaten.

10.2.5 Beslag

(1) Beslag til bruk for tekking av treoverflater skal ha tykkelse ≥ 1 mm og være av sink, rustfritt stål eller kobber.

Beslag som monteres til brudekket for å forhindre at vann fra vegbane kommer i kontakt med treet, skal være av rustfritt stål eller kobber.

Beslag i rustfritt stål skal ha tilsvarende korrosjonsegenskaper som angitt i 10.2.3 (1).

Det anbefales ikke å benytte kobber hvis beslaget er plassert tilgjengelig for publikum. Erfaringer tilsier at dette blir demontert og stjålet.

Det kan være nødvendig å isolere beslaget fra monteringskrue med hensyn til galvanisk korrosjon.

10.3 Bestandighet

10.3.1 Generelt

(1) Alt trevirke skal beskyttes mot nedbrytning. Det skal benyttes kjemisk-, konstruktiv- eller en kombinasjon av kjemisk- og konstruktiv beskyttelse.

Overflatebehandling ved maling og beis regnes ikke som kjemisk beskyttelse, og planlagt vedlikehold av anvendt overflatebehandling vil ikke ivareta kravene som er gitt i dette kapittelet. Der det benyttes overflatebehandling av estetiske grunner er det nødvendig å ta høyde for at overflatebehandlingen ikke blir vedlikeholdt i løpet av konstruksjonens levetid.

10.3.2 Kjemisk beskyttelse

Med kjemisk beskyttelse regnes her

- væskebåren saltimpregnering
- oljebåren impregnering
- kjemisk modifisert tre

(1) Impregneringsmidler for lastbærende elementer skal være godkjent av NTR (Nordisk trebeskyttelsesråd). Bruk av modifisert tre i bærende konstruksjoner skal avklares gjennom teknisk kontroll av konsept i henhold til 2.5.

(2) Trykkimpregnering med Cu-salt i konstruksjonstrevirke herunder også lameller til limtre, skal tilfredsstillende nordisk impregneringsklasse A.

(3) Trykkimpregnering med kreosotolje i konstruksjonstrevirke skal tilfredsstillende nordisk impregneringsklasse AB.

For komponenter som er spesielt fuktbelastet anbefales det at trevirket tilfredsstiller nordisk impregneringsklasse A.

(4) For trykkimpregnering med kreosotolje i limtre velges ett av følgende alternativer:

- a) Limtreet skal ha minimum tilsvarende grad av beskyttelse som nordisk impregneringsklasse AB.
- b) Limtre og blokklimt limtre skal ha minimum 30 mm inntrengning av kreosotolje i eksponert yteved og lameller i limtreet skal på forhånd være impregnert i henhold til (2).

Opptak av kreosotolje i impregnert yteved skal dokumenteres.

Godkjenningsordningen til NTR gjelder ikke for limtre, og det er nødvendig for leverandøren å dokumentere at impregneringsprosessen gir tilfredsstillende resultat. For komponenter som er spesielt fuktbelastet anbefales det at limtreet har tilsvarende grad av beskyttelse som nordisk impregneringsklasse A.

For dobbeltimpregnert trevirke (valg b) er kreosotimpregneringen ment å redusere variasjoner i trefuktighetsnivået og motvirke oppsprekking i trevirket, i tillegg til å gi en mer effektiv beskyttelse mot biologisk nedbrytning i det mest utsatte området. Mengde på opptak av kreosotolje i impregnert yteved vurderes opp mot plassering av elementet i forhold til fuktbelastning og utforming/grad av konstruktiv beskyttelse.

For tverrspente tredekker med belegningsklasse A3-4 kan lamellene produseres i- og impregneres ved dobbel tverrsnittshøyde. Lamellene deles i to etter impregneringsprosessen og plasseres slik at overflaten i sagskåret vender mot belegningssystemet. Dette motvirker at kreosot lekker opp i belegningen og reagerer med fuktisoleringen. For å motvirke kreosotdrypping fra tverrspente tredekker kan endeveden på limtre til indre lameller i tverrspente dekker forsegles før impregnering. Dette anbefales ikke for limtre som plasseres langs dekkets kant eller i dekkets ender. Tiltaket innarbeides- og dokumenteres i impregneringsprosedyren.

(5) Kreosotimpregnering skal utføres etter at all bearbeiding av konstruksjonstrevirket/limtreet er gjennomført. Fremmedelementer (forbindelsesmidler, trelekter, o.l.) skal monteres etter at impregneringen er utført.

Kreosotimpregnerte materialer skal leveres dryppfrie og ha en overveiende tørr overflate.

Det er nødvendig at impregneringsprosessen inneholder en tilstrekkelig periode med undertrykk slik at overskuddsolje trekkes ut. Det anbefales at den angitte mengde for opptak av kreosotolje i beskrivelsen stemmer mest mulig overens med den dokumenterte mengde på opptak for det leverte materialet.

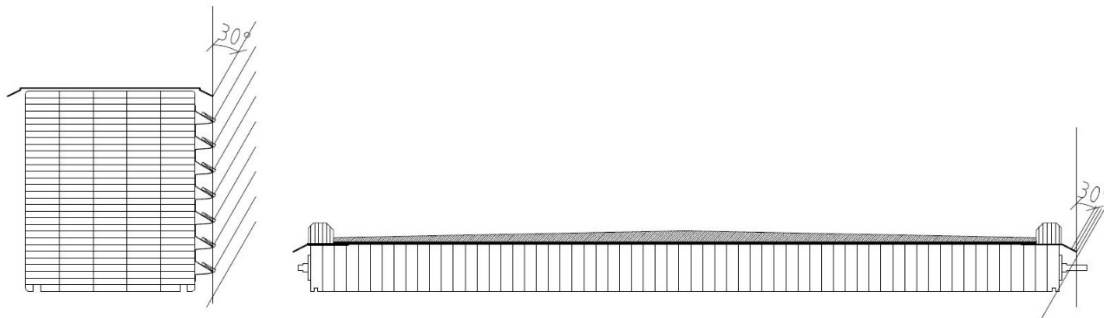
(6) Det skal planlegges tiltak for å fange opp drypping fra kreosotimpregnerte bruelementer, og konstruksjonen skal klargjøres for å enkelt kunne iverksette tiltaket.

Det kan ventes at utlekking av kreosotolje vil være størst det første året. Det anbefales derfor å montere et midlertidig dryppfang i underkant av brudekket under bygging, som kan følges opp og fjernes når dryppingen avtar. Forberedelser for senere tiltak og rutiner for oppfølging innarbeides i som bygd- og forvaltningsdokumentasjonen.

10.3.3 Konstruktiv beskyttelse

(1) Den konstruktive beskyttelsen skal skjerme konstruksjonen mot fritt vann (regn, tilsig, sprut, m.m.), og utformingen skal motvirke oppsamling av fukt. Undersiden skal utformes med hensyn til god utlufting.

Takutspring, sjalusi og tilsvarende forutsettes å gi en beskyttelse mot direkte regn innenfor en rett linje som danner 30° med vertikalen. Det kan være nødvendig å øke denne vinkelen i spesielt vindutsatte områder.



Figur 10-1: Skisse med forutsatt beskyttelse mot regn ved normale forhold

(2) Beslag skal lektes ut fra overflaten til konstruksjonselementet, og utformes med hensyn til rask avrenning av lekkasjevann/kondens. Kobberbeslag skal utformes for å unngå avrenning på varmforsinkede ståldeler.

Om det benyttes matter eller liknende produkter under beslaget skal det dokumenteres at produktet har tilfredsstillende funksjon i bruk med beslaget under tilsvarende forhold. Krav til utlekking gjelder ikke for kobberbeslag eller for beslag som legges under belegningen på tredekker.

Se 10.2.5 (1) og 10.2.2 (3).

Utlekking av beslag på horisontale flater utformes slik at lekkasjevann/kondens ikke får renne over hele konstruksjonselementets lengde. Det anbefales å legge vekt på å føre avrenningsvannet bort på steder der konstruksjonselementet er minst sårbart for fuktpåkjønning, da også med hensyn til underliggende elementer.

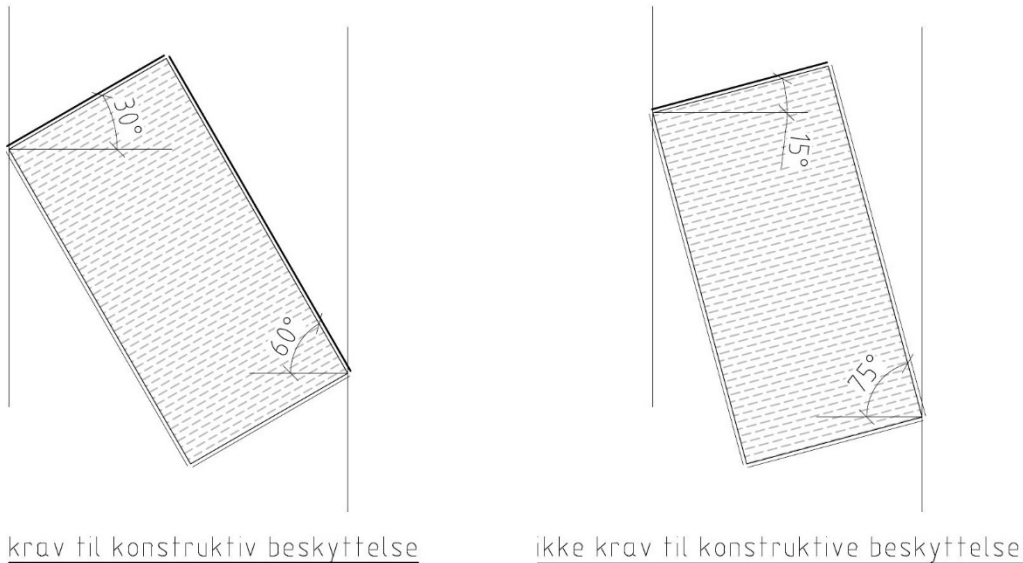
Det er ikke behov for å utlekte kobberbeslag, da fuktighet som er i kontakt med beslaget vil inneholde kobberioner som er et fungicid og motvirker biologisk nedbrytning av trevirket.

(3) Den konstruktive beskyttelsen skal utformes slik at den enkelt kan skiftes ut.

(4) Konstruksjonselementer som ikke er kreosotimpregnert skal ha konstruktiv beskyttelse av overside og sideflater.

(5) Konstruksjonselementer som er kreosotimpregnert skal ha konstruktiv beskyttelse når overflatens resulterende helning er mellom 0° og 60° (der 90° er vertikalt).

Figur under illustrerer to tilfeller med ulik resulterende helning for overflater på kreosotimpregnert konstruksjonselement.



Figur 10-2: Kreosotimpregnerte overflater og krav til konstruktiv beskyttelse

For konstruksjonselementer som er impregnert i henhold til 10.3.2 (4) valg b) kan det være nødvendig med konstruktiv beskyttelse av sideflater uavhengig av resulterende helning.

(6) Trevirke i endeflater og ved lagar, ledd og knutepunkter skal ha konstruktiv beskyttelse.

Dette gjelder uavhengig av impregneringstype.

(7) For vegbruer med ÅDT > 1 500 skal alle elementer i tre i området 1,0 meter ut fra dekkekanten beskyttes konstruktivt mot trafikk sprut. Kravet til beskyttelse er begrenset vertikalt til 1,0 meter over belegningens overkant inntil opphøyd føringskant.

Bakgrunnen for valg av grenseverdi på ÅDT er vegklasser for hovedveger i henhold til N100 Veg- og gateutforming (2019). Kravet til beskyttelse mot trafikk sprut er ment å komme til anvendelse for trebruer på riksveg- og primært fylkesvegnett, i tillegg til andre relativt høyt trafikkerte bruer.

Hvis det benyttes skjermer som monteres til rekkverket påsees det at rekkverksproduktet er godkjent med den angitte modifisering.

(8) Tverrspente tredekker skal forsynes med opphøyd føringskant og kantbeslag for å beskytte dekkets sideflater og spennstengenes forankringsplater mot overvann. Kantbeslaget skal føres ≥ 200 mm inn under fuktisoleringen.

På vegbruer skal føringskanten dimensjoneres for påkjørsellast i henhold til NS-EN 1991-2:2003 punkt 4.7.3.2. Kantens bredde skal være tilpasset rekkverksproduktets godkjenning.

Se 10.2.5 (1).

Beslaget festes på en måte som unngår buling på grunn av temperaturøkningen under belegningsarbeidet, som kan medføre at belegningen renner inn under beslaget. Dette er normalt ivaretatt med tett plasserte forbindere mellom beslagets rand og brudekket. Eventuelle skjøter utformes og plasseres slik at vann ikke kommer inn under beslagene.

Føringskanten monteres slik at den enkelt kan skiftes ut. Se 10.2.2 (4).

10.4 Konstruksjonsanalyse

10.4.1 Generelt

(1) Dimensjonerende lastvirkning skal bestemmes etter anerkjente metoder basert på elastisitetsteorien.

10.4.2 Laminerte brudekker

(1) Spennheter i tverrspente (spennlaminerte) brudekker skal spennes opp til det valgte spennsystemets nominelle oppspenningskraft P_0 .

For spennsystemer i stål skal den største opptredende oppspenningskraften bestemmes av ligning (10.1)

$$P_{maks} = \min \{ 0,8 \cdot F_{pk}; 0,9 \cdot F_{p0,1k} \} \quad (10.1)$$

P_0 settes lik P_{maks} men korrigeres for umiddelbare tap slik som låsetap.

Overspenning er tillatt hvis jekkekraften kan måles innenfor en nøyaktighet av $\pm 5\%$ av den endelige kraften. Dette betyr at oppspenningskraften før låsing kan økes til $P_{maks} = 0,95 \cdot F_{p0,1k}$.

(2) Resulterende langsgående trykkraft mellom lameller skal være minimum 80 kN/m etter alle forutsatte tap.

Forutsetningen i NS-EN 1995-2:200+NA:2010 om minste gjenværende spenningstrykk på 0,35 N/mm² mellom lameller er basert på skurlastdekker med tverrsnittshøyde på 223 mm. Da det er kraft per lengdeenhet som bestemmer friksjonen mellom lamellene blir det derfor riktig å kontrollere spennkraften mot en ekvivalent linjelast på 80 kN/m, og ikke mot en tilsvarende trykkspenning.

(3) Beregning av lastvirkning i laminerte brudekker skal baseres på en av følgende metoder

- ortotrop plateteori
- bjelkeristberegning
- FEM-analyse hvor E- og G-modul i de to hovedretninger angis uavhengig av hverandre

- forenklet beregningsmetode som angitt i NS-EN 1995-2:2004+NA:2010 kapittel 5.1.3

Forenklet beregningsmetode skal ikke anvendes ved oppleggsskjevhet > 15°.

(4) Systemstivheter for laminerte brudekker skal settes i henhold til NS-EN 1995-2:2004+NA:2010 tabell 5.1.

For bestemmelse av $E_{0,mean}$ skal verdien for hhv. $E_{0,m,mean}$ i NS-EN 338 for skurlast og $E_{0,g,mean}$ i NS-EN 14080 for limtre legges til grunn.

For bestemmelse av brudekkets torsjonsstivhet skal skjærmodulen settes lik den geometriske middelverdi av verdiene i de to hovedretningene.

Ved beregning basert på ortotrop plateteori, med Poissons tall $\nu_x = \nu_y = 0$, kan følgende uttrykk benyttes:

Bøyestivhet i lamellretning:

$$D_{xx} = E_{0,mean} \left(\frac{h^3}{12} \right) \quad (10.2)$$

Bøyestivhet på tvers av lamellretning:

$$D_{yy} = E_{90,mean} \left(\frac{h^3}{12} \right) \quad (10.3)$$

Torsjonsstivhet:

$$D_{xy} = 2 \sqrt{G_{0,mean} G_{90,mean}} \left(\frac{h^3}{12} \right) \quad (10.4)$$

hvor:

h brudekkets tykkelse

(5) Systemstivheter i brudekkets lamellretning skal korrigeres for opptredende buttskjøter, ved faktor k_b . Det skal ikke plasseres buttskjøter tettere enn ved hver fjerde lamell (i brudekkets tverretning) innenfor en lengde som bestemmes av NS-EN 1995-2:2004+NA:2010 punkt 6.1.2 (10).

$$k_b = \frac{n}{1+n} \quad (10.5)$$

hvor n er antall lameller for hver buttskjøt ($n \geq 4$).

Innsatt i ligning (10.2) og (10.4) kan følgende uttrykk benyttes:

Bøyestivhet i lamellretning:

$$D_{xx} = k_b E_{0,mean} \left(\frac{h^3}{12} \right) \quad (10.6)$$

Torsjonsstivhet:

$$D_{xy} = 2 \sqrt{k_b G_{0,mean} G_{90,mean}} \left(\frac{h^3}{12} \right) \quad (10.7)$$

hvor:

h brudekkets tykkelse

(6) For tverrspente brudekker skal systemstivheter i tverretningen korrigeres hvis det ikke kan påvises trykk over hele lamellens høyde i brudd- og/eller ulykkesgrensetilstanden. Systemstivhetene skal reduseres tilsvarende oppsprekkingens dybde.

Innsatt i likning (10.4) og (10.7) kan følgende uttrykk benyttes:

Bøyestivhet på tvers av lamellretning:

$$D_{yy} = E_{90,mean} \left(\frac{h_{red}^3}{12} \right) \quad (10.8)$$

Torsjonsstivhet:

$$D_{xy} = \frac{1}{6} \sqrt{k_b G_{0,mean} G_{90,mean} h^3 h_{red}^3} \quad (10.9)$$

hvor:

h_{red} redusert effektiv tverrsnittshøyde på grunn av oppsprekking

10.4.3 Knutepunkter

(1) NS-EN 1995-1-1:2004+A1:2008+NA:2010 punkt 9.2.1 (5) tillater bruk av ideell fagverksmodell med forbehold om at kapasitet i gurter, staver og forbindelser maksimalt utnyttes 70 %. For høyere utnyttelser skal effekter fra stivhetsvariasjoner i knutepunktene undersøkes og ivaretas ved valg av dimensjonerende lastvirkninger.

10.5 Bruddgrensetilstander

10.5.1 Tverrspente dekker

(1) For dimensjonering av brudekket skal den minste tillatte restspennkraft, P_{min} , legges til grunn. P_{min} skal ivareta alle forutsatte tap.

For spennsystemer i stål kan det normalt tas høyde for 50% spennetap (P_{maks} representerer 100% spennkraft) om ikke annet kan dokumenteres gjennom tester og/eller erfaringsdata. Ved bruk av spennlisser på smale brudekker kan det være nødvendig å vurdere et høyere spennetap med hensyn til størrelsen på låsetapet.

P_{min} kontrolleres mot terskelverdi gitt i 10.4.2 (2) som angir minste tillatte resulterende trykkraft på 80 kN/m langs brudekket.

(2) Forankringsplaten og kantlamellen skal kontrolleres for kraftoverføringen fra oppspenningen i henhold til tabell 10-5. Kontrollen skal utføres med lastfaktor 1,1 og med trykkfasthet i trevirket i henhold til NS-EN 1995-1-1:2004/NA.2010/A1:2013.

Tabell 10-5: Kontroll av forankringsplate og endelamell

Oppspenningstilstand	Spennkraft	Lastvarighetsklasse
Ved oppspenning	1,06 x P_{maks}	Øyeblikklast
Etter oppspenning	P_0	Kortidslast

Netto kontaktrykk mellom forankringsplate og endelamell skal legges til grunn for kontrollen.

Forankringsplatens geometri tilpasses for å unngå knusing av trevirket ved ytterkant av platen under oppspenning/re-oppspenning.

(3) Det skal ikke oppstå glidning mellom lameller selv ved laveste forventede dekketemperatur. Laveste forventet dekketemperatur skal regnes med returperiode på 50 år.

Kontroll av glidning mellom lameller skal ta hensyn til kombinasjonen av plateskjær fra for eksempel hjullast og skiveskjær fra samtidig virkende horisontallaster. Følgende krav skal oppfylles:

$$\sqrt{\left(\frac{v_v}{\mu_{90,d}}\right)^2 + \left(\frac{v_H}{\mu_{0,d}}\right)^2} \leq P_{min} \quad (10.10)$$

hvor:

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

Dimensjonerende friksjonskoeffisienter skal settes i henhold til tabell 10-4.

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 kombinasjon ofte forekommende.

10.5.2 Konsentrerte laster

(1) Ved innføring av konsentrerte laster i bjelker og buer, som innfesting av hengestenger m.m., skal det gjennomføres kapasitetskontroll i henhold til NS-EN 1995-1-1:2004+A1:2008+NA:2010 kapittel 6.4.3.

For bestemmelse av tverrstrekkbelastet volum av bue som inngår i formel 6.51 i NS-EN 1995-1-1:2004+A1:2008+NA:2010, kan framgangsmåte som beskrevet av Kolbein Bell i læreboken «Dimensjonering av trekonstruksjoner» (2017) benyttes. Med bakgrunn i regler fra Australsk standard settes del av bue med «utrettende» moment ≥ 80 % av maksimalverdi, som «tverrstrekkbelastet volum».

10.5.3 Flersnittede forbindelser

(1) Ved kapasitetskontroll av flersnittede forbindelser i henhold til NS-EN 1995-1-1:2004+A1:2008+NA:2010 kapittel 8.2 skal de aktuelle bruddformenes forenlighet vurderes.

Ved å dimensjonere flersnittede forbindelser for minste kapasitet i hvert enkeltsnitt, kan kapasiteten svare til et urealistisk bruddforløp. Med bedre forståelse for bruddmekanismene kan knutepunktet mer effektivt utformes med hensyn til det overordnede kravet om duktilitet i bruddtilstander.

(2) Forbindelsen skal kontrolleres for blokkutrivning i henhold til NS-EN 1995-1-1:2004+A1:2008+NA:2010 Tillegg A. Blokkutrivning er en sprø bruddtype og skal ikke være dimensjonerende for strekkforbindelser i hovedbæresystemet.

Det anbefales å utforme øvrige strekkforbindelser slik at blokkutrivning ikke blir dimensjonerende.

10.5.4 Utmatting

(1) Utmatningskontroll skal utføres i henhold til NS-EN 1995-2:2004+NA:2010 kapittel 6.2.

10.6 Bruksgrensetilstander

10.6.1 Tøyningsbegrensning

(1) For brudekker i tre skal strekktøyningen i overkant dekke ikke overskride 1,2‰ ved lastkombinasjonen *ofte forekommende*.

Strekktøyninger i overkant av dekket begrenses for å motvirke oppsprekninger i belegningen over tverrbærere eller der belegningen føres kontinuerlig over fuge.

10.6.2 Oppsprekking mellom lameller

(1) For tverrspente brudekker skal det ikke forekomme åpning av fuge mellom trelamellene for lastkombinasjonen *ofte forekommende*.

10.7 Fabrikasjons- og konstruksjonsregler

10.7.1 Tverrspente brudekker

(1) Det skal føres protokoll ved oppspenning av brudekket som angir spennkraft, dato og lufttemperatur ved kontrollmåling av samtlige spennenheter.

(2) Det skal være god tilkomst til alle endeforankringer av spennsystemet, og korrosjonsbeskyttelsen skal være utformet slik at kontroll av spennkraft og re-oppspenning kan gjennomføres på en sikker og effektiv måte.

Det vil være nødvendig å etterfylle fettfylt kopp ved inspeksjon av spennsystemets endeforankring.

(3) Kantavstand fra hull for spennenhet til lamellens ende skal være ≥ 150 mm.

(4) Forankringsplaten skal sikres mot nedfall ved brudd dersom brua går over veg, skinnegående trafikk eller annet område åpent for ferdsel.

(5) Det skal føres protokoll ved kontroll av spennkraft og re-oppspenning av spennenheter. Protokoll skal angi spennkraft (før og etter eventuell re-oppspenning) samt dato og lufttemperatur.

Rutine skal innarbeides i forvaltningsdokumentasjonen.

(6) Forbindelser mellom tverrspente dekker og andre konstruksjonsdeler skal utformes slik at det ikke oppstår tvangskrefter ved oppspenning, re-oppspenning eller ved langtidsdeformasjoner (inkluderer også fuktvariasjoner, se 10.2.1).

Eventuelle rutiner skal innarbeides i forvaltningsdokumentasjonen.

For å unngå tvangskrefter anbefales det at tverrspent dekke midlertidig frigjøres fra tverrbjelke under re-oppspanning. Det anbefales at rekkverksinnfestingen kontrolleres og eventuelt strammes i etterkant av re-oppspanning.

(7) Innfesting av rekkverk skal ikke påvirke oppspenningsnivået i dekket og festelementer skal være utskiftbare, også etter påkjørsel.

For innfesting av kjøresterkt rekkverk skal dekketykkelsen være ≥ 350 mm og strekkkomponenten skal forankres $\geq 1,5$ meter inn i dekket.

Rekkverkselementer av tre i høyde over fotlist, skal ikke vende inn mot gang- og sykkelarealer.

Det anbefales å utforme strekkkomponenten med bruddanviser i området utenfor brudekket, da med hensyn til demontering i etterkant av påkjørsel med brudd som følge.

Det kan være nødvendig å montere en ekstra fotlist over føringskanten for bruer som planlegges med snøsåle for skiløype. Det anbefales at denne trekkes inn i bakkant av føringskanten.

Det anbefales at rekkverkselementer i tre er kreosotimpregnert eller at det benyttes modifisert tre som har dokumentert lang levetid i klimaklasse 3.

(8) For utformingskrav til sluk, se 12.6.3.

Plassering av sluk skal sentreres i buttskjøt. Dersom slukrørslengden er $> 1,5$ ganger lamelltykkelsen skal området forsterkes lokalt.

Det anbefales å tilpasse tykkelsen av berørte lameller til den valgte slukrørslengden.

For tetting mellom sluk og treverket kan slukrøret forsynes med en flens med 100 mm bredde slik at fuktisoleringen kan klemmes mot en plant avrettet overkant.

10.7.2 Opplegg av brudekke

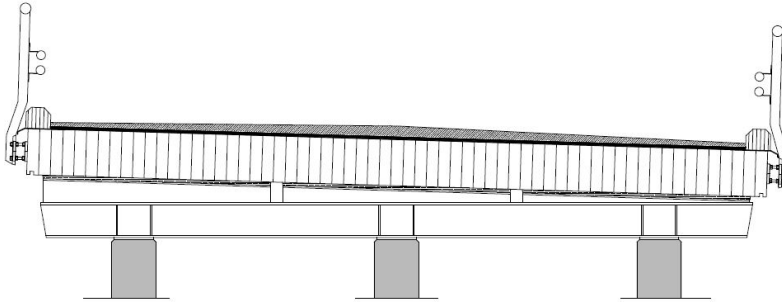
(1) Opplegg av trebrudekke skal utformes med hensyn til å

- gi god lufting av treverket
 - ivareta tilkomst til inspeksjon og vedlikehold
 - ivareta direkte avrenning av vann og motvirke vanntransport mellom ulike konstruksjonselementer
 - hindre oppsamling av smuss som vil holde på fuktighet
 - begrense kontaktflater i forbindelser mellom ulike konstruksjonselementer
-

Ved opplegg på varmforsinket stål kan kontaktflate påføres 100 μ m epoksymaling.

For å utjevne lengdefall over brua kan det plasseres en avfasert kreosotimpregnert trelekt mellom tredekket og tverrbjelken, som igjen kan tilpasses for å begrense kontaktflaten. Det er nødvendig å ta høyde for kryp og krymp i brudekkets tverretning ved bestemmelse av utstikket til brudekkets kant i forhold til oppleggsflaten.

Ensidig tverrfall kan tas opp ved varierende høyde på tverrbjelken.



Figur 10-3: Skisse over alternativ løsning for opplegg av brudekket på tverrbjelke

(2) Fuge i overgangen mellom trebrudekket og landkaret skal utformes slik at vann fra vegbanen som renner gjennom fuga er forhindre i å komme i kontakt med brudekket og landkaret.

Føringskanten på trebrudekket avsluttes i samme snitt som brudekket. Utforming av spalte mellom føringskant og kantbjelke på landkar vurderes i forhold til avrenning av vann og nedfall av grus o.l.

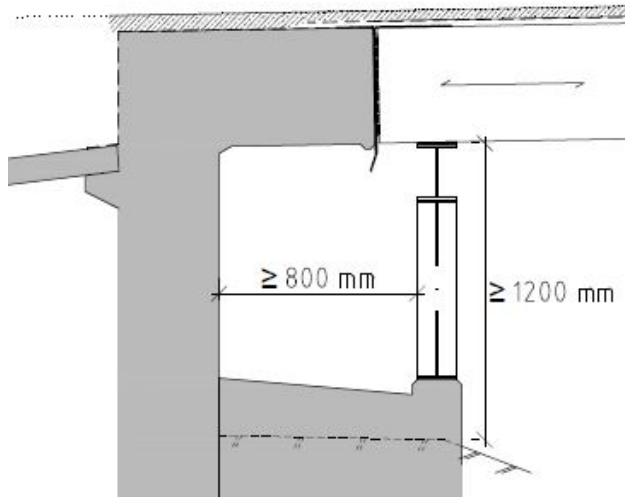
(3) Oppleggets- og fugas funksjonalitet skal ikke påvirkes av dimensjonsendringer i konstruksjonselementer fra kryp, temperaturlaster, krymping eller svelling.

(4) Der belegningen føres kontinuerlig over fuge skal fri høyde under fuge være ≥ 1200 mm og avstand mellom brudekkets opplegg og landkarvegg skal være ≥ 800 mm.

Målene er med hensyn til å gi god lufting under opplegget av brudekket og å gi tilfredsstillende tilkomst for inspeksjon og vedlikehold. Ved bruk av fugekonstruksjoner som er omhandlet av 12.5 gjelder 3.4 .

I figuren under vises eksempel på landkarløsning med utrager og opplegg av tredekke på stållamme og betongpillastere. Det benyttes avfaset kreosotimpregnert trelekt mellom tredekke og tverrbjelke i stål, for å ta opp lengdefallet. Overgangen mellom betong og stål er utformet slik at vann ikke kan renne inn mot- eller samles opp rundt stålet. Der det benyttes varmforsinket stållamme anbefales det å legge inn en plate av rustfritt stål mellom konstruktivt stål og betong. Det kan være nødvendig å isolere kontaktflate mellom varmfosinket stål og

rustfritt stål, f. eks. med epoksy.



Figur 10-4: Skisse over alternativ løsning for opplegg i landkar

10.7.3 Slisser i trevirket

(1) Alle slisser i massive tverrsnitt og mellom oppspente trelameller skal dreneres.

Hvis slisser for rekkverksforankring i tverrspenne tredekker fylles opp under belegningsarbeider, gjelder ikke kravet til drenering.

(2) Slisser skal plasseres slik at uttak av trevirket begrenses i størst mulig grad.

Slisser utformes slik at lekkasjevann/kondens får rask avrenning.

10.7.4 Utforming av knutepunkt

NS-EN 1995-1-1:2004+A1:2008+NA:2010 tabell 8.5 angir minste innbyrdes avstander mellom dybler og minste avstander til kant og ende. Det er ikke anbefalt å legge minimumsavstandene som styrende parameter for utforming av knutepunkt på brukonstruksjoner. Det vises for øvrig til 10.5.3.

I forbindelser med skråskjærte konstruksjonselementer anbefales det å kontrollere at endeavstander er ivaretatt innenfor en bredde omkring dybel som tilsvarer $0,5 \times a_2$, der a_2 er innbyrdes avstand mellom dybler vinkelrett på fiberretningen.

(1) Knutepunkt med innslissede stålplater skal utformes for å begrense tvangsspenninger som følge av temperaturlast og fuktighetsvariasjoner i trevirket.

Det anbefales at avstand mellom forbindelsesmidler i forbindelser stål-mot-tre er $< 1,0$ meter på tvers av fiberretningen.

Endringene i konstruksjonstemperatur kan antas lik høyeste og laveste døgnmiddeltemperatur på brustedet. For fuktvariasjoner i trevirket kan det antas 4% variasjon for klimaklasse 2 og 8% variasjon for klimaklasse 3.

10.7.5 Sikring av dybler

(1) I dybelforbindelser med vekslende lastretning ($R < 0$ = lastvirkning(er) skifter fortegn), skal dyblenes plassering sikres. Dybler som er tilnærmet ubelastet ved permanente laster skal også sikres.

I dybelforbindelser med skiftende lastretning vil dyblene arbeide seg ut over tid. Normalt sikres dyblenes plassering ved påskrudde hoder på oppgjengede ender. I konstruksjonselementer der dybelforbindelser tar liten andel av bruas permanente last kan toleranser i dybelgruppen medføre at enkeltdybler er tilnærmet ubelastet. Her vil også dyblene stå i fare for å arbeide seg ut over tid. Eksempler på slike knutepunkter kan være diagonaler i fagverk eller søyler der det i permanent tilstand i hovedsak vil være en ensrettet last som bæres av kontaktrykk mellom konstruksjonselementene.

11 Andre konstruksjonsmaterialer

11.1 Aluminiumskonstruksjoner

(1) Det skal gjennomføres teknisk kontroll av konsept i henhold til 2.5 før detaljprosjekteringen igangsettes. Prosjekteringsgrunnlaget som legges til grunn for teknisk kontroll av konsept skal gjøre rede for spesielle forhold knyttet til utforming, detaljer og utstyr som følge av materialvalget.

Det forventes at generelle krav til utforming, funksjonalitet, utstyr m.m. som er gitt i N400 Bruprosjektering, er diskutert i presentasjonen av den foreslåtte løsningen. Se kapittel 3 og kapittel 12.

Se også 1.4.9.

11.2 Stein- og blokkmurkonstruksjoner

For stein- og blokkmurkonstruksjoner brukt som støttemurer, se 4.6.

(1) For steinhvelbruer skal det gjennomføres teknisk kontroll av konsept i henhold til 2.5 før detaljprosjekteringen igangsettes. Dette gjelder også for ombygging- og forsterkningstiltak.

Se veiledning V421 Steinhvelbruer.

11.3 Konstruksjoner i kunststoff

For rør av kunststoff i fylling vises det til kapittel 4.7. For ekspandert polystyren (EPS) eller ekstrudert polystyren (XPS) vises det til veiledning V221 Grunnforsterkning, fyllinger og skrånninger og vegnormal N200 Vegbygging.

11.3.1 Fiberarmerte plastkompositter

Det finnes ikke et felles europeisk regelverk for bærende konstruksjoner i fiberarmerte plastkompositter, og det er nødvendig å avklare prosjekteringsregler for hvert enkelt prosjekt. Anerkjente regelverk som DNVGL-ST-C501 Composite components og CROW-CUR Recommendation 96:2019 kan, med eventuell nødvendig komplementering fra annen anerkjent litteratur, legge grunnlaget for prosjekteringsreglene i prosjektet. Det er imidlertid ikke anledning til å «shoppe» mellom ulike regelverk og ved vurdering av alternativene bør det regelverket som er best dekkende for prosjektet legges til grunn.

(1) For bærende konstruksjoner i fiberarmert plast skal det gjennomføres teknisk kontroll av konsept i henhold til 2.5 før detaljprosjekteringen igangsettes.

(2) Prosjekteringsgrunnlaget som legges til grunn for teknisk kontroll av konsept skal gi en grundig redegjørelse for valg av prosjekteringsregler.

Prosjekteringsreglene gjengis i prosjekteringsgrunnlaget og bestemmelse av konstruksjonens samlede nivå av pålitelighet presenteres og diskuteres i den leverte dokumentasjonen. Valg og forutsetninger vedrørende materialbruk, oppbygging av kompositter, produksjonsmetoder, testregime, bruddmekanismer, brukbarhet, bestandighet m.m. forventes å være presentert- og diskutert i den leverte dokumentasjonen.

(3) Prosjekteringsgrunnlaget som legges til grunn for teknisk kontroll av konsept skal gjøre rede for spesielle forhold knyttet til utforming, detaljer og utstyr som følge av materialvalget.

*Det forventes at generelle krav til utforming, funksjonalitet, utstyr m.m. som er gitt i N400 Bruprosjektering, er diskutert i presentasjonen av den foreslåtte løsningen. Se kapittel 3 og kapittel 12.
Se også 1.4.11.*

12 Brubelegning og utstyr

12.1 Generelt

12.1.1 Produkter

(1) Der prosjekteringen er avhengig av produkt eller produktdata, skal det prosjekteres lengst mulig uten de nevnte dataene. Det skal framgå tydelig av arbeidsgrunnlaget hvilke produkter eller produktdata som ikke er komplette. Når produkt er valgt og spesifikasjonene foreligger, skal prosjekteringen fullføres slik at konstruksjonen er tilpasset produktet.

I mange tilfeller er ikke produkter som blant annet rekkverk, lagre og fuger, valgt før byggingen er i gang. Det er derfor nødvendig å ferdigstille prosjekteringen etter at produkt er valgt. Produkter som ellers er helt likeverdige, vil for eksempel kunne ha ulik geometri, og det vil være nødvendig å tilpasse konstruksjonen til produktet. For rekkverk vil det for eksempel være behov for justering av kantdragerbredde og plassering av festepunkter.

Ved modellbasert prosjektering behøver ikke et produkt modelleres i detalj før produktet er valgt. Det er likevel nødvendig at det innarbeides et objekt med tilstrekkelig informasjon for å kunne velge riktig produkt.

(2) Prinsippet angitt i (1), skal også benyttes der det ikke er mulig å angi mål før for eksempel temperatur og byggetidspunkt er bestemt.

Et typisk eksempel på dette er forhåndsinnstilling av fuge. Ved forhåndsinnstilling av fuge vil også armeringen kunne bli påvirket, og det vil kunne være behov for hastelevering av armering eller bøying på byggeplassen.

12.1.2 Korrosjonsbeskyttelse av utstyr i stål

(1) Utstyr i stål skal være varmforsinket i klasse B eller bedre, se 9.2.1, eller rustfritt i henhold til NS-EN 10088, nummer 1.4404 eller tilsvarende.

For brurekkverk er det gitt egne krav i vegnormal N101 Trafikksikkert sideterreng og vegsikringsutstyr (tidligere N101 Rekkverk og vegens sideområder).

Krav til korrosjonsbeskyttelse av lagre er gitt i NS-EN 1337-9. I maritimt miljø anbefales det å stille strengere krav som for eksempel krav om at det benyttes system 1 eller 2 i henhold til 9.2.

Rustfritt stål finnes i utallige ulike legeringer med tilhørende egenskaper. Nummer 1.4404 er standard handelsvare og vil i de fleste tilfeller kunne benyttes for bruutstyr. Det er imidlertid mange andre legeringer som også vil kunne aksepteres. En tommelfingerregel er at stål med PRE \geq 20 vil kunne benyttes.

(2) Festemidler i ikke-forspente forbindelser (skrueforbindelser og lignende) skal være i rustfritt stål i henhold til NS-EN ISO 3506, kvalitet A4-80 eller i henhold til NS-EN 15048 og varmforsinket i henhold til NS-EN ISO 10684. For dimensjon \leq M12 skal det benyttes rustfritt stål.

Varmforsinking av små dimensjoner vil forutsette et tynt sjikt av sink for å få gjenger til å fungere. Varmforsinkede skruer og muttere med dimensjon \leq M12 vil derfor ikke ha den bestandigheten som kreves.

For skruer som er vanskelige å skifte, anbefales rustfri kvalitet. For forspente skruer gjelder krav i 9.1.2 og for utmattingspåkjennte skruer anbefales det at rustfri kvalitet brukes med forsiktighet.

For ikke-rustfrie skruer anbefales det å benytte skruer i fasthetsklasse 8.8 da disse har en mer duktil oppførsel enn fasthetsklasse 10.9.

(3) Del av varmforsinket stål som blir eksponert for fersk mørtel, skal beskyttes mot kjemisk reaksjon og gassutvikling.

Dette vil for eksempel kunne gjøres ved å påføre epoksy som avstrøs med tørr, støvfri sand.

Det anbefales å begrense kontakt mellom varmforsinket stål og fersk mørtel i størst mulig grad. Overgangen vil uansett bli følsomt for korrosjon.

(4) For plater, rør og profiler samt festemidler i sjøvann (marint miljø) eller i skvalpesonen skal rustfri kvalitet vurderes spesielt.

Rustfrie stål som angitt i (1) og (2) tåler ikke gjentatt eksponering for sjøvann. Det er mikroorganismer i sjøvannet som er årsaken til dette. NS-EN 1993-1-4, tillegg A gir anbefalinger knyttet til valg av legering. I rapport 557 Nye materialer for bruk i tunnel og bru er det angitt at nummer 1.4410 og 1.4547 vil kunne benyttes i sjøvann mens nummer 1.4462 eventuelt vil kunne benyttes etter en særskilt vurdering.

(5) Stål som ikke er en del av et produkt, og som kommer i direkte kontakt med kloridholdig vann, skal være rustfritt.

I praksis vil dette gjelde stål som kommer i direkte kontakt med kloridholdig vann unntatt stål i stålfuger og rekkverk. Ulike beslag over kantdrager eller i tilknytning til fuge vil være eksempler.

(6) Stål i fuger skal være korrosjonsbeskyttet som angitt i (1) og (2) eller som angitt i 9.2.

12.2 Belegning

12.2.1 Generelt

(1) Det skal benyttes belegning på

- kjørebane
- fortau
- gang- og sykkelanlegg
- brudekke på separate gang- og sykkelbruer
- overkant av hel bunnplate i kulverter, løsmassetunneler osv. der det er trafikk direkte på bunnplata
- midtdeler

Belegning er viktig både med tanke på kjørekomfort, bestandighet og slitasje.

(2) For fugefrie slakkarmerte betongbruer på veger med grusdekke og i midtdeleere skal det benyttes belegningsklasse A3 Asfaltslitelag med full fuktisolering eller B1 Betongslitelag støpt monolittisk sammen med konstruksjonsbetongen. For øvrig skal belegningsklasse A3 benyttes.

Bruk av belegningsklasse A3 Asfaltslitelag med full fuktisolering er hovedregelen. Belegningsklasse A3 hindrer inntrengning av fukt og klorider i et brudekke og gir god kjørekomfort.

I midtdeleere vil det kunne benyttes annen beskyttelse av fuktisoleringen enn bind- og slitelag.

(3) På ståldykker skal det benyttes belegningsklasse A3-3 eller A3-4, på betongdekker A3-2, A3-3 eller A3-4 og på tredekker A3-4. Mellom kreosotimpregnert tredekke og fuktisolering skal det benyttes et beskyttelseslag for å hindre oppløsning av fuktisoleringen. Ved bruk av støpeasfalt som beskyttelseslag, skal støpeasfalten ha polymermodifisert bindemiddel. Beskyttelseslaget skal ha heftfasthet $\geq 0,50$ MPa til dekket.

Anbefalt løsning for beskyttelseslag er vist på brudetalj.

Belegningsklasse A3-4 er mest vanlig på bruer.

For ståldykker anbefales det å vurdere påføring av fuktisoleringen i fabrikk. Dette vil kunne være en grunn til å velge A3-3.

For klaffebruer vil det kunne være aktuelt å spesifisere strengere krav til heft.

(4) Bind- og slitelag skal legges over fuktisoleringen.

For å unngå skader på fuktisoleringen ved fornying av slitelag, er det nødvendig å legge både bind- og slitelag over bruene. Slitelaget vil da kunne freses bort og fornyes uten at dette påvirker fuktisoleringen. På betongdekker anbefales det at prosjektert belegningstykkelse ≥ 90 mm.

For fugefrie bruer anbefales det å benytte asfaltbetong, skjelettasfalt eller støpeasfalt med polymermodifisert bindemiddel som bind- og slitelag da dette ser ut til å gi mindre risiko for sprekk i overgangen mellom bru og inntilliggende veg. Sprekk i bind- og slitelag vil kunne gi skader på asfaltlagene og muligens føre til utvasking av løsmasser, men det vil ikke ha noe særlig å si for selve brua.

Krav til forsterknings-, bære-, bind- og slitelag er gitt i vegnormal N200 Vegbygging.

Krav til dimensjonerende belegningsvekt er behandlet i 5.2.2. Dimensjonerende belegningsvekt er normalt større enn reell vekt. Dette er gjort for å ha noe å gå på i byggefasen. Det er forholdsvis liberale toleranser for geometrien på et brudekke i betong, og det er ikke helt uvanlig at det er nødvendig med et avrettingslag mellom fuktisolering og bindlag. Det vil også i noen tilfeller kunne være behov for å justere veglinja litt opp. Dersom det ved en feiltakelse blir lagt nytt slitelag uten å frese bort det eksisterende, er det også fornuftig å ha margin.

12.2.2 Belegningsklasse A3-2 med prefabrikkert membran og beskyttelseslag

(1) Fuktisolerings skal bestå av prefabrikkert membran i henhold til tabell 12-1 og beskyttelseslag av asfaltbetong Ab 4 (AC 4 surf). Beskyttelseslaget skal ha tykkelse 15 - 20 mm, og klebing mellom membran og beskyttelseslag skal spesifiseres. Heftfastheten ved 20 °C etter NS-EN 13596 skal være $\geq 0,50$ MPa mellom membran og beskyttelseslag.

Tabell 12-1 Spesifikasjon for prefabrikkert ettlags asfaltmembran ¹⁾

Egenskap	Prøving	Metode	Enhet	Krav
Synlige feil	Visuell	NS-EN 1850-1	-	Ingen synlige feil
Tykkelse	Tykkelse	NS-EN 1849-1	mm	$\geq 4,5$
Strekkestyrke og forlengelse	Strekkestyrke (L/T) ²⁾	NS-EN 12311-1	N / 50 mm	≥ 800
	Forlengelse (L/T) ²⁾		% ± 15	> 30 / > 30
Vanntetthet	Dynamisk vanntrykk	NS-EN 14694	-	Tett
Kuldemykhet	Bøyeegenskaper	NS-EN 1109	°C	≤ -20 ³⁾ ≤ -15
Dimensjonsstabilitet	Maksimal endring etter 24 h ved 80 °C	NS-EN 1107-1	%	Krymping $\leq 0,50$ Forlengelse $\leq 0,30$
Heftfasthet	Bindingsstyrke, type 1 ⁴⁾	NS-EN 13596	MPa	$\geq 0,6$
Skjærstyrke	Skjærmotstand	NS-EN 13653	MPa	$\geq 0,20$

1) Tabellen bygger på egenskaper og prøvingsmetoder definert i NS-EN 14695.

2) L = på langs av banen, T = på tvers av banen.

3) Steder der laveste lufttemperatur er -30 °C eller kaldere.

4) Type 1 er heft mellom membran og betong.

12.2.3 Belegningsklasse A3-3 med akrylat, epoksy, polyuretan eller polyurea og eventuelt heftlag

(1) Valgt produkt skal ha dokumentasjon/garanti for at produktet er egnet ved de aktuelle klimatiske forholdene og at det fungerer sammen med de andre materialene som skal benyttes i konstruksjonen. Bruk av heftlag skal vurderes når produkt er valgt, se også 12.1.1. Heftfasthet i henhold til NS-EN 13596 skal uavhengig av temperatur være $\geq 2,0$ MPa mot betongdekke og $\geq 3,5$ MPa mot ståldekke. Skjærstyrke i henhold til NS-EN 13653 skal være $\geq 0,20$ MPa. Lavtemperaturegenskaper skal dokumenteres.

Med akrylat menes polymer basert på metylmetakrylat (MMA). Produktene i klasse A3-3 vil kunne ha ulike lavtemperaturegenskaper (fleksibilitet og oppsprekking).

12.2.4 Belegningsklasse A3-4 med C60BP2 og Topeka 4S

(1) Topeka 4S skal ha tykkelse 12 ± 3 mm.

(2) Polymermodifisert bitumen (PMB) som benyttes til Topeka 4S skal tilfredsstillende følgende krav:

- Det benyttes PMB 75/130-80.
- Den skal ha en elastisk tilbakegang ved 10 °C på ≥ 75 % og et mykningspunkt ≥ 80 °C.
- Bruddpunkt etter Fraass skal være ≤ -20 °C.
- Kohesjon (kraftduktilitet) ved 10 °C skal være $\geq 2,0$ J/cm².

Krav til polymermodifisert bitumen (PMB) og Topeka 4S er gitt i vegnormal N200 Vegbygging.

(3) Polymermodifisert bitumenemulsjon, C60BP2, skal tilfredsstillende følgende materialkrav:

- Basisbindemidlet skal ha et mykningspunkt på ≥ 60 °C og en elastisk tilbakegang ved 10 °C på ≥ 75 %.
- Emulsjonen skal benevnes og dokumenteres etter metoder gitt i NS-EN 13808 og NS-EN 14023. Emulsjonen skal ha viskositet (4 mm, 40 °C) på 5 - 30 sekunder og bindemiddelinhold på 60 ± 2 %.

12.2.5 Konstruksjoner i løsmasse over grunnvannstanden med drenerte forhold

(1) For tunnelportaler med sirkulær profil der det benyttes prefabrikkert plastmembran i kontaktstøpen mot berg og for korrugerte stålrør, skal det benyttes prefabrikkert plastmembran eller membran som angitt i (2).

Krav til prefabrikkert plastmembran er gitt i vegnormal N500 Vegtunneler.

Fordelen med helsveiset asfaltmembran er at en skade i membranen ikke vil kunne gi vanninntrenging mellom resten av membranen og konstruksjonen. En eventuell lekkasje vil derfor være forholdsvis enkel å lokalisere.

For korrugerte stålrør vil det være tilnærmet umulig å sveise en membran til røret da det både har utstikkende skrueforbindelser og korrugering. Det er derfor anbefalt å legge en plastmembran i massene over stålrøret.

Bakgrunnen til at membran tilsvarende fuktisolering A3-4 ikke er egnet, er at eventuelle paddehatter ikke vil bli oppdaget og at det vil kunne være en utfordring med tilkomst for utlegger. Det er heller ikke ønskelig med for mange overganger fra en type membran til en annen.

(2) På utsiden av vegger og tak skal det benyttes helsveiset asfaltmembran i henhold til tabell 12-1. Ved overgang fra en type membran til en annen, skal de to membranene være kompatible.

Når membran i henhold til tabell 12-1 benyttes som membran og ikke fuktisolering, er det ikke krav til beskyttelseslag av asfalt. Beskyttelseslaget vil kunne være en knust steinfraksjon med maksimal steinstørrelse tilpasset membranen og med krav til mekaniske egenskaper til selve steinmaterialet. Det vil kunne være en god løsning å legge en fiberduk mellom membranen og løsmassene. Forslag til beskyttelseslag er beskrevet i retningslinje R762 Prosesskode 2 Standard beskrivelsestekster for bruer og kaier.

Ved overgang fra plastmembran til asfaltmembran vil det kunne være en fare for at plastmembranen ikke tåler eller hefter til asfaltmembranen og en spesiell overgangsmembran er nødvendig. Dette vil for eksempel kunne gjelde mellom plastmembran i kontaktstøpen i en portal og asfaltmembranen videre utover på portalen.

(3) Over fuger i betong skal det legges en ekstra stripe membran under den gjennomgående membranen. Stripen skal kun festes i ytterkantene. Fuger i betong skal utformes slik at de i størst mulig grad holder vann unna fugespalten.

Anbefalt løsning for utforming av membran over fuge i betong er vist på brudetalj. Stripen har som funksjon å tillate litt bevegelse samt hindre stor tøyning i membranen i ett punkt.

12.2.6 Konstruksjoner i løsmasse helt eller delvis under grunnvannstanden

(1) Konstruksjoner skal være vanntette og sikret med doble tetningsbarrierer hvorav konstruksjonsbetongen vil kunne være den ene. Det skal benyttes forskalingsstag med vanntetting. Mellom hel bunnplate og bindlag, skal det være bære- og forsterkningslag.

I NS-EN 1992 er det gitt krav til ekstra armering der betongen forutsettes å være vanntett og dermed kunne regnes som en tetningsbarriere.

Fra et betongfaglig synspunkt er det ikke ønskelig med membran under bunnplata og fuktisolering over. Fuktighet vil da kunne stenges inne i betongen og skape problemer. For å unngå dette, er det valgt å innføre et lag av drenerende løsmasser, forsterkningslag i henhold til vegnormal N200 Vegbygging, mellom bunnplate og belegningen. Bunnplata vil da kunne regnes som et fundament, og det blir ikke krav til fuktisoleringen eller membran på oversiden. Videre har asfaltering direkte på betong uten fuktisolering en del uheldige effekter blant annet ved at vann vil kunne bli «pumpet» inn i betongen. Den løsningen er derfor ikke akseptabel. Bruk av løsmasser er også en forutsetning for å kunne ivareta kravet i (3) om utskifting av indre tetningsbarriere over fuger i betong.

(2) Det skal benyttes helsveiset asfaltmembran i henhold til tabell 12-1.

Svelleiremembran vil ikke være egnet av hensyn til byggemetode.

Det anbefales at det tas hensyn til det kjemiske innholdet i vannet.

(3) Fuger i betong skal ha doble tettesjikt i tillegg til membranen. Tettesjiktene skal være kontinuerlige i hele tverrsnittets lengde og ha færrest mulig skjøter. Indre tetningsbarriere skal være utskiftingsbar. I støpeskjøter skal det vurderes bruk av injeksjonsslanger, svellebånd eller waterstop.

Fuger i betong under grunnvannstanden vil være et sårbart punkt. Det vil være risiko for lekkasje samtidig som det er en utfordring å få en kontinuerlig barriere rundt hele tverrsnittet.

(4) Konstruksjoner uten trafikk i løpet, skal behandles i henhold til 12.2.5.

Konstruksjoner uten trafikk i løpet, vil i de fleste tilfellene ha som hovedhensikt å være vanngjennomløp. Delen som står i vann, vil da fungere på samme måten som en pilar i vann og dermed ikke ha krav til membran. Det vil derfor være naturlig å betrakte konstruksjonen på samme måte som konstruksjoner over grunnvannstanden. For konstruksjoner som ikke har som hovedhensikt å være vanngjennomløp eller har trafikk i løpet, anbefales det en individuell vurdering i hvert enkelt tilfelle. Dette vil for eksempel kunne gjelde tekniske kulverter.

12.2.7 Tilslutninger og avslutninger

(1) Det skal benyttes klemlist ved innfesting av prefabrikkerte membran på vertikale flater. Klemlister, beslag og forbindelsesmidler skal være i rustfritt stål.

Anbefalt løsning for bruk av klemlist er vist på brudetalj.

(2) Ved avslutning uten kantdrager eller føringskant skal fuktisolering og beskyttelseslag føres helt ut til avfasing i ytterkant brudekke. Asfalt skal legges med avslutning 50 mm inn på fuktisolering og avfases til full høyde.

Løsningen forutsetter at det gjøres tilpasninger til rekkverksstolpene.

(3) For belegningsklasse A3 skal det påføres polymermodifisert bitumenemulsjon C60BP2 100 mm opp på betongkant og ≥ 80 mm over overkant slitelag ved tilslutning mot betongkanter.

Løsningen er vist på brudetalj. Det er naturlig å avslutte emulsjonen der det er knekk i kantdrageren da dette blir minst synlig.

(4) For belegningsklasse A3 skal det etableres en fuge av Topeka 4S med bredde ≥ 20 mm mellom føringskanten og asfalten. Fuga skal ha monolittisk forbindelse med fuktisoleringen på brudekket og ha hulkil i overkant med fall ut fra kanten mot slitelaget.

Løsningen er vist på brudetalj.

(5) Ved bruende skal membran føres helt ned til underkant av endeskjørt, fundament eller ut på overkant overgangsplate. Det skal benyttes helsveiset asfaltmembran i henhold til tabell 12-1.

Anbefalt løsning for å føre membranen ut på overgangsplate er vist på brudetalj.

(6) Fuktisolering skal i sin helhet føres fram til fugekonstruksjonen.

Løsningen er vist på brudetalj.

(7) Der det ligger løsmasser mellom membran og overliggende asfaltlag skal det benyttes prefabrikkert membran som tilslutning mot kanter. Overkant klemlist skal ligge i nivå med underkant bindlag. Mellom slitelag/bindlag og betongkant skal det etableres fuge av Topeka 4S som beskrevet i (4).

Løsningen er vist på brudetalj. Klemlisten er lagt under underkant bindlag for å hindre skade på klemlisten ved fornying av slitelag.

(8) Det skal ikke etableres buttskjøt i slitelaget på brudekker eller i området rett utenfor fugefrie bruender.

Buttskjøt mellom fugeterskel og slitelag omfattes ikke av kravet da fugeterskel i denne sammenhengen ikke betraktes som slitelag.

Området rett utenfor fugefrie bruender vil uten videre kunne begrenses til området 20 meter bak endeskjørt. Der det for eksempel er rundkjøring tett inntil bruer, vil avstanden kunne settes kortere etter en egen vurdering.

(9) Ved tilslutning mot rekkverksstolper skal polymermodifisert bitumenemulsjon, C60BP2, påføres eventuell understøp, fotplate og gjengestenger opp til nivå med overkant slitelag. Det samme gjelder ved bruk av fuktisolering i belegningsklasse A3-3. Overkant slitelag skal gis godt fall ut fra rekkverksstolpe i hele stolpens omkrets.

(10) Fuktisolering skal legges helt inn til rør under sluk og med overlapp.

En mulig løsning for fuktisolering inn mot rør under sluk er vist på brudetalj. Kravet vil sikre at vann som renner på fuktisoleringen og «i» asfalten kommer ned i røret.

12.2.8 Oppbygging av fortau

(1) 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 brubredden og under oppbyggingen av fortauet. Fortauskanten skal være i plasstøpt betong eller naturstein, og det skal være minimum ett lag asfalt eller sementbasert mørtel mellom fuktisoleringen og kanten. For fugefrie bruer skal det være åpen spalte som fuge i fortauskanten ved overgang fra bru til veg. Åpningen skal dimensjoneres som angitt i 12.4.4.

En mulig løsning for oppbygging av fortau er vist på brudetalj.

I henhold til vegnormal N100 Veg- og gateutforming er det svært få eller ingen dimensjoneringsklasser for vegger som aksepterer fortau. Stort sett er det kun akseptabelt med fortau i gatenettet, og der er det begrenset med bruer. Regelverket legger derfor opp til svært få bruer med fortau. Bruer med lange spenn, kommer med stor sannsynlighet ikke inn under dimensjoneringsklasser som aksepterer fortau. Det blir for eksempel ikke prosjektert nye hengebruer i gatenettet.

På eksisterende bruer er det flere eksempler på fukt- og kloridskader som følge av mangelfull fuktisolering i forbindelse med fortau. For å sikre kontinuerlig fuktisolering uten sprang, er det satt krav til oppbygging av fortau med asfalt.

For gang- og sykkelvegbruer er et eventuelt fortau så lavt at kravet anses uproblematisk.

12.2.9 Fugeterskel

(1) Fugekonstruksjon skal ha en terskel på hver side. Terskelen skal være av støpeasfalt med polymermodifisert bindemiddel som beskrevet i 12.2.4, og ha en bredde i kjøreretningen som er \geq 600 mm. Overkant fugeterskel skal flukte med overkant slitelag.

Løsningen er vist på brudetalj. Fugeterskelen vil gi en mykere overgang til fuga og hindre slag samt sikre at brøyteredskap ikke hekter seg fast i fuga. Krav til støpeasfalt er gitt i vegnormal N200 Vegbygging.

12.3 Rekkverk

(1) Det skal angis om stolper skal plasseres vertikalt eller vinkelrett på bruas vertikalkurvatur.

Krav til brurekkverk med tilhørende overganger og gang- og sykkelbrurekkverk er gitt i vegnormal N101 Trafikksikkert sideterreng og vegsikringsutstyr (tidligere N101 Rekkverk og vegens sideområder).

(2) Fuge i rekkverk (dilatasjonsskjøt) skal forhåndsinnstilles på samme måte som for lagre, se 12.4.4. Plassering av rekkverksstolper skal tilpasses fugekonstruksjoner.

Rekkverksstolper vil ikke kunne plasseres på fugebeslaget, og det frarådes plassering i den delen som støpes sammen med faststøping av fuge. Det vil kunne være nødvendig å velge annen avstand mellom rekkverksstolper ved fuge.

12.4 Lagre og ledd

12.4.1 Generelt

(1) Lagertyper skal være i henhold til NS-EN 1337.

Pottelagre er mest vanlig på bruer og anbefales i de fleste tilfeller.

(2) Ledd som tar rotasjon, skal ha sfærisk fôring for å unngå tvangskrefter.

Eksempler på ledd som tar rotasjon er ledd i pendellagre og nedre hengestangsfeste på korte hengestenger. Ledd i toppen på buer og i overgangen mellom bue og fundament er eksempler på ledd som «ikke tar rotasjon» og som ikke har behov for sfærisk fôring.

(3) Lagre og ledd skal enkelt kunne skiftes. Dette skal kunne gjøres ved at festebolter demonteres og uten at betong fjernes.

Utskifting av understøp vil kunne forutsettes.

(4) Glidelagre og andre typer bevegelige lagre skal forhåndsinnstilles og ha påmontert millimeterskala og viser.

Millimeterskala og viser sikrer en enkel og riktig forhåndsinnstilling under montering samt bedre mulighet for oppfølging i driftsfasen.

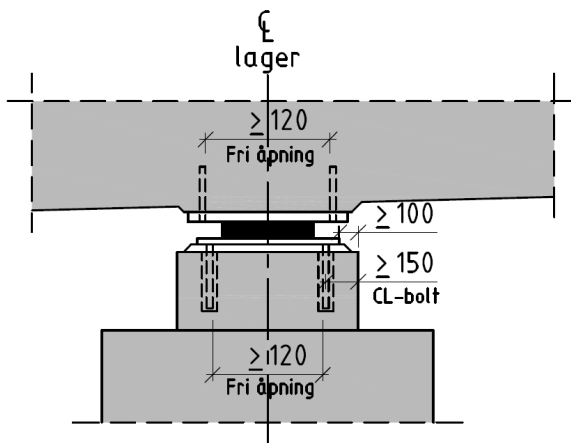
(5) Innstøpingsmørtel i utsparinger og understøp skal ha fasthetsklasse \geq B45.

Bruk av mørtel som er tilpasset utstøping i minusgrader, såkalt frostfri mørtel, frarådes da den ofte sprekker. En bedre løsning er å forskrive vintertiltak med for eksempel telting og fyring. Ordinær mørtel vil da kunne benyttes.

12.4.2 Lagre i betongkonstruksjoner

(1) Fri åpning mellom forankringsbolter skal være ≥ 120 mm, avstand mellom forankringsboltens senter og kant av konstruktiv betong skal være ≥ 150 mm, og avstand fra kant lager eller glideplate til kant konstruktiv betong skal være ≥ 100 mm, se figur 12-1.

Det har vært eksempler på fastlagre med så tett med forankringbolter at det har blitt utfordrende å plassere armering. Dette vil kunne medføre omfattende omprosjektering for å tilpasse konstruksjonen til lagret. En avstand på 120 mm sikrer plass for armering og utstøping.



Figur 12-1 Geometriske krav til lagre forankret i betong

12.4.3 Lagerhelning

(1) Lagre på pilarer og i fugefrie bruender skal monteres horisontalt.

(2) For landkar med fugekonstruksjon, skal lagre monteres med samme stigning/fall som overkant slitelag i lagerets primære bevegelsesretning. Vinkelrett på primær bevegelsesretning skal lagre monteres horisontalt.

For å sikre riktig bevegelsesmønster på fugekonstruksjon og hindre for eksempel saksing, er det nødvendig at lager monteres med samme stigning/fall som fuga i primær bevegelsesretning. Dette vil kunne medføre noe tvang i konstruksjonen som det er nødvendig å dimensjonere for.

12.4.4 Dimensjonering og forhåndsinnstilling

(1) For å beregne forhåndsinnstilling skal det tas hensyn til deformasjonene fra

- temperatur
- svinn og kryp
- oppspenning
- byggemåte

(2) Det skal gjennomføres kontroll av maksimums- og minimumsverdi samt beregning av aktuell verdi ved montasjetidspunktet.

Temperatur vil kunne variere forholdsvis raskt, og det er mulig å tenke seg montasjetidspunkt både når brua er som kaldest og som varmest. Det vil derfor være nødvendig å beregne forhåndsinnstillingen nære inn på montasjetidspunktet samt sjekke aktuell temperatur i brua ved montering. Det viser seg fra diverse byggeplasser at forhåndsinnstilling fungerer best når det blir forhåndsinnstilt etter et konkret mål og ikke ved bruk av tabeller, formler eller grafer. Det anbefales at det spesifiseres et gyldig temperaturintervall når forhåndsinnstilling gis. Det vil i enkelte tilfeller kunne være nødvendig å ta høyde for rotasjon som følge asfaltering etter montasje.

(3) Dersom kapasiteten er angitt i bruksgrensetilstand skal lastkombinasjon *karakteristisk* benyttes. Dimensjonerende lagerbelastning skal alltid være positiv (trykk) i brudd- og bruksgrensetilstand.

For de fleste lagre er kapasiteten angitt i bruddgrensetilstanden, men for eksempel for enkelte deformasjonslagre, er bruksgrensetilstanden oppgitt i datablad.

(4) Lagerforskyvning skal beregnes i bruksgrensetilstand, kombinasjon *karakteristisk*.

(5) Det skal tas hensyn til tids- og temperaturavhengige materialegenskaper ved beregning av krefter som overføres mellom tilstøtende konstruksjonsdeler gjennom lager. Kraftene skal bestemmes på grunnlag av leverandørens spesifikasjoner.

Dette vil kunne for eksempel gjelde friksjon i lagre.

(6) Ved kontroll av seismisk situasjon tillates bevegelsesområde (for glidelagre) og kapasitet for horisontal fastholding (for lagre med én eller to fastholdte retninger) overskredet dersom konstruksjonen for øvrig er utformet og dimensjonert slik at globalt sammenbrudd og uopprettelige skader på grunn av seismiske laster er forebygget. Situasjonen for skadet konstruksjon skal kontrolleres for bruksgrensetilstand, kombinasjon *karakteristisk*.

Begrenset forskyvning vil kunne ivaretas for eksempel med endeskjørt (for langsgående forskyvning) og med vanger, knaster eller fyllinger (for sideveis forskyvning).

12.4.5 Inspeksjon, vedlikehold og utskifting

(1) Lagre og ledd skal kunne inspiseres, se 3.3.2. Bruas over- og underbygning skal utformes og dimensjoneres slik at det er mulig å jekke opp overbygningen for justering og utskifting av lagre og ledd. Anleggsflater for jekker skal være horisontale.

Dersom det er hensiktsmessig, vil det kunne forutsettes jekking fra terreng. Dette vil være aktuelt ved beskjedne høyder der det ikke er plass til jekk i toppen på søyle. Løsningen forutsetter at det er tilkomst til terrenget under brua og at bæreevnen i grunnen er vurdert.

(2) Mål knyttet til jekkepunktene anleggsflater skal samsvare med nødvendig jekkstørrelse inkludert toleranser.

(3) For fastlagre skal festepunkter og prinsipp for midlertidig avlastning prosjekteres. Festepunktene skal bygges inn i konstruksjonen.

Dersom det er mulig å jekke/skole mellom søyle eller skive og endeskjørt eller vinger, vil dette kunne ivareta kravet. Det vil for eksempel kunne settes begrensninger knyttet til temperatur. Beskrivelse innarbeides i som bygd- og forvaltningsdokumentasjonen.

(4) For pendellagre skal det lages festepunkter for midlertidig pendel.

Kravet legger til rette for utskifting av den ordinære pendelen eller deler av denne.

12.5 Fugekonstruksjoner

12.5.1 Generelt

(1) Fugekonstruksjoner med tilhørende endeavslutninger, gjennomføringer i føringskanter, kantdragere eller betongrekkverk samt overvannsystem under åpne fuger skal prosjekteres.

Det er bare selve fugekonstruksjonen som er et produkt. Det er derfor nødvendig å prosjektere det som er rundt. Før produkt er valgt, er det nødvendig å bestemme fugetype samt sette krav til kapasiteter. Mye av det som er rundt selve produktet vil også kunne prosjekteres nesten ferdig, og det vil være nødvendig for at utførende forstår hva som forventes.

Asfaltfuger anses som uegnet på nye bruer.

(2) Fugekonstruksjonen skal forhåndsinnstilles, og endelig høyde på fuga bestemmes etter at høyde på topp slitelag er endelig bestemt.

Det vises til veiledning til 12.4.4 vedrørende forhåndsinnstilling.

For et betongdekke vil toleransene på dekket av og til medføre at høyden på overkant slitelag vil måtte justeres noe. Det er da nødvendig at denne justeringen er bestemt før endelig høyde på fuga bestemmes.

(3) Fugekonstruksjoner skal være avdempet slik at unødig støy unngås. Flerelementfuger skal støydempes.

Fingerfuger anses være støysvake mens flerelementfuger støyer mye uten støydemping.

(4) Fugekonstruksjon skal velges slik at den er tilpasset trafikken på brua.

Store fingerfuger er ikke egnet på veier der sykling eller kjøring med mopeder er tillatt. Det vil si at store fingerfuger kun er egnet på motorveg eller motortrafikkveg. Fingerfuger med tilnærmet parallelle fingre er å betrakte som store. På separate gang- og sykkelvegbruer anbefales det annen fugetype enn fingerfuge. Armert gummifuge vil kunne fungere på separate gang- og sykkelvegbruer, men ikke på vegbruer. Flerelementfuger med støydemping vil kunne benyttes der det er gang- og sykkeltrafikk.

(5) Løse fuger skal ikke benyttes. Fugekonstruksjoner skal være av type som ikke er til ulempe for snøbrøyting.

Det anbefales at vinkler som medfører at fugekonstruksjonen blir parallell med ploger, unngås. Vinkler på ploger vil kunne antas være 35° - 40°. Ved utkjøring fra rundkjøring vil dette kunne gi parallellitet nesten uavhengig av hvordan fuga plasseres.

(6) Spalter under bruer mellom overbygning og landkar, som gir adgang til lukkede rom og avsatter, skal tettes.

Tettingen vil hindre fugler og dyr i å komme inn. Stålblater anbefales, men løsning med innrammet netting vil også kunne fungere.

12.5.2 Fugeseng og armering

(1) Utforming av fugeseng, armering i fugeseng for fastholding av fugekonstruksjon, endeavslutninger og montasje skal tilpasses fugekonstruksjonen som benyttes.

En mulig løsning for utforming av fugeseng er vist på brudetalj.

(2) Fugespalter skal ha forskaling med lemmer eller gjenstående forskaling i rustfritt stål.

Det anbefales bruk av gjenstående rustfri forskaling. Denne vil også kunne danne dryppnese i underkant av fugesengen. En mulig løsning for bruk av gjenstående forskaling er vist på brudedetalj.

Det er i de fleste tilfeller nødvendig at forskalingen på hver side av fugespalten er uavhengig for å sikre at bevegelser som følge av temperatur, ikke ødelegger forskalingen. Ekspandert polystyren (EPS) fungerer av ulike årsaker ikke som forskaling i slike områder.

(3) Fugeseng skal prosjekteres slik at armering for fester av fuge i fugeseng ikke er faststøpt ved fugemontering. Armering skal kunne tilpasses fugebolter, fugehøyde (dersom det er nødvendig å heve eller senke veglinje) og fugekonstruksjonens variable mål samtidig som krav til overdekning ivaretas. Endelig armeringsform skal fastsettes etter at forhåndsinnstilling, oppmålt geometri og slitelagshøyde (geometri av veglinje) er bestemt.

Det er forholdsvis liberale toleranser for et brudekke, og det er ikke helt uvanlig at det er nødvendig med et avrettingslag mellom fuktisolering og bindlag. Det vil også i noen tilfeller kunne være behov for å justere veglinja litt opp. Det er da nødvendig å justere fugehøyden, og denne justeringen vil komme sent i byggeprosessen.

12.5.3 Helning og høyde

(1) Fugekonstruksjonen skal ligge parallelt med, og 5 mm under, overkant tilstøtende fugeterskel og slitelag.

Målet er et kompromiss mellom kjørekomfort og hyppighet av vedlikehold.

12.5.4 Dimensjonering og forhåndsinnstilling

(1) Forhåndsinnstilling og forskyvninger skal beregnes som for lager, se 12.4.4.

(2) Krefter som overføres mellom tilstøtende konstruksjonsdeler gjennom fugekonstruksjoner skal bestemmes på grunnlag av leverandørens spesifikasjoner.

For enkelte typer store mattefuger vil det kunne bli forholdsvis store krefter. Flerelementfuger og armerte gummifuger vil også overføre krefter. For fingerfuger er i de fleste tilfeller kreftene beskjedne.

12.5.5 Fuger i kantdrager, føringskant og betongrekkverk

(1) Fuger skal bestå av en åpen spalte med dekkplate i rustfritt stål. Dekkplate skal forsenkes ≥ 30 mm i forhold til betongoverflata mot kjørebane og festes i den enden man først passerer i kjøreretningen. Det skal være minst to rader med festepunkter mot vegbanen, og skruedimensjoner skal være $\geq M10$. Nedre vertikale parti mot vegbanen skal ha festepunkter.

Forsenking gjøres for å hindre brøyteutstyr å huke tak i dekkplate og festepunktene. Det har vist seg i praksis at to rader med festepunkter er vesentlig bedre enn én og et sårt punkt med tanke på innfesting har vist seg å være nederst i den vertikale delen.

12.5.6 Åpne og tette fugekonstruksjoner

(1) Fugekonstruksjoner skal enten være vanntette eller åpne med kontrollert vannavrenning under. Selv om det er forutsatt vanntett fuge, skal det anordnes dryppneser i underkant av fugesengen slik at vann fra eventuell lekkasje ledes bort uten å komme i kontakt med underliggende konstruksjoner eller lagre. Det skal være mulig å ettermontere system for vannavrenning.

(2) Vanntette fugekonstruksjoner skal enten bøyes opp ved kantdrager/betongrekkverk eller føres rett ut gjennom utsparing i kantdrager/betongrekkverk. Ved gjennomføring i kantdrager/betongrekkverk skal overvann føres kontrollert ned utenfor konstruksjonen. Fugekonstruksjoner på bruer uten kantdrager skal utformes tilsvarende.

(3) Under åpen fugekonstruksjon skal det anordnes system for kontrollert vannavrenning. Hvis det i framtiden vil kunne forventes vegsalting, skal den åpne fuga sikres slik at vannet ikke kommer i kontakt med konstruksjonsbetongen. Relevante krav fra 12.6 skal legges til grunn.

12.5.7 Inspeksjon og vedlikehold

(1) Fugekonstruksjonen skal være tilgjengelig for inspeksjon fra undersiden, se 3.4.

Dersom det anordnes vannrenne under fuga, vil det likevel være nødvendig å sikre at fuga er tilgjengelig.

12.6 Overvann

12.6.1 Generelt

(1) Overvann skal ivaretas, og det skal sikres at vannet tas videre til overvannssystem eller resipient.

(2) Det skal brukes materialer som ikke korroderer eller brytes ned som følge av ultrafiolett lys, temperatur, forurenset vann eller lignende. For innstøpte gjennomføringer skal det benyttes rustfritt stål.

Med innstøpte gjennomføringer menes gjennomføringer der det renner vann direkte i det innstøpte røret som for eksempel under sluk.

(3) Utløp skal erosjonssikres.

En mulig løsning for erosjonssikring er vist på brudetalj.

(4) Overvannssystem skal dimensjoneres for treminuttersregn med returperiode 200 år.

12.6.2 Steinsatt renne i bruende

(1) 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.

En mulig løsning for utforming av steinsatt renne vist på brudetalj.

12.6.3 Sluk

(1) Sluk skal plasseres nærmest mulig oppstrøms brufuge, i teoretisk lavbrekk i lengderetningen og i de laveste punktene i tverretning.

Det er ønskelig at så lite vann som mulig kommer ned i fuga uansett om den er vanntett eller ikke.

(2) 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 skinnegående trafikk under brua, skal respektive baneforvalters regler legges til grunn.

Det vil være lokale forskjeller på hvor lang avstand det vil være behov for. Bruer eksponert for mye vind vil for eksempel kreve lengre avstand enn bruer som ligger skjermet for vind.

(3) Dersom vannet føres kontrollert ned, skal slukplassering tilpasses dette.

(4) Rist og flytende, justerbar ramme for rist skal være i samsvar med kravene i NS-EN 124-1 og -2. Retning på ristspalter skal danne 45° med kjøreretningen. Belastningsklasse skal være D 400. Ramme og rist skal være i seigjern/kulegrafittjern.

Løsningen er vist på brudetalj.

Kravet er koordinert med krav i vegnormal N200 Vegbygging for å sikre enhetlighet i vegnettet. Sluk vil uansett være kompromiss mellom krav til funksjon, drift, vedlikehold, trafiksikkerhet og universell utforming.

(5) Innvendig diameter for rør under sluk skal være ≥ 150 mm og fritt nedstikk under underkant brudekke skal være ≥ 200 mm. Det skal ikke være skjøtemuffe på røret i betongtverrsnittet. Sluket skal kunne tres ned i røret.

En mulig løsning for rør under sluk er vist på brudetalj.

Det er nødvendig å vurdere utstikket under brudekket avhengig av brutype. Det vil for eksempel være nødvendig å føre vannet kontrollert ned forbi brubjelker der det er fare for at vannet vil kunne blåse inn på bjelkene.

(6) For bruer med belegningsklasse A3 skal flytende, justerbar ramme legges i asfalt og ikke støpes fast, fuges rundt eller lignende.

Løsningen er vist på brudedal. Ved å legge flytende justerbar ramme i asfalt, vil det øke sannsynligheten betraktelig for at sluket kommer i laveste punktet. Løsningen er også standardrutine for asfaltarbeidere.

(7) Nedsenket ramme for sluk i tre- og ståldekker skal utføres i rustfritt stål.

12.6.4 System for håndtering av vann

(1) Langsgående overvannsledninger, glidemuffer, tverrsnittsoverganger, bend og rørkompensatorer skal begrenses. Overvannsledning som samler opp vann fra flere sluk, skal ikke henges på tvers av brua.

(2) Der vannet føres kontrollert ned ved søyle fra enkeltsluk, skal det benyttes rustfritt rør.

(3) Fastpunkt for ledning i endetverrbjelke skal utformes som innstøpt rustfritt rør med murkrage. Under fugekonstruksjon skal det være rørkompensator i rustfritt stål. Forhåndsinnstilling og forskyvninger av kompensatoren skal beregnes som for lager, se 12.4.4. Krefter som overføres mellom tilstøtende konstruksjonsdeler gjennom kompensatoren, skal bestemmes på grunnlag av leverandørens spesifikasjoner.

Det er risiko for lekkasje ved bruk av glidemuffe for å ta opp bevegelsen.

(4) For gjennomføring i brukasse fra sluk i brudekke til utløp under underkant brukasse, skal det benyttes rør i rustfritt stål. Røret skal ha sveiste skjøter og være støpt fast eller sveiset fast i topp og bunn. Røret skal ha maksimalt to bend med vinkel $\leq 15^\circ$.

Kravet gjelder der det er separat gjennomføring for hvert sluk. Dersom flere sluk kobles på samme ledningen, gjelder (5).

(5) For langsgående overvannsledning i brukasser, skal det benyttes rør i rustfritt stål, GRP eller PVC. Røret skal ha fastpunkt for hver rørlengde, og avstanden mellom fastpunktene skal være $\leq 6,0$ meter. Fastpunkt skal ha direkte kontakt med det vannførende røret. Behov for ekstra lengdefall, stakeluker, spylepunkter, isolering og varmekabler skal vurderes. Tilkobling til grenrør fra sluk, gjennomføringer i endetverrbjelker og rørkompensator skal utføres med krage og løsfrens. Det skal ikke kobles flere grenrør i samme punkt.

Ordinært rør vil kunne føres gjennom utsparinger i tverrbjelker dersom det ikke er behov for fastpunkt i tverrbjelken.

Langsgående overvannsledning vil både kunne være lokal for brua og samle overvann fra flere sluk eller føre overvann fra grøfter og kummer «oppstrøms» brua og gjennom brua. Overvannsledningen vil også kunne ha begge funksjoner.

For å sikre fastpunktets funksjon, er det viktig at det er direkte festet mot røret og at det ikke ligger for eksempel isolasjon mellom klammer og rør. Fastpunkt vil kunne bestå av stålklammer rundt røret festet i en stålkonsoll som i sin tur er festet i brukassa.

Overvannrør i brukasser vil bli liggende innendørs og skjermet for vær og vind. Det vil derfor kunne benyttes isolasjon med litt mindre krav til beskyttelse.

(6) For rør inne i brukasser skal også krav i henhold til 12.7.3 og 12.7.5 ivaretas.

12.7 Elektriske anlegg, kabler, væske- og gassførende ledninger

12.7.1 Generelt

(1) Før arbeidsgrunnlaget ferdigstilles skal dimensjoner og festepunkter være bestemt.

Krav til prosjektering av elektriske anlegg er gitt i vegnormal N601 Sikkerhetskrav for elektriske anlegg i- og langs offentlig veg og i NEK 600 EL og ekom i vegtrafikksystem.

Det er viktig at prosjekteringen av elektriske anlegg, kabler, væske- og gassvæskeførende ledninger har kommet så langt når bygging påbegynnes at nødvendig informasjon for bygging er innarbeidet i arbeidsgrunnlaget. Størrelser og festepunkter er nødvendig å bestemme før bygging påbegynnes.

(2) Installasjonene skal være sikret mot påkjørsel og hærverk.

(3) Sikkerhetsinstrukser skal plasseres ved adkomståpninger. Installasjoner skal merkes med eier og eiers kontaktinformasjon. Behov for tilleggsmerking (installasjonstype, tekniske data osv.) skal vurderes.

Krav til instruksjoner for elektriske anlegg er gitt i vegnormal N601 Sikkerhetskrav for elektriske anlegg i- og langs offentlig veg.

(4) For ledninger som fører vann, spillvann, overvann, fjernvarme, gasser og brennbare væsker skal det gjøres en separat vurdering av tekniske og økonomiske forhold, samt samfunnets forsyningsmessige sårbarhet ved brudd. Det skal også vurderes om installasjonene skal føres i, under eller utenom brua. Vurderingen skal dekke

- lekkasjer fra installasjonene
- fare for eksplosjoner eller brann
- trafikkulykker med påfølgende brann
- hærverk
- risiko installasjonene utgjør for personer som utfører bruvedlikehold
- overgangssonen mellom bru og vegfylling

(5) Ved utforming av overgang mellom bruoverbygning og landkar skal det tas hensyn til bruas bevegelse, og forhåndsinnstilling skal gjøres på samme måte som for lagre, se 12.4.4.

En mulig løsning for fuge i trekkerør er vist på brudetalj.

12.7.2 Trekkerør

(1) Trekkerør skal plasseres slik at det ikke blir stående vann i rørene. Trekkerørene skal ikke være lengre enn at forutsatt ledning er trekkbar for den aktuelle lengden.

Der det ikke er mulig å sikre nødvendig fall på rørene, vil det være nødvendig med drenering.

(2) Det skal legges inn minimum tre ledige trekkerør med innvendig diameter ≥ 40 mm for framtidig bruk. Det skal også vurderes om det er behov for reservekapasitet for trekkerør med større dimensjon for framtidig bruk.

Kravet er en direkte følge av regjeringens mål om å digitalisere Norge, se også vegnormal N200 Vegbygging. Trekkerørene vil kunne føres forbi utenom konstruksjonen dersom det er hensiktsmessig.

(3) Innstøpte trekkerør skal forsynes med muffe mot fri betongflate (forskaling), og trekkerør skal føres fram til trekkekum utenfor bruenden.

Løsning med muffe i bruende er vist på brudetalj. Løsningen gjør forskalingsarbeidet enklere da det ikke er nødvendig å ta hull i forskalingen, det er mindre risiko for skade på trekkerør i byggefasen, og det blir mulig å skifte rør utenfor brua i driftsfasen.

Erfaringer viser at trekkerør som ikke er ført fram til trekkekum, ikke blir brukt i driftsfasen, men at ledninger ofte blir festet på en mindre god måte utenpå tverrsnittet.

(4) Avstand fra innstøpte trekkerør for vegbelysning til rekkverksinnfestinger skal være ≥ 300 mm.

Trekkerør for vegbelysning vil kunne legges i kantdrager eller i betongrekkverk.

Krav til vegbelysning er gitt i vegnormal N100 Veg- og gateutforming. Det anbefales at bruer forberedes for vegbelysning. For bruer med total lengde ≤ 30 meter, vil det være tilstrekkelig med ekstra trekkerør.

(5) Innstøpte trekkerør for annet enn veglyskabler, skal ligge innenfor konstruktiv armering og ikke plasseres i kantdragere, betongrekkverk, midtdelere, opphøyet gang- og sykkelanlegg eller fortau.

Det er større sannsynlighet for at midtdeler, kantdrager eller betongrekkverk vil ha behov for vedlikehold enn resten av brua. Behovet vil for eksempel kunne komme som følge av påkjørsel. Det er da uheldig å måtte legge om ledninger som kanskje er viktige for samfunnet og ikke bare lokalt for vegstrekningen

Fundamentering av rekkverk utenfor bruer vil kunne være til hinder for framføring av trekkerør. Dels vil stolpeavstanden kunne være for tett og dels monteres rekkverket etter at veggen er ferdig.

Kravet om å ligge innenfor konstruktiv armering gjelder ikke der trekkerør går inn og ut av konstruksjonen.

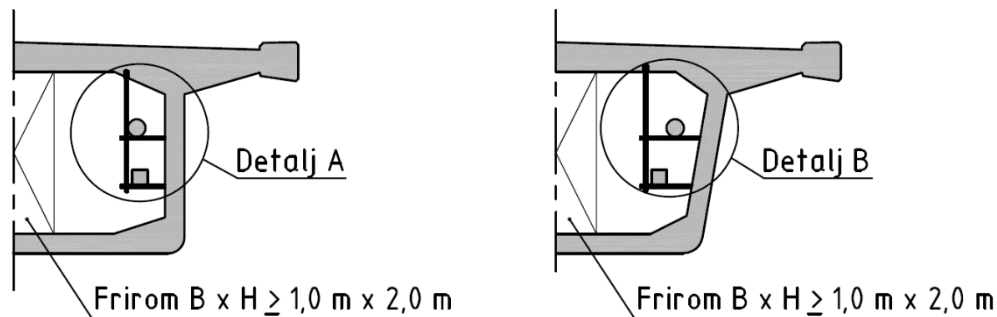
(6) Avstanden fra øverste innstøpte trekkerør til overkant konstruktivt brudekke skal være ≥ 300 mm for høyspenningskabler som ikke ligger i jordede metallrør.

For høyspenningskabler som ligger i jordede metallrør gjelder hovedregelen (5). Det vil kunne benyttes innvendig plastrør i jordet metallrør.

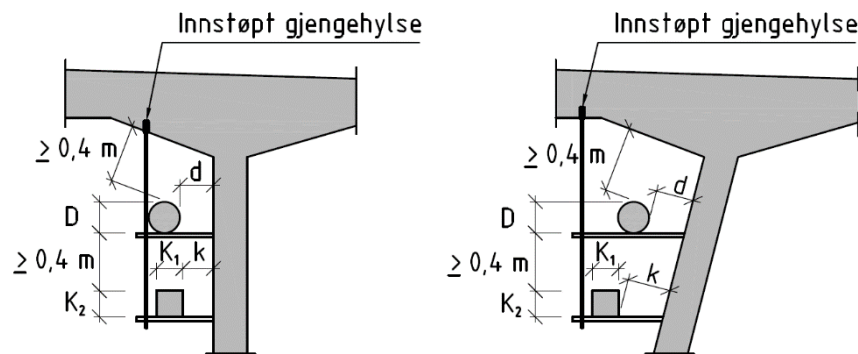
(7) Armering som er tilnærmet parallell med høyspenningskabler innen en avstand på 200 mm skal for innstøpte trekkerør være sammenbundet med tverrarmoring i krysningspunkter.

12.7.3 Plassering av ikke-innstøpte enheter

(1) Avstander til enheter som for eksempel ledninger og kabelstiger, skal følge krav i figur 12-2, figur 12-3 og figur 12-4. Kravene gjelder ikke ved tverrskott og festepunkter. Dersom ledningene plasseres fritt under bruplate eller bruvinge, skal samme regler som inne i brukasser legges til grunn.



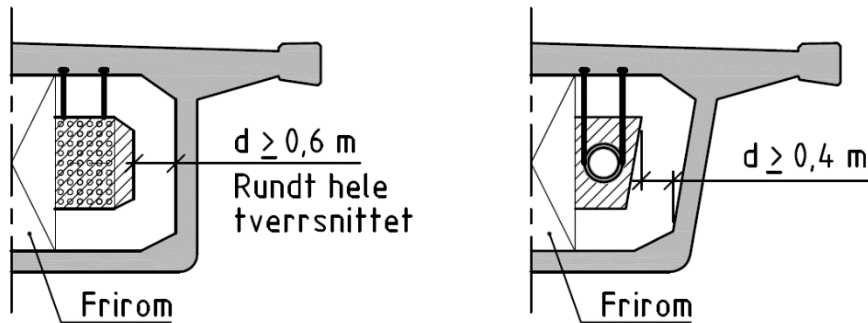
Figur 12-2 Ledningsplassering i kassebru



Figur 12-3 Detalj A og detalj B

- For runde enheter med $D \leq 300$ mm skal avstand til vegg, d , være $\geq 0,75 D$.
- For rektangulære enheter med $K_1 \leq 200$ mm skal avstand til vegg, k , være \geq den største av K_1 og K_2 .

For større enheter gjelder kravene vist i figur 12-4.



Figur 12-4 Kabel- og ledningsplassering i kassebru, store enheter

(2) Festepunktene skal ikke ligge innenfor geometrikravene til hulrom som angitt i 3.7.

Det anbefales at kabelstiger planlegges med hensyn til framtidig behov.

Løsning for føring mellom bjelker i prefabrikkerte bjelkebruer er vist i veiledning V426 Prefabrikkerte brubjelker.

12.7.4 Høyspenningskabler

(1) Avstand fra høyspenningskabel (ledere i trekant) til spennarmering som er tilnærmet parallell med kablet, skal være $\geq 500 \text{ mm}$. For høyspenningskabler med enledere i samme plan, skal kravet økes med 200 mm .

Kravet gjelder både for- og etterspent spennarmering.

(2) Der lederne ligger i flat forlegning, skal kravene gitt i figur 12-2, figur 12-3 og figur 12-4 økes med 200 mm .

(3) For høyspenningskabler forlagt på kabelstige skal det være $\geq 1,0$ meter fri bredde på den ene siden.

Kravet ivaretar tilkomst for inspeksjon.

(4) For gjennomføringer av høyspenningskabler i stålkonstruksjoner som tverrbærer, tverrskott og lignende skal fri avstand fra kabler til konstruksjonsdeler være $\geq 200 \text{ mm}$.

Kravet forutsetter at det ikke er gjort brannhemmende tiltak.

12.7.5 Væskeførende ledninger

(1) Væskeførende ledninger skal vurderes frostsikret.

(2) Bruer med innvendig væskeførende ledninger skal forsynes med åpen drenering for å unngå fylling ved lekkasjer. Det skal ikke benyttes selvåpnende ventiler. Dreneringen skal dimensjoneres for fullt ledningsbrudd.

Det anbefales bruk av kuppelrist i støpejern, plassert slik at snublerisikoen minimeres. Kuppelrist vil hindre tetting som følge av manglende rydding. Kuppelrister i støpejern leveres i ulike størrelser.

12.7.6 Sikkerhetsinstallasjoner for luftfart og sjøtrafikk

(1) Bruer som vil kunne være et luftfartshinder, skal merkes.

Krav er gitt i [FOR-2014-07-15-980 forskrift om rapportering, registrering og merking av luftfartshinder](#).

(2) Bruer som går over farvann, skal utstyres med navigasjonsinnretninger og farvannsskilt. Merkingen skal avklares med Kystverket.

Krav er gitt i [FOR 2012-12-19-1329 forskrift om farvannsskilt og navigasjonsinnretninger](#) og [retningslinjer for utforming, tekniske krav til og plassering av navigasjonsinnretninger](#). Det vises også til Kystverkets [farledsnorm](#).

12.8 Øvrig utstyr

12.8.1 Luker og dører

(1) Fra utsiden skal det være hensiktsmessig og trygg adkomst til innvendige rom for inspeksjon. Adkomster skal kunne stenges med låsbare luker eller dører. Låsbare luker og dører skal i en nødsituasjon kunne åpnes fra innsiden uten bruk av nøkkel. Dører skal enten prosjekteres spesielt for formålet eller være et produkt med spesifiserte egenskaper. Dører skal være i rustfritt stål.

Det anbefales at luker og dører ikke er tyngre enn at det er mulig for én person å åpne og lukke dem.

Inn til for eksempel rom under fuge, vil dør i de fleste tilfellene kunne utformes med dørbladet som en enkel stålplate med tykkelse ≥ 5 mm.

Egenskaper som kan være aktuelle å spesifisere, er angitt i NS-EN 14351-1.

(2) Hull i bunnplaten av brukasser der det ikke er plattform under, skal være utstyrt med fastskrudde luker.

Det vil kunne utsette personer for fare dersom luker uten plattform under åpnes ved en feiltakelse. Dette vil kunne være hull for utskifting av utstyr som er for stort for dører og mannhull som for eksempel dempere til hengebruer.

12.8.2 Trapper og gangbaner

- (1) Trapper, reposer, plattformer og gangbaner skal ha rekkverk med høyde $\geq 1,20$ meter.
- (2) Det skal installeres trapper og gangbaner i hulrom slik at det er mulig å inspisere flater og detaljer. Trapp i tårn/hul søyle skal ha avstigningsrepos ved hver åpning/utgang og hvilerepos for hvert 25. trinn.
- (3) Underliggende fagverk/platebærer skal ha gangbane mellom bjelkene dersom høyden er som for kassebruer i henhold til 3.7.1.
- (4) Foran dører som ikke ligger på bakkenivå skal det være plattform sikret med rekkverk.
- (5) Gangbaner og rette trapper skal ha bredde ≥ 800 mm. Spiraltrapp skal ha ytre radius ≥ 750 mm.

Krav til dimensjonering av trapper, reposer, plattformer og gangbaner er gitt i NS-EN 1991-2.

- (6) Tårn/søyle med to bein som er forbundet skal ha trapp i begge beina, eventuelt heis i det ene og trapp i det andre.

Det frarådes bruk av ledere da disse er tunge å gå i, og løsningen er ikke hensiktsmessig for inspektører som bærer med seg mye tungt utstyr.

12.8.3 Inspeksjonsanordninger

- (1) Det skal vurderes om henge- og skråstagsbruer med spennvidde ≥ 500 meter skal utstyres med inspeksjonsvogn.

En slik vurdering vil kunne være en kostnad-nytte-analyse.

- (2) Prosjekteringsgrunnlaget for inspeksjonsvogn skal sendes inn til teknisk kontroll for konsept, se 2.5.

Inspeksjonsvognen utformes i henhold til [FOR-2009-05-20-544 forskrift om maskiner](#). Videre i veiledningen følger anbefalinger for utforming av inspeksjonsvogn:

Avstivningsbærer anbefales tilrettelagt for inspeksjonsvogn med innebygd strukturell kapasitet.

Vogna anbefales å være om lag 3 meter bred i bruas lengderetning, og den anbefales å ha minst samme lengde som avstivningsbærerens bredde. Med en slik utforming vil det være mulig å frakte med seg utstyr og ha arbeidsplattform for prøvetaking og enkle reparasjoner.

Vogn for avstivningsbærer utformet som fagverk anbefales å ha en lengde lik avstanden mellom tverrbærerne. Vognas hoveddekke anbefales å ligge 300 – 400 mm under fagverket og i tillegg utstyres med en nedsenket plattform, 1,0 meter bred i bruas lengderetning og med samme lengde som hovedplattformen.

Nedsenket plattform på inspeksjonsvogn anbefales plassert 1,90 meter under fagverkets underkant og ha adgang til hovedplattformen.

Vogn for avstivningsbærer utformet som kasse anbefales å ha dekke plassert 2,1 meter under avstivningsbæreren.

På hver side av avstivningsbæreren anbefales det å utstyre vognen med plattform med trapp som gir adgang fra brubanen. Vogna inkludert adkomstordningene anbefales utstyrt med sklissikkert dekke.

Vogna anbefales dimensjonert for minimum (utover krav fra Arbeidstilsynet)

- flatelast 1,0 kN/m² og punktlast 2,0 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

Det anbefales at vogna har tilstrekkelig stivhet slik at den ikke sporer av når den lastes opp.

Vogna 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, anbefales det at motoren ikke er så kraftig at den skader vogna, men kobler ut før skader oppstår.

Vogna anbefales å ha tilstrekkelig bremseeffekt under alle forhold. I henhold til [FOR-2009-05-20-544 forskrift om maskiner](#) er det krav om nødbremseanlegg. Ved hjul som går på skinner vil dette kunne være for eksempel bremseklosser som griper om skinnen.

Vogna utstyres med motorframtrekk. Kabelframtrekk frarådes. Det anbefales at motoren bygges for å kunne stå ute, eller er demonterbar og egnet for manuell håndtering og utstyrt med bærehåndtak. Manuelt framtrekksystem anbefales som reserve.

Framdrifts- og bremsesystem ved hjelp av tannstangsystem anbefales vurdert.

Vogna anbefales utstyrt med nivåbryter for å kunne bytte mellom et lavere arbeidshastighetsnivå, og et høyere transporthastighetsnivå. Vognas hastighetskrav defineres ut fra sikkerhetskrav i NS-EN 1808. Vognas øvre hastighetsbegrensning anbefales vurdert opp mot tiden det tar å transportere vogna over brua, og det anbefales at det er mulig å trinnløst justere hastigheten.

(3) Bærekabler skal som et minimum utstyres med rekkverk eller sikkerhetstau dersom det er mulig å gå på dem. Stolpene skal ha stivhet sideveis. Behovet for inspeksjonsvogn skal vurderes i det enkelte tilfelle. Dersom det ikke er mulig å gå på kablet, skal den utstyres med en inspeksjonsanordning.

Inspeksjonsanordning vil for eksempel kunne være en vogn som løper på bærekablet, eventuelt på egen kabel.

(4) Behov for anordning for inspeksjon og vedlikehold av hengestenger skal vurderes i det enkelte tilfelle.

(5) Toppfeste for taubasert inspeksjon av tårn skal innarbeides og eventuelle mellomforankringer skal vurderes.

Rekkverk med stolper vil kunne fungere som toppfeste, men det vil ikke for eksempel et betongrekkverk kunne gjøre.

12.8.4 Nivelleringsbolter

(1) Nivelleringsbolter festet i betong skal være av messing eller rustfritt stål og plasseres parvis (på begge sider av brua), enten på kantdrager eller direkte i bruplate dersom den er uten kantdrager. For andre materialer enn betong der det er uhensiktsmessig med bolter, skal boltene erstattes med entydig bestemte og bestandige punkter. Avhengig av spennvidde gjelder følgende:

- For bruer med spennvidde 10 meter $\leq L < 50$ meter skal boltepar plasseres ved opplegg og i feltmidt.
- For bruer med spennvidde ≥ 50 meter skal boltepar plasseres ved opplegg, i feltmidt og i 4-delspunktene.

En bestemt sveis vil kunne fungere som entydig bestemt og bestandig punkt i en stålkonstruksjon. Innfestingspunkt for rekkverk vil ikke kunne benyttes.

For andre konstruksjoner vurderes behovet for nivelleringsbolter i hvert enkelt tilfelle.

For enkelte store bruer vil det kunne være aktuelt å skanne brua.

12.8.5 Lysmaster og skiltmaster

(1) Festepunkter for master skal plasseres utenfor ytterrekkverk eller mellom rekkverk i midtdeler.

Det anbefales at lysmaster og skiltmaster plasseres utenfor bruene dersom det er mulig. Lys- og skiltmaster vil ofte kunne justeres noe i vegens lengderetning slik at det vil være mulig å minimere antallet plassert på bru.

(2) Der det er to parallelle bruer med felles mast mellom bruene, skal masten kun festes i den ene brua.

Festepunkter, konsoller osv. dimensjoneres for vindlaster i henhold til NS-EN 1991-1-4.

13 Eksisterende bruer

Krav gjelder for bæreevneklassifisering og prosjektering av vedlikeholds-, forsterknings- og ombyggingstiltak på bruer i riks- og fylkesvegnettet. Ved bæreevneklassifisering og prosjektering av vedlikeholds-, forsterknings- og ombyggingstiltak på kommunale bruer anbefales det å legge kapittel 13 til grunn da trafikklastene er de samme som på riks- og fylkesvegbruer.

13.1 Grunnlag for bæreevneklassifisering og prosjektering av tiltak

(1) Trafikklast som samsvarer med tillatte vekter og dimensjoner i vegnettet skal benyttes. Disse er gitt i forskrift om bruk av kjøretøy (kjøretøyforskriften).

(2) Materialparametere og materialkoeffisienter for eksisterende bru skal fastsettes slik at disse samsvare med datidens materialframstilling og utførelse.

Ekvivalentlaster som dekker trafikklast som framkommer av kjøretøyforskriften er gitt i veiledning V412 Bæreevneklassifisering av bruer, laster. Grunnlag for fastsettelse av øvrige laster, lastkoeffisienter og lastkombinasjoner for ulike grensetilstander framgår av samme veiledning.

Materialparametere, materialkoeffisienter og øvrig grunnlag som er gitt i veiledning V413 Bæreevneklassifisering av bruer, materialer kan benyttes ved bæreevneklassifisering eller ved prosjektering av tiltak.

Bæreevneklassifisering og prosjektering av tiltak som er baseres på veiledning V412 Bæreevneklassifisering av bruer, laster og veiledning V413 Bæreevneklassifisering av bruer, materialer, vil gi et akseptabelt sikkerhetsnivå.

For bruer som er prosjektert etter forskriftslast SVV 1971 – SVV 1995 eller Oslo veivesens lastforskrift fra 1965 (OVV 1965) eller andre lastforskrifter fra Oslo veivesen som tilsvarer denne, er krav til bæreevne for trafikklast for ferdig ombygd konstruksjon basert på forskriftslast SVV 1995. Denne er gitt i vedlegg til veiledning V412 Bæreevneklassifisering av bruer, laster.

Ved krav om at bruer i driftsfasen skal kontrolleres for engangstranporter tilsvarende LM3 for nye bruer kan dette gjøres i henhold til veiledning V412 Bæreevneklassifisering av bruer, laster.

13.2 Bæreevneklassifisering

13.2.1 Generelt

(1) Bæreevneklassifisering av bruer er å bestemme maksimalt tillatte trafikklast for bruer i driftsfasen. Ved bæreevneklassifisering skal følgende fastlegges/tas stilling til:

- bruksklasse (for eksempel Bk 10/50)
- vegggruppe knyttet bruksklasse (for eksempel Bk 10/50 Veggruppe A)
- bæreevne for motorredskap med største aksellast på 12 tonn/største totalvekt på 65 tonn (Sv 12/65)
- bæreevne for spesialtransport med største aksellast på 12 tonn/største totalvekt på 100 tonn (Sv 12/100)
- tillatt belegningsvekt
- behov for tidsbegrensning av bæreevneklassifiseringen
- sårbar bæreevne

Vegdirektoratet er eneste instans som har hjemmel til å fastsette bæreevne for bruer i riks- og fylkesvegnettet. Hjemler er gitt i følgende:

Riksvegbruer:

Samferdselsdepartementets instruks for Statens vegvesen § 3, og videre utdypet i pkt. 2.3 i retningslinje R411 Bruforvaltning riksveg – forvaltning av bærende konstruksjoner på riksveg.

Fylkesvegbruer:

Bruforskrift for fylkesveg. 2014. Forskrift om standarder, fravik, kontroll, godkjenning, m.m. ved prosjektering, bygging og forvaltning av bru, ferjekai og annen bærende konstruksjon på fylkesveg av 2014-09-02 nr. 1128.

Når nye bruer settes i trafikk eller forsterkning/ombygging som gir endringer i bæreevne sluttføres, meddeles dette til Vegdirektoratet slik at bæreevne kan fastsettes/revideres ved registrering av bæreevnedata i bruforvaltningssystemet Brutus. I påvente av «som bygd»-tegninger kan bæreevne dokumenteres ved å oversende siste revisjon av oversiktstegning som godkjent arbeidstegning.

Ved behov besørger brueier ny bæreevneklassifisering eller revisjon av eksisterende bæreevneklassifisering. Resultat med dokumentasjon oversendes Vegdirektoratet som så forestår kontroll og eventuell fastsettelse av endret eller ny bæreevne ved registrering av bæreevnedata i bruforvaltningssystemet (Brutus).

Dersom det avdekkes skader, endringer i belastninger i forhold til forutsetninger eller andre forhold som kan medføre at bæreevne er for lav i forhold til gjeldende bæreevneklassifisering, bør dette meddeles til Vegdirektoratet umiddelbart.

Prosedyre for oversendelse av dokumentasjon fra bæreevneklassifisering og kommunikasjon med Vegdirektoratet om bæreevne på bruer er gitt her. www.vegvesen.no/Faq/Teknologi/Bruer/Forvaltning.

Typiske metoder for bæreevneklassifisering er:

- Bæreevneklassifisering basert på sammenligning mot bruas forskriftslaster ved prosjektering.
- Bæreevneklassifisering basert på sammenligning mot gjeldende bæreevneklassifisering for brua.
- Bæreevneklassifisering basert på detaljberegning med belastning fra trafikkklaster i henhold til forskrift om bruk av kjøretøy og påvisning av tilfredsstillende bæreevne i kritiske snitt.
- Bæreevneklassifisering basert på prøvebelastning ved at brua påføres kjent belastning i et definert belastningsprogram med måling av bruas respons.
- Bæreevneklassifisering basert på historikk. Metoden kan bare brukes for korte, fritt opplagte bruspenner begrenset opp til 5 meter i tilfelle med mangelfull dokumentasjon og når annen metode ikke kan brukes. Lasthistorikk bør være kjent i tilstrekkelig grad og det skal ikke være indikasjoner på overbelastning.

Normalt er det bæreevneklassifisering basert på sammenligning eller detaljberegning som utføres eksternt. Øvrige metoder benyttes i vesentlig grad av Vegdirektoratet eller i samarbeid med Vegdirektoratet.

For å redusere omfang av detaljberegning kan følgende forutsetninger/begrensninger brukes:

- Når bruksklasse blir lavere enn Bk 10/50 vil brua ikke ha bæreevne for Sv 12/65 og Sv 12/100. Detaljberegning for Sv 12/65 og Sv 12/100 kan derfor utgå.
- Bruer som har føringsbredder som tillater to tunge lastfelt klassifiseres automatisk i Veggruppe A i henhold til Forskrift om bruk av kjøretøy. Detaljberegning for Veggruppe A kan derfor utgå.
- Smale bruer med et tungt lastfelt som har bæreevne for Bk 10/50 og høyere, men ikke for Veggruppe A, vil heller ikke ha bæreevne for Sv 12/65 eller Sv 12/100. Detaljberegning for Sv 12/65 og Sv 12/100 kan derfor utgå.
- Bruer som har bæreevne for Sv 12/100 uten restriksjoner påvist ved detaljberegning kan klassifiseres for Bk 10/60 Veggruppe A og Sv 12/65 uten ytterligere detaljberegninger.
- Fritt opplagte bruer, kulverter og rør med spenn opp til 5 meter med bæreevne for Bk 10/50 Veggruppe A kan også klassifiseres for Sv 12/65 uten ytterligere detaljberegninger.

13.2.2 Tilstand

(1) Bæreevneklassifisering skal baseres på bruas tilstand. Det skal tas stilling til om skader har svekket bruas bæreevne og i så fall skal det tas hensyn til dette ved fastsettelse av bæreevne.

13.2.3 Tidsbegrensning

(1) Bæreevne skal tidsbegrenses dersom det kan forventes en tilstandsutvikling som på sikt vil redusere bæreevne så mye at tillatte trafikkklaster vil gi overskridelser.

(2) Når det aksepteres redusert sikkerhetsnivå for tillatte trafikkklaster ved bæreevneklassifisering med tidsbegrensning, skal risiko (sannsynlighet og konsekvens) ved redusert sikkerhetsnivå beskrives. Eventuelle avbøtende tiltak som da inngår som en del av forvaltningen av brua skal angis.

Typisk avbøtende tiltak er målrettet spesialinspeksjon av høyt belastede områder for å avdekke skadeutvikling. Dette utføres med intervaller som fastsettes slik at skader avdekkes i god tid før kritiske tverrsnitt blir alvorlig svekket.

13.2.4 Sårbar bæreevne

(1) Som en del av bæreevneklassifiseringen skal det vurderes om brua har sårbar bæreevne.

Grunnlag for vurdering av sårbarhet er omfang og kvalitet på dokumentasjon og bæresystemets robusthet med hensyn til å ta opp og omfordele belastning

(2) I følgende tilfeller skal det angis sårbar bæreevne:

- Når bæreevneklassifisering baseres på historikk.
- Ved manglende tilkomst for inspeksjon, usikker tilstand i forhold til bæreevne eller bæreevneklassifisering med tidsbegrensning på grunn av forventet framtidig tilstandsutvikling.
- Ved tidsbegrenset bæreevneklassifisering som følge av redusert sikkerhetsnivå for tillatte trafikkklaster.

13.2.5 Belegningsvekt

(1) For bruer som er prosjektert for forskriftslast SVV 1971 eller nyere hvor bæreevneklassifisering baseres på forskriftslast, er største tillatte belegningsvekt lik dimensjonerende belegningsvekt ved prosjekteringen dersom det ikke gjøres en nærmere vurdering.

(2) Ved bæreevneklassifisering basert på detaljberegning skal største tillatte belegningsvekt fastsettes for hver enkelt type trafikklast (Bruksklasse, Veggruppe, Sv 12/65 og Sv 12/100). Tillatt belegningsvekt for brua blir laveste tillatte belegningsvekt for tilhørende trafikklast som brua klassifiseres for.

Belegningsvekt bør minst være 1,5 kN/m² for at belegningen skal bli enkel å vedlikeholde uten at fuktisoleringen skades ved fresing av asfalt. Hvis mulig anbefales det å legge minst 2 kN/m² til grunn for bæreevneklassifiseringen.

I mange tilfeller kan det ligge mye asfalt på eldre bruer og fresing kan være problematisk av hensyn til tilstøtende veg. Belegningstykkelser fastsettes da slik at omfang av eventuell fresing begrenses så mye som mulig.

13.3 Vurdering av ferjekaiers egnethet for ferjer

(1) Før nye ferjer settes inn i et samband skal det gjøres en vurdering av ferjekaiens egnethet for ferjene.

(2) Følgende forhold skal vurderes

- vær- og havneforhold
- aktuell ferjes fysiske mål som effektiv lengde, største bredde, bredde ved fallport, recessbredde, avstand fra vannspeil til recess og bildekk, største dyptgående inkludert utstikk, bulb beliggenhet og størrelse, vindareal på ferja og største deplasement
- ferjekaias utrustning med fortøyningsarrangement, fenderverk, effektiv lengde på tilleggs kai, senterlinjeavstand, bredde ferjekaibru, erosjonssikring og grunnforhold
- ferjekaias tilstand
- trafiksikkerhet

Ferjekaias tilstand, både for ferjekaias konstruksjoner og fylling, vurderes med hensyn på aktuell ferje. Det kan antas en tilstand basert på inspeksjon av de kritiske bærende kaiementene. Ved vurdering av fylling og erosjonssikring av fylling tas det hensyn til ferjas fremdriftssystem, deplasement, og fysiske mål.

(3) Ferjas bredde skal kontrolleres mot senterlinjeavstand og bredde på ferjekaibru. Alle åpninger skal sikres med gjerde eller lignende

(4) Basert på vurderinger vil kravet om at $\geq 3/4$ av ferja skal være dekket av ferjekaias effektive lengde, etter 4.8.2 (2), kunne vurderes redusert til $2/3$, ved spesielt gunstige forhold.

(5) Det skal dokumenteres at energimengden fra aktuell ferje kan tas opp via fendere, på tilleggs kai og bak ferjekaibru, og videre av ferjekaia ned i fundamentene.

(6) Energimengden fra ferje ved anløp skal beregnes etter følgende formel:

$$E = C \cdot \frac{v^2 \cdot D}{2} \quad (13.1)$$

hvor:

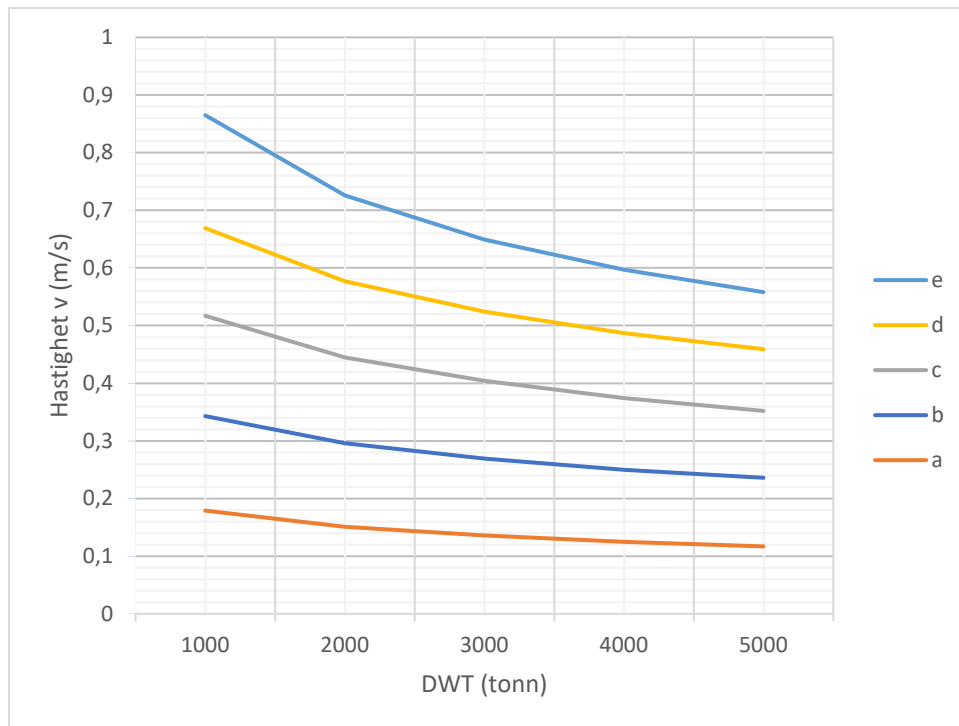
- v - ferjas maksimale hastighet vinkelrett på tilleggs kaias fenderfront ved sammenstøt eller ferjas maksimale hastighet ved sammenstøt mot ferjekaibru (m/s)
- D - ferjas maksimale deplasement i tonn
- C - faktor for tillegg i ferjas deplasement på grunn av medfølgende vannmasser sideveis under fart.

Faktoren C settes til 1,5 for sideveis tillegg mot tilleggs kai.

Faktoren C settes til 1,1 for langsgående tillegg mot ferjekaibru.

Hastighet ved sammenstøt avhenger av enkelt eller vanskelig tillegg, eksponering ved ferjekaia og ferjas størrelse. Forhold som påvirker hastigheten ved sammenstøt deles normalt inn i fem kategorier i henhold til PIANC sine retningslinjer for beregning av fenderverk:

- a - enkelt tillegg, skjermet (ikke eksponert for bølger og/eller strøm*
- b - vanskelig tillegg, skjermet (ikke eksponert for bølger og/eller strøm*
- c - enkelt tillegg, eksponert for bølger og/eller strøm*
- d - vanskelig tillegg, eksponert for bølger og/eller strøm*
- e - vanskelige navigasjonsforhold, eksponert for bølger og/eller strøm*



Figur 13-1: Hastighet v (m/s) [PIANC Guidelines for the Design of fender systems]

Formel 13.1 benyttes når nye ferjer skal trafikkere eksisterende ferjekaier når det ikke er aktuelt med ombygging/forsterkning av ferjekaiaen.

For å sikre at kjøretøy har plass til å kjøre inn på kaia i forbindelse med vedlikehold eller annet arbeid, bør fri bredde ved installasjoner være $\geq 3,5$ meter. Merk i denne forbindelse at dimensjonerende nyttelast for deler av ferjekaier som ikke inngår i ordinær veg (tilleggskaier og tilsvarende konstruksjoner) som oftest er en jevnt fordelt last som ikke nødvendigvis vil gi tilfredsstillende bæreevne for alle typer kjøretøy som er tillatt i det ordinære vegnettet.

13.4 Klassifisering av ferjekaier

Ferjekaier klassifiseres etter størrelse på kaiene i henhold til «klasse» i tabell 4-2 og tabell 4-3.

(1) Ved ombygging eller forsterkning skal det benyttes laster etter tabell 4-2 og tabell 4-3, dersom det ikke gjøres mer nøyaktige beregninger.

(2) Ved ombygging eller forsterkning av ferjekaier skal det vurderes å heve ferjekaia opp til neste «klasse», slik at større ferjer kan benytte sambandet. Krav gitt i 4.8.3 med forutsetninger gitt i 4.8.2 skal følges.

(3) Plassering av utstyr og behov for fri bredde på ferjekaia skal utredes og synliggjøres i tegningsgrunnlag.

13.5 Prosjekteringsforutsetninger

Det bør gjøres LCC-analyser eller tilsvarende for å avklare optimal strategi ved omfattende vedlikeholdsarbeider eller større ombygging/forsterkning av eldre bruer.

Ombygging/forsterkning bør være så omfattende at helheten ivaretas. I mange tilfeller kan bygging av ny bru være det mest fordelaktige tiltaket.

Bruer er en del av vegnettet og tiltak på bruer bør sees i sammenheng med resten av vegnettet. Vegnormal N100 Veg- og gateutforming gir føringer for prosjektering av tiltak på bruer i driftsfasen, spesielt når det gjelder dette geometrikrav.

I det etterfølgende er det definert krav for å sikre at bruer vies tilstrekkelig oppmerksomhet når disse inngår i en punktutbedring, en strekningsvis utbedring eller skal gjenbrukes som en del av nytt vegsystem.

Når det bygges helt ny veg kan det forekomme at noen bruer i linja gjenbrukes. Det gjelder også for overgangsbruer. I slike tilfeller er krav i vegnormal N100 Veg- og gateutforming for bygging av ny veg også gjeldende for eksisterende bruer i linja og disse bygges om i den grad det er nødvendig for å tilfredsstille kravene. For overgangsbruer bør krav i vegnormal N100 Veg- og gateutforming vurderes spesielt i forhold til omfang av arbeider på kryssende veg.

Vegnormal N101 Trafikksikkert sideterreng og vegsikringsutstyr er gjeldende også for bruer i driftsfasen. Ved utskifting av rekkverk er det viktig å kontrollere at innfesting til eksisterende konstruksjon har kapasitet i henhold til krav i vegnormal N101 Trafikksikkert sideterreng og vegsikringsutstyr.

Kjemiske ankere anbefales ikke som strekkforankring i forkant av fotplate inn mot vegbanen. Det er svært fordelaktig at strekkforankringen er gjennomgående i bruplatten med mothold i stålplate(r) på undersiden. Spalte mellom borhull og gjengestag kan injiseres for å tette mot vann. Denne innfestingen vil være vesentlig mer robust enn når det brukes kjemiske ankere som vil være mye mer ømfintlige i forhold til utførelse blant annet.

Det gjøres spesielt oppmerksom på at bruk av klebeankere ikke er tillatt dersom rekkverk kun festes inn i ny påstøp, se 8.8.11.

13.5.1 Generelle krav

(1) Det skal framgå av arbeidsgrunnlaget om tiltaket er punktutbedring eller inngår som en del av en strekningsvis utbedring.

Regelverk som et tiltak skal prosjekteres og kontrolleres etter, vil være avhengig av om tiltaket er definert som punktutbedring eller strekningsvis utbedring:

- *Vegnormal N100 Veg- og gateutforming setter krav til standard ved strekningsvis utbedring, men ikke ved punktutbedring.*
- *Vegnormal N101 Trafikksikkert sideterreng og vegsikringsutstyr (tidligere N101 Rekkverk og vegens sideområder) setter samme krav til strekningsvis utbedring og punktutbedring.*
- *Vegnormal N400 Bruprosjektering kapittel 13 skiller mellom strekningsvis utbedring og punktutbedring for valg av f.eks. forsterkningsklasse.*

(2) Prosjektering av tiltak på bruer med forskriftslast SVV 1969 og eldre skal gjøres slik at gjeldende bæreevneklassifisering som minimum opprettholdes på samme nivå for tillatte trafikkklaster.

(3) Prosjektering av tiltak på bruer med forskriftslast SVV 1971 – SVV 1995 og OVV 1965 eller tilsvarende skal gjøres slik at bruas bæreevne for trafikklast som minimum tilfredsstiller forskriftslast SVV 1995 med 2 kN/m² belegningsvekt ved ferdigstilling.

(4) For bruer som er prosjektert for SVV 2010 skal gjeldende regelverk for nye bruer legges til grunn for prosjekteringen.

(5) Behov for bæreevnekontroll/forsterkning for spesialtransporter/engangstransporter utover det som dekkes av Veggruppe og Sv 12/100 skal vurderes. Eventuell forsterkning prosjekteres for aksellaster/akselkonfigurasjoner som er dekkende innenfor dimensjonerende levetid for utbedringen.

(6) Når dimensjonerende belegningsvekt for brua er kjent eller gitt av regelverk som er lagt til grunn for prosjekteringen og gir større belegningsvekt enn 2,0 kN/m², skal dimensjonerende belegningsvekt benyttes.

(7) For bruer som er prosjektert for forskriftslast SVV 1971 og nyere, hvor dimensjonerende belegningsvekt ikke framgår av dokumentasjon eller regelverk som er lagt til grunn for prosjekteringen, kan deler av bæreevnereserve benyttes for å ta opp belegningsvekt. Før ny belegning bygges opp skal eventuelt betongslitelag freses ned så langt det lar seg gjøre, men ikke ned i konstruksjonsbetongen.

Når dette gjøres, skal bæreevne for trafikklast minst være:

- Bk 10/60, Sv 12/65 og Sv 12/100 uten restriksjoner for bruer som belastes med to tunge lastfelt (to eller flere spor)
- Bk 10/60, Sv 12/65 og Sv 12/100 med restriksjoner for bruer som belastes med et tungt lastfelt (et spor)

Bruer prosjekteres for en brukstid på 100 år. For å oppnå dette tas det blant annet høyde for framtidige økninger i trafikklast. Det er derfor ikke ønskelig at deler av bæreevnereserven brukes opp ved å øke belegningsvekten. Samtidig er erfaringen at det er nødvendig å beskytte brudekker mot tinesalter for å oppnå 100 års brukstid.

Bruk av bæreevnereserve for å ta opp belegningsvekt registreres i bruforvaltningssystemet. Dette fordi belegningsvekten vil bruke en del av bæreevnereservene som da ikke vil være tilgjengelige for tunge spesialtransporter/engangstransporter.

(8) Bestandighet for nye deler skal som minimum være som for eksisterende bru da den ble bygd.

(9) Dersom ytre miljøpåkjenning ble undervurdert eller har endret seg etter at brua ble bygd, skal bestandighet forbedres i den grad det er nødvendig for å sikre uniform gjenværende brukstid for hele brua.

(10) Detaljering og utforming skal i utgangspunktet tilfredsstillende krav til nye bruer, men tilpasses eksisterende konstruksjon når denne er begrensende.

(11) Ved bygging i nærheten av eksisterende fundamenter skal konsekvens for eksisterende fundamentering og erosjonssikring vurderes og avbøtende tiltak gjennomføres ved behov.

(12) Ved bygging nær eksisterende bru skal konsekvens for framtidig utskifting av brua vurderes.

Det kan være fornuftig å planlegge for framtidig utskifting av eksisterende bru ved bygging av ny bru parallelt med eksisterende vegbru. Utskifting kan forberedes ved å settes av nødvendig plass og legges til rette for trafikkavvikling i periode hvor utskifting pågår. I noen tilfeller kan det være aktuelt å dimensjonere separate gang og sykkelbruer for full trafikklast slik at disse kan brukes som vegbru mens utskifting utføres.

13.5.2 Forsterkningsklasser

(1) Dimensjonerende trafikklast for permanent forsterkning/ombygging av vegbruer med forskriftslast SVV 1969 og eldre og ferjekaibruer med forskriftslast SVV 1995 og eldre velges fra etterfølgende tabell 13-1. Krav til belegningsvekt gjelder kun for vegbruer.

Tabell 13-1 Dimensjonerende forsterkningsklasser

Forsterkningsklasse					
Klasse	Bruksklasse	Veggruppe	Sv 12/65	Sv 12/100	Belegningsvekt (minste) ¹⁾
0	Nåværende	Nåværende	Nåværende	Nåværende	Nåværende
1	Velges	Velges	Velges	Velges	Velges
2	Bk 10/60	A	Nei	Nei	2,0 kN/m ²
3	Bk 10/60	A	Nei	Ja, med restriksjoner	2,0 kN/m ²
4	Bk 10/60	A	Ja	Ja, med restriksjoner	2,0 kN/m ²
5	Bk 10/60	A	Ja	Ja, uten restriksjoner	2,0 kN/m ²

Fotnote:

¹⁾ Krav til belegningsvekt i tabellen gjelder ikke for ferjekaibruer.

Forsterkningsklasse 0 brukes for å gjenopprette tapt bæreevne som følge av skadeutvikling.

Forsterkningsklasse 1 brukes for bruer med bruksklasse Bk T8/40 og lavere hvor det er urealistisk eller ikke behov for å forsterke for Bk 10/60. Forsterkningsnivå for de ulike trafikklastene fastlegges i hvert enkelt prosjekt.

Forsterkningsklasse 2 anbefales som minste forsterkningsnivå for 1-spors vegbruer, det vil si bruer med føringsbredde som gir ett spor med tung trafikklast. Den åpner for tyngste aksellast/totalvekt for normaltransport, tømmer- og modulvogntog (Bk 10/60), spesialtransport opp til 65 tonn totalvekt med tidsuavhengig dispensasjon (Veggruppe A uten følge, fri kjøring) og spesialtransport med totalvekt opp til 80 tonn (Veggruppe A med følge). Motorredskaper som 2- og 3-akslede mobilkraner med totalvekt opp til 36 tonn totalvekt kan kjøre med tidsuavhengig dispensasjon (fri kjøring).

Forsterkningsklasse 3 anbefales som minste forsterkningsnivå for 2-spors vegbruer, det vil si bruer med føringsbredde som gir 2 spor med tung trafikklast. Den åpner for tyngste aksellast/totalvekt for normaltransport, tømmer- og modulvogntog, spesialtransport opp til 65 tonn totalvekt med tidsuavhengig dispensasjon (fri kjøring) og spesialtransport med totalvekt opp til 100 tonn (Sv 12/100 med følge). Motorredskaper som 2- og 3-akslede mobilkraner med totalvekt opp til 36 tonn totalvekt kan kjøre med tidsuavhengig dispensasjon (fri kjøring). Tyngre motorredskaper som 4-, 5- og 6-akslede mobilkraner (tilsvarende Sv 12/65) kan få tidsbegrenset dispensasjon og kjøre med følge.

Forsterkningsklasse 4 anbefales som minste forsterkningsnivå for vegbruer med forskriftslast SVV 1969 og ferjekaibruer. Den åpner for tyngste aksellast/totalvekt i alle forskriftsfestede vegnett, men med restriksjoner for spesialtransport Sv 12/100.

Forsterkningsklasse 5 er beste forsterkningsklasse. Den åpner for tyngste aksellast/totalvekt i alle forskriftsfestede vegnett uten at det er restriksjoner for spesialtransport Sv 12/100.

Lastforskrift SVV 1971 og nyere har lavere trafikklast for prosjektering av ferjekaibruer enn for vegbruer. For lastforskrift SVV 1971 – SVV 1995 (Internordisk trafikklast) er differansen stor, for SVV 2010 er differanse redusert.

13.5.3 Ombygging av overbygning

(1) Ved breddeutvidelse av overbygning på bruer som er så omfattende at gammel del kan skiftes ut på et senere tidspunkt mens ny del gjenbrukes, skal ny del prosjekteres etter gjeldende prosjekteringsstandarder for nye bruer.

(2) Ved ombygging som omfatter full utskifting av overbygning på bruer, skal denne prosjekteres etter gjeldende prosjekteringsstandarder for nye bruer.

(3) Ved full utskifting av overbygning på bruer skal stabilitet bæreevne for fundamentering og underbygning vurderes spesielt i forhold til belastning etter regelverk for nye bruer.

Korte, fritt opplagte spenn med plate som hovedbæresystem i ny overbygning og eksisterende fundamentering på berg samt underbygning med dokumentasjon er et godt utgangspunkt for å vurdere gjenbruk av underbygningen - i motsetning til et prosjekt hvor det vurderes ny overbygning med bjelketverrsnitt i flere spenn på en underbygning som er fundamentert på trepeler.

(4) Ved utskifting av ferjekaibruer i eksisterende ferjeleier tillates gjenbruk av standardiserte ferjekaibruer som er bygd etter *håndbok 175 Standard ferjekaibruer – 1 Brutegninger, utgave 1995* og nyere.

13.5.4 Punktvis utbedring

(1) Ved punktvis utbedring for å fjerne bæreevnemessige «flaskehals» i vegnettet skal behov for forsterkning vurderes og forsterkningsklasse velges med utgangspunkt i bæreevnmålsetting for aktuell strekning.

Ved en punktvis utbedring er det selve brua som er problemet, at den har for lav standard i forhold til trafiksikkerhet og framkommelighet. Med unntak av lokal tilpasning av tilstøtende veg inn mot brua er tiltak først og fremst rettet mot brua. I slike tilfeller er det i stor grad eksisterende veg som legger premissene for ombygging av brua.

For å få mest mulig nytte av investert kapital bør tillatt bæreevne for enkeltbruer i et vegsystem sees i sammenheng. Vegeier bør fastsette forsterkningsklasse basert på brukernes behov og de begrensninger bæreevne for vegen og tilstøtende bruer i samme vegstrekning gir. Som minste forsterkningsklasse anbefales følgende:

- *veger med lav ÅDT: Forsterkningsklasse 2*
- *veger med middels ÅDT: Forsterkningsklasse 3*
- *veger med høy ÅDT: Forsterkningsklasse 4*

I utgangspunktet bør det velges så høy forsterkningsklasse som mulig innenfor rammene av hva som er oppnåelig uten å bruke uforholdsmessig mye ressurser på tiltaket. Dersom dette ikke fører fram, bør utskifting vurderes.

13.5.5 Strekningsvis utbedring

(1) Ved strekningsvis utbedring av bruer i veglinja eller vegbruer som krysser veglinja og som gjenbrukes, skal behov for forsterkning vurderes og eventuelt forsterkningsklasse velges med utgangspunkt i bæreevnmålsetting for aktuell strekning.

Ved strekningsvis utbedring gjøres det en standardheving av en vegstrekning, og dette utløser tiltak på berørte bruer. Det betyr at valgt standard for vegstrekningen vil være førende for ombygging av brua, men i mange tilfeller vil ikke denne være i henhold til krav i vegnormal N100 Veg- og gateutforming for bygging av ny veg.

For fylkesveger anbefales følgende som minste forsterkningsklasse:

- *veger med lav ÅDT: Forsterkningsklasse 2*
- *veger med middels ÅDT: Forsterkningsklasse 3*
- *veger med høy ÅDT: Forsterkningsklasse 4*

For riksveger anbefales følgende som minste forsterkningsklasse:

- *veger med lav ÅDT: Forsterkningsklasse 3*
 - *veger med middels ÅDT: Forsterkningsklasse 4*
 - *veger med høy ÅDT: Forsterkningsklasse 5*
-

I utgangspunktet bør det velges så høy forsterkningsklasse som mulig innenfor rammen av hva som er oppnåelige uten å bruke uforholdsmessig mye ressurser på tiltaket. Dersom dette ikke fører fram, bør utskifting vurderes.

(2) Bruer i veglinja skal oppgraderes slik at trafiksikkerheten minst blir som for øvrige deler av anlegget og være ensartet uavhengig av kjøreretning. For bruer som krysser veglinja skal behov for oppgradering vurderes spesielt.

(3) Det skal gjøres en vurdering rundt fremtidig behov for vedlikehold av bruer i veglinja og bruer som krysser veglinja. Dette for å sikre et normalt nivå på drift og vedlikehold for hele veganlegget. Dette gjelder også for konstruksjoner som delvis- eller ikke er omfattet av tiltaket.

Bakgrunnen for kravet er å kunne legge til rette for at omfang av tiltak som vil komme i konflikt med trafikkavviklingen holdes på et minimum.

13.5.6 Enkeltbruer som gjenbrukes i nye vegstrekninger

Krav gjelder ved gjenbruk av enkeltbruer i riksveger og bruer som krysser riksveger når det bygges lengre strekninger med ny veg.

Når standard for vegstrekningen er gitt av vegnormal N100 Veg og gateutforming for bygging av ny veg, kan det bli nødvendig å gjøre tiltak på eksisterende bruer for å tilfredsstille denne.

Det anbefales å sette samme krav for fylkesveger med høy ÅDT eller stor samfunnsmessig betydning.

(1) Bruer som gjenbrukes skal være dimensjonert etter forskriftslast OVV 1965 eller tilsvarende eller SVV 1969 og nyere. Dette gjelder både for bruer i veglinja og for bruer som krysser veglinja.

(2) Bruer som gjenbrukes ved utbygging til 4-feltsveg skal være dimensjonert etter forskriftslast OVV 1965 eller tilsvarende eller SVV 1971 og nyere. Dette gjelder både for bruer i veglinja og for bruer som krysser veglinja.

(3) Vegbruer i veglinja skal ha påvist bæreevne for engangstransporter som minst gir samme belastningsnivå som de tyngste transportene som forekommer i dagens vegnett.

Ved bæreevnekontroll for engangstransporter for bruer med forskriftslast SVV 1995 og eldre er trafikkklaster som er gitt i veiledning V412 Bæreevneklassifisering av bruer, laster dekkende for de tyngste transportene som forekommer i dagens vegnett. Grunnlag for fastsettelse av øvrige laster, lastkoeffisienter og lastkombinasjoner for ulike grensetilstander er gitt i samme veiledning og kan også benyttes.

(4) Bruer i veglinja og bruer som krysser veglinja oppgraderes slik at trafiksikkerheten minst blir som for øvrige deler av anlegget og ensartet uavhengig av kjøreretning.

Strekningsvis utbedring som medfører ensidig breddeutvidelse på bruer, skal ha lik standard på alle ytterrekkverk/mellomrekkverk mot vegbanen.

(5) Skader og mangler på bruer i veglinja og bruer som krysser veglinja skal utbedres slik at minst 20-års funksjon sikres med et normalt nivå på drift og vedlikehold. Det skal videre legges til rette for at omfang av tiltak som vil komme i konflikt med trafikkavviklingen, holdes på et minimum.

13.6 Grunnlagsmateriale

13.6.1 Tilstand

(1) Tilstand skal være kartlagt og vurdert.

Ved gjennomføring av tiltak kan skjulte skader være spesielt alvorlig for konstruksjonssikkerheten. Dette gjelder for eksempel ved mekanisk reparasjon av skader i bærende elementer av betong, der armering frilegges og gjenværende tverrsnitt samtidig er svekket.

Tiltak bør ikke bygge inn skader eller skjule pågående skadeutvikling i eksisterende konstruksjon uten at dette er kjent og konsekvenser grundig vurdert.

(2) Ved planlegging av tiltak for å utbedre skader skal skadeårsaker være klarlagt i den grad det er nødvendig for å oppnå et vellykket resultat.

Reparasjoner vil sjelden bli vellykket når skadeårsaker ikke er avdekket. Det er for eksempel viktig å finne primærskader og planlegge korrigerende tiltak for disse samtidig som sekundærskader repareres.

13.6.2 Dokumentasjon

(1) Det skal foreligge dokumentasjon (tegningsgrunnlag, grunnundersøkelser, geoteknisk rapport osv.) som gir tilfredsstillende grunnlag for prosjektering av tiltak. Supplerende bakgrunnsmateriale skal framskaffes ved behov.

Ved prosjektering av tiltak er det viktig å huske på at det kan være avvik i geometri eller utførelse i forhold til det tegningsgrunnlaget viser. Dersom nøyaktig geometri kan være kritisk for utførelsen, bør den måles inn i forkant slik at prosjekteringen kan ta hensyn til dette. Alternativt kan det legges inn krav om oppmåling og rapportering fra utførende slik at arbeidstegninger kan korrigeres eller som grunnlag for entreprenørens utarbeidelse av verkstedtegninger.

13.6.3 Vannføringsberegninger ved tiltak på bruer over vassdrag

(1) For tiltak hvor vanngjennomløp ikke reduseres, er det ikke krav om vannføringsberegninger. Behov for vannføringsberegninger for 200 års-flom skal likevel vurderes.

(2) Dersom tiltak reduserer vanngjennomløp i den grad at det kan få negative konsekvenser, skal det gjøres vannføringsberegninger for 200 års-flom.

(3) Ved utskifting av overbygning med gjenbruk av eksisterende underbygning for bruer over vassdrag, skal det gjøres vannføringsberegninger for 200 års-flom.

(4) Krav til fri høyde over vassdrag i 3.6.2 gjelder i utgangspunktet ikke selv om det er krav om vannføringsberegninger. Dersom kravet ikke tilfredsstilles, skal det påvises at konstruksjonssikkerheten er ivaretatt ved at strømningslaster på overbygningen ikke gir kollaps. Ytterligere tiltak for å tilfredsstille kravet skal vurderes i forhold til konsekvens av flom og kostnader for avbøtende tiltak.

200-års flomnivå skal synliggjøres for å gi grunnlag for å vurdere behov for avbøtende tiltak.

(5) Vannføringsberegninger utføres med metodikk som angitt i 3.6.2.

13.7 Prosjektering av tiltak

13.7.1 Generelt

(1) For alle tiltak som kan påvirke bæreevne eller endre lastbildet skal behov for prosjektering vurderes og eventuelt gjennomføres i tilstrekkelig grad til at konstruksjonssikkerheten opprettholdes. Dette gjelder også for midlertidige faser.

Krav om kontroll og godkjenning gjelder også for tiltak på bruer i driftsfasen, se 2.1

Tilsynelatende små endringer kan påvirke lastbilde vesentlig. Et eksempel på dette er endring av føringsbredde ved utskifting av rekkverk eller mindre breddeutvidelser som kan medføre at bruer går fra å være ett-spors til å bli to-spors for tung trafikk, noe som vil øke trafikklasten betydelig.

Videre er det viktig å vurdere konsekvens av økt egenvekt. Vekt av belegning kan gi et vesentlig bidrag i totalbelastning på «lette» bruer med hovedbæresystem i tre eller stål samt prefabrikkerte betongbruer.

For bruer som er fullt utnyttet bæreevnemessig, kan økt egenvekt fra for eksempel nye kantdragere, opphengte vann/avløpsrør, sprøytebetong etc. være «dråpen» som resulterer i overskridelse og mulig nedskrivning.

For ferjekaier vurderes det om det er tilstrekkelige bæreevnereserver for vekt av fremmedinstallasjoner som monteres på ferjekaia eller nær inntil denne, for eksempel i forbindelse med elektrifisering.

(2) Bæreevneklassifisering skal vurderes og eventuelt revideres som en del av prosjekteringen.

(3) Tiltak som påvirker bæreevne skal prosjekteres på selvstendig grunnlag. Dersom eksisterende systemanalyser/dimensjonering, bæreevneklassifiseringsberegninger og tilsvarende legges til grunn, skal behov for supplering eller revisjon vurderes og eventuelt gjennomføres. Videre skal materialet være en del av dokumentasjonen som sendes inn for kontroll og godkjenning.

(4) Dersom fundamenteringsforhold ikke er kjent, er det tilstrekkelig å legge langtidserfaring med eksisterende konstruksjon til grunn for tiltak som ikke gir en vesentlig endring i belastning på fundamentene.

Langtidserfaring med eksisterende konstruksjon kan for eksempel baseres på systematisk oppfølging med inspeksjoner over tid uten at det er registrert bevegelser i underbygningen. Inspeksjonene bør da være dokumentert.

13.7.2 Midlertidige faser

(1) For å ivareta konstruksjonssikkerheten mens tiltak gjennomføres, skal det utarbeides faseplaner og beskrivelse.

Det er viktig å være klar over at gjennomføring av tiltak på bruer i driftsfasen kan gi svekkelser i bæresystemet eller endre lastbildet i så stor grad at konstruksjonssikkerheten ikke lenger er tilfredsstillende. Eksempler på forhold som bør vurderes er:

- egenvekt av stillaser og skjerming, maskiner og utstyr samt materialer som lagres på brua
- vindlast på stillaser og skjerming
- endring i lastbilde for trafikklast
- systemer for midlertidig lastoverføring ved demontering eller utskifting av delelementer
- fastholding som kan gi tvangskrefter
- inngrep i bærende tverrsnitt som for eksempel omfattende mekanisk reparasjon eller mekanisk reparasjon i tverrsnitt med høy utnyttelse

Faseplaner vil i mange tilfeller være viktige for å opprettholde konstruksjonssikkerhet mens tiltaket utføres. Det er derfor viktig å formidle disse til byggeplass på en tydelig og pedagogisk god måte. Faseplaner bør derfor utarbeides som arbeidstegninger.

(2) Dersom tillatte trafikklast i henhold til bæreevneklassifisering i bruforvaltningssystemet ikke kan opprettholdes forbi brustedet i midlertidige faser, skal denne revideres. Ny, midlertidig bæreevneklassifisering skal registreres i bruforvaltningssystemet.

Bæreevneklassifisering i bruforvaltningssystemet er ferskvare og ajourholdes kontinuerlig for å unngå overbelastning. Bæreevneklassifisering for veggruppe, motorredskaper (Sv 12/65) og spesialtransporter (Veggruppe, Sv 12/100) for enkeltbruer brukes som grunnlag for å gi dispensasjoner selv om veg ikke er klarert for dette i veglister. Det er derfor viktig å avklare konsekvenser med dispensasjonsheten i forkant og å varsle denne før oppstart av arbeider.

(3) Dersom trafikklast som er tillatt i veglistene ikke kan opprettholdes mens tiltak gjennomføres, skal disse endres ved at tillatte trafikklast i veglister revideres eller overstyres med skilting dersom trafikkavvikling ikke gjøres på andre måter.

Veglister revideres to ganger årlig, 1. april og 1. oktober. Normalt er det derfor skiltvedtak og bruk av skilt som er best egnet for å sette ned tillatt trafikklast.

Veglister ligger her: www.vegvesen.no/kjoretøy/yrkestransport/veglister-og-dispensasjoner.

Tillatt trafikklast etter veglistene er også registrert i NVDB og synliggjort strekningsvis i [Vegkart](#).

Reduksjon av tillatt trafikklast utover det som er tillatt i veglistene kan være problematisk dersom omkjøringsruter er lange eller mangler.

(4) Ved planlegging av innsnevring skal det tas hensyn til at det gis dispensasjon uten tidsbegrensning for bredde på kjøretøy.

Dispensasjon uten tidsbegrensning er en generell dispensasjon som innebærer at det ikke søkes om dispensasjon for hver tur. Denne typen transporter kan derfor ikke stoppes av dispensasjonsenheten.

13.8 Detaljutforming

13.8.1 Breddeutvidelser

(1) Ved breddeutvidelser skal forbindelse mellom eksisterende og ny bruplate være mest mulig monolittisk.

13.8.2 Gitterristdekker

(1) Gitterristdekker tillates brukt ved ombygging av bruer.

(2) Det skal gjøres egen vurdering i forhold til krav om universell utforming. Ved behov skal det gjøres avbøtende tiltak.

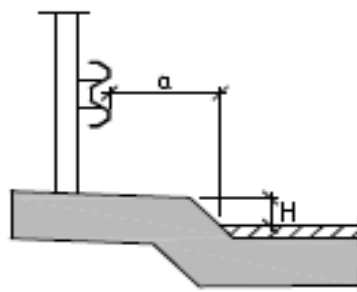
Bruk av tett dekke i deler av tverrsnittet for å legge bedre til rette for gående bør vurderes og eventuelt kombineres med lederlinjer for blinde/svaksynte slik at førerhunder kan passere uten å gå direkte på rister.

(3) Det skal gjøres en konsekvensvurdering før eventuell bruk av gitterrister i brudekker.

Vegbruer med gitterristdekker kan føre til høyt støynivå. Videre krever gitterristdekker spesielt tilsyn for å sikre at rister har god innfesting og ligger plant i hele brudekket og det bør gjøres rutinemessig rengjøring av underliggende konstruksjoner.

13.8.3 Belegning

(1) Når oppkant (H) mellom vegbane og vinger, fortau eller lignende er bestemmende for føringsbredden skal denne minst være 90 mm.



$a \leq 200 \text{ mm}$: H er ikke bestemmende for føringsbredde
 $a > 200 \text{ mm}$: $H \geq 90 \text{ mm}$

Figur 13.2: Krav til oppkant H for at føringskant skal bestemmer føringsbredde.

(2) Skjøt mellom ny og eksisterende fuktisolering tillates når eksisterende fuktisolering er kjent, fungerer tilfredsstillende og er kompatibel og skjøtbar med ny fuktisolering.

(3) Ved bredeutvidelser eller andre ombyggingsarbeider som innebærer at deler av belegning fornyes helt ned til brudekket, skal detalj som viser utførelse av skjøt mellom ny og gammel belegning framgå av arbeidsgrunnlag for belegning, se 1.4.12.

13.8.4 Utskifting av overbygning

(1) Ved full utskifting av overbygning i to eller flere deloperasjoner, tillates bruk av flere enn to lagre i hver oppleggsakse. Det skal imidlertid dimensjoneres og legges til rette for opplagring med kun to lagre i hver akse ved eventuell framtidig utskifting av lagre.

(2) Ved full utskifting av overbygning hvor opplagring på grunnmurspapp eller lignende har fungert tilfredsstillende i minst 30 år, tillates det å benytte samme opplagringssystem på ny overbygning. Det skal da påvises at dimensjonerende horisontalkrefter kan tas opp, og utforming av ny overbygning skal sikre at det ikke lekker vann inn på oppleggsflater. Ved behov skal eksisterende oppleggsflate gis tilfredsstillende vannavrenning ved at det anordnes tverrfall slik at vann forhindres fra å renne inn på denne fra bruflatens yttersider.

(3) Det er ikke krav om overgangsplate ved full utskifting av overbygning hvis eksisterende overbygning ikke har overgangsplate.

Hvis det ikke er deformasjoner i vegkroppen inn mot brua, vil det være lite hensiktsmessig å grave opp for å legge overgangsplater.
