

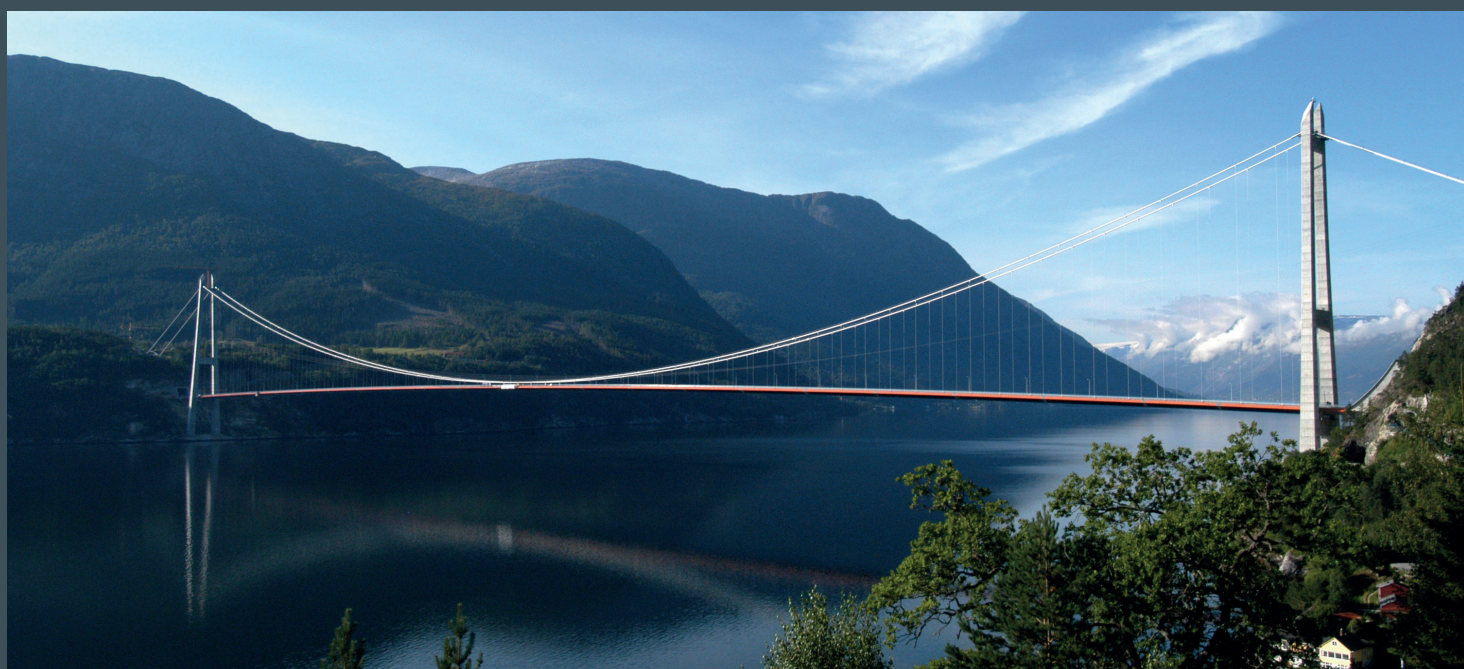


# Bruprosjektering

Prosjektering av bruer, ferjekaier og andre bærende konstruksjoner

NORMAL

Håndbok N400





# Bruprosjektering

## Håndbøker i Statens vegvesen

Dette er en håndbok i Statens vegvesens håndbokserie. Vegdirektoratet har ansvaret for utarbeidelse og ajourføring av håndbøkene.

Denne håndboka finnes kun digitalt (PDF) på Statens vegvesens nettsider, [www.vegvesen.no](http://www.vegvesen.no).

Statens vegvesens håndbøker utgis på to nivåer:

**Nivå 1:** • Oransje eller • grønn fargekode på omslaget – omfatter *normal* (oransje farge) og *retningslinje* (grønn farge) godkjent av overordnet myndighet eller av Vegdirektoratet etter fullmakt.

**Nivå 2:** • Blå fargekode på omslaget – omfatter *veiledning* godkjent av den avdeling som har fått fullmakt til dette i Vegdirektoratet.

## Bruprosjektering

N400 i Statens vegvesens håndbokserie

Forsidefoto: Geir Brekke og Knut Opeide

ISBN: 978-82-7207-680-0

# Forord

## Generelt

Denne vegnormalen er utarbeidet med hjemmel i Samferdselsdepartementets forskrifter etter vegloven § 13. Forskriftene gir rammer for vegens utforming og standard, og gjelder alle offentlige vegger.

## Virkeområde

*Håndbok N400 Bruprosjektering* gjelder for prosjektering av:

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

Håndboka 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 håndboka 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.

## Ikrafttredelse

*Håndbok N400 Bruprosjektering* gjelder fra 04/2015 og erstatter:

- *håndbok N400 Bruprosjektering* [2009]
- *håndbok V499 Bruprosjektering – Eurokodeutgave* [2011]
- notat 2010/115840-003 - *Bestemmelser for overgang til Eurokoder ved prosjektering av bruer, ferjekaier og andre konstruksjoner i tilknytning til veganlegg - Endring av sluttdato til 31. juni 2011*
- notat 2013/058550-001 - *Status for prosjektering og bygging av betongruer i Staten vegvesen*

Håndboka er samordnet med *forskrift for trafikkklaster*, *håndbok R410 Kabler til henge-, skråstag- og buebruer*, *håndbok R412 Bruklassifisering* og *håndbok R762 Prosesskode 2*.

# Innhold

<b>Forord</b>	<b>3</b>
<b>Generelt</b>	<b>3</b>
<b>Virkeområde</b>	<b>3</b>
<b>Ikrafttredelse</b>	<b>3</b>
<b>Innhold</b>	<b>4</b>
<b>Innledning</b>	<b>19</b>
Generelt	19
Fraviksbehandling	19
Kontroll og godkjenning	19
Vesentlige endringer i forhold til tidligere versjoner	19
<b>Gyldighet/Fravik</b>	<b>20</b>
<b>Definisjoner</b>	<b>21</b>
<b>1 Grunnlag for prosjektering</b>	<b>25</b>
1.1 Prosjekteringsforutsetninger	25
1.1.1 Generelt	25
1.1.2 Prosjekteringsprinsipper	25
1.1.3 Konstruksjonskrav	25
1.1.3.1 Grunnleggende krav	25
1.1.3.2 Grunnforhold og fundamentering	26
1.1.3.3 Bruer over offentlig veg eller jernbane	26
1.1.3.4 Konstruksjonstype	26
1.1.4 Enheter og betegnelser	26
1.1.5 Toleranser	26
1.1.6 Brukstid	27
1.1.6.1 Generelt	27
1.1.6.2 Redusert dimensjonerende brukstid	27
1.1.6.3 Midlertidige konstruksjoner	27
1.2 Grunnlagsmateriale	27
1.2.1 Generelt	27
1.2.2 Grunnlagsmateriale for alle bruer	27
1.2.3 Tilleggsmateriale for bruer over vassdrag	28
1.2.4 Tilleggsmateriale for bruer over fjorder, sund og seilbart område i elver	28
1.2.5 Tilleggsmateriale for bruer over jernbane	28
1.2.6 Tilleggsmateriale for bruer over veg	28
1.2.7 Tilleggsmateriale for eksisterende bruer	28
1.3 Dokumentasjon	29
1.3.1 Generelt	29
1.3.2 Prosjekteringsgrunnlag	29
1.3.3 Konstruksjonsberegninger	29
1.3.4 Beskrivelse og mengdefortegnelse	30
1.3.5 Tegninger og materiallister	30
1.3.5.1 Generelt	30
1.3.5.2 Oversiktstegninger	30
1.3.5.3 Utbyggings- og montasjetegninger	30
1.3.5.4 Fundamenteringstegninger	30

1.3.5.5	Betongtegninger	31
1.3.5.6	Ståltegninger	31
1.3.5.7	Tretegninger	32
1.3.5.8	Aluminiumtegninger	32
1.3.5.9	Tegninger av konstruksjoner i stein	32
1.3.5.10	Belegningstegninger	32
1.3.5.11	Utstyrstegninger	32
1.3.5.12	Tegninger av forsterket/ombygd bru	33
1.3.6	Tegninger av ferdig konstruksjon	33
1.3.7	Beregninger og øvrig prosjekteringsmateriale	33
1.3.8	Forvaltningsdokumentasjon	33
1.4	Kvalitetssikring	34
<b>2</b>	<b>Kontroll og godkjenning</b>	<b>35</b>
2.1	Generelt	35
2.1.1	Omfang	35
2.1.2	Oversendelse av prosjekteringsmateriale	35
2.2	Kollegakontroll	35
2.3	Vegdirektoratets kontrollordning	35
2.3.1	Teknisk kontroll av brukonsept	35
2.3.2	Prosjekteringskontroll	36
2.4	Vegdirektoratets kontrollgrader	36
2.4.1	Generelt	36
2.4.2	Kontrollgrad I - Enkel kontroll	36
2.4.3	Kontrollgrad II - Begrenset kontroll	36
2.4.4	Kontrollgrad III - Normal kontroll	36
2.4.5	Kontrollgrad IV - Omfattende kontroll	37
2.5	Informasjonsplikt	37
2.6	Vegdirektoratets godkjenningsordning	37
2.7	Teknisk godkjenning	37
2.7.1	Generelt	37
2.7.2	Teknisk delgodkjenning	37
2.7.3	Teknisk godkjenning ved totalentrepriser, OPS, osv.	38
2.7.4	Krav til dokumentasjon ved teknisk delgodkjenning	38
2.7.5	Krav til dokumentasjon ved samlet teknisk godkjenning	38
2.7.6	Godkjenning av arbeidstegninger	38
<b>3</b>	<b>Generelle konstruksjonskrav</b>	<b>39</b>
3.1	Generelt	39
3.2	Fuger, lagre og ledd	39
3.3	Forbindelse mellom over- og underbygning	39
3.3.1	Lagre og ledd	39
3.3.2	Antall lagre per akse	39
3.3.3	Pelefundamentering og bruk av lagre	40
3.4	Fugefrie bruer	40
3.4.1	Generelt	40
3.4.2	Krav om fugefri utførelse	40
3.4.3	Dimensjonering	41
3.4.4	Forskyvning av bruende	41

3.4.5	Forutsetninger for geometri og bruk av lette masser	42
3.4.6	Forskyvningskontroll	42
3.4.6.1	Generelt	42
3.4.6.2	Forskyvninger på grunn av temperatur	42
3.4.6.3	Forskyvninger på grunn av trafikklast	42
3.4.6.4	Forskyvninger på grunn av vind	42
3.4.6.5	Kombinasjon av forskyvninger	43
3.4.6.6	Anbefalte grenser for forskyvning i bruende	43
3.5	Bruer med fugekonstruksjon	43
3.5.1	Generelt	43
3.5.2	Bruer med spesielle krav til plassering av fuger, lagre og ledd	44
3.5.3	Bruer med lavbrekk	44
3.6	Funksjonskrav for bruer	44
3.6.1	Deformasjoner	44
3.6.2	Lokale deformasjoner i fugekonstruksjon	44
3.6.3	Svingninger	44
<b>4</b>	<b>Krav til utforming og hensyn til tilkomst</b>	<b>45</b>
4.1	Krav til bredder	45
4.1.1	Fri bredder	45
4.1.2	Fri bredde over rekkverk	45
4.1.3	Sikkerhetsrom	46
4.1.4	Fri bredde for jernbanetrafikk	46
4.2	Krav til høyder over og under bruer	46
4.2.1	Fri høyde for bruer og andre bærende konstruksjoner over veg	46
4.2.2	Fri høyde for gang- og sykkeltrafikk under bruer og i underganger	46
4.2.3	Fri høyde i sideterreng for trafikkert veg under bruer	46
4.2.4	Fri høyde over vassdrag	47
4.2.5	Fri høyde for jordbrukstrafikk	47
4.2.6	Fri høyde for jernbanetrafikk	47
4.2.7	Vertikal klaring over fjorder og sund	47
4.2.7.1	Minste vertikale klaring over sjø	47
4.2.7.2	Vertikal klaring over farled og farbart sjøområde	47
4.2.8	Fri høyde over terreng	48
4.3	Krav til linjeføring	48
4.4	Utforming av detaljer	48
4.4.1	Generelt	48
4.4.2	Rekkverk	48
4.4.3	Kantdrager	48
4.4.4	Landkarvinger	49
4.4.5	Overgangsplater	50
4.4.5.1	Generelt	50
4.4.5.2	Fugefrie bruer	50
4.4.5.3	Overfylling	51
4.4.5.4	Bredder og fall	51
4.5	Geometriskrav til hulrom	52
4.5.1	Generelt	52
4.5.2	Hulrom i kassebruer med inspeksjonskrav	52
4.5.2.1	Kassetvernsnitt med konstant høyde	52



4.5.2.2	Kassetvernsnitt med variabel høyde	53
4.5.2.3	Spesiell høyderegulering for stålkasser	53
4.5.3	Hulrom i søyler, tårn og rigler	54
4.5.4	Hulrom i buebruer	54
4.6	Dører, luker og mannhull	54
4.6.1	Plassering av dører, luker og mannhull	54
4.6.2	Dører og mannhull i vertikale flater	54
4.6.3	Luker og mannhull i horisontale flater	55
4.7	Tilkomst	56
4.7.1	Generelt	56
4.7.2	Tilkomst til lagre	56
4.7.3	Tilkomst til fuger	58
4.7.4	Tilkomst rundt søyler og mellom søyler og vegg	58
<b>5</b>	<b>Laster</b>	<b>59</b>
5.1	Klassifisering av påvirkninger	59
5.2	Permanente påvirkninger	59
5.2.1	Generelt	59
5.2.2	Egenlaster	59
5.2.2.1	Generelt	59
5.2.2.2	Belegning	59
5.2.3	Vanndrykk	60
5.2.4	Jordtrykk	60
5.3	Variable påvirkninger	61
5.3.1	Generelt	61
5.3.2	Midlertidige laster	61
5.4	Naturlaster	61
5.4.1	Generelt	61
5.4.2	Snølast	61
5.4.3	Vindlast	62
5.4.3.1	Vindklasser	62
5.4.3.2	Vindfeltets karakteristiske egenskaper	62
5.4.3.3	Grensetilstander og lastkombinasjoner	64
5.4.3.4	Brukonstruksjoner i vindlastklasse I	64
5.4.3.5	Brukonstruksjoner i vindlastklasse II	64
5.4.3.6	Brukonstruksjoner i vindlastklasse III	66
5.4.3.7	Hvirvelavløsningssvingninger	66
5.4.3.8	Kontroll av instabilitetsfenomenene	67
5.4.4	Laster fra bølger og strøm	69
5.4.4.1	Generelt	69
5.4.4.2	Bølgehøyder og strømningskomponenter	69
5.4.4.3	Laster	69
5.4.4.4	Bølgelast på små konstruksjoner	69
5.4.4.5	Bølgelast på storvolum-konstruksjoner	70
5.4.4.6	Hvirvelavløsning	70
5.4.5	Laster fra variabelt vanndrykk	70
5.4.6	Laster fra skred	70
5.4.7	Islast	71
5.4.7.1	Generelt	71

5.4.7.2	Istykkelse	71
5.4.7.3	Last fra drivende is	71
5.4.7.4	Avstand mellom konstruksjonsdeler	71
5.4.7.5	Skrå konstruksjoner	72
5.4.7.6	Horisontal last fra termisk ekspansjon og vannstandsvariasjon	72
5.4.7.7	Vertikale islaster ved vannstandsvariasjoner	72
5.4.8	Termiske påvirkninger	73
5.4.8.1	Generelt	73
5.4.8.2	Vertikalt varierende temperaturandel	73
5.4.8.3	Forskjell i temperaturandel mellom ulike konstruksjonsdeler	73
5.4.8.4	Temperaturdifferanser	73
5.4.9	Seismiske påvirkninger	73
5.4.9.1	Generelt	73
5.4.9.2	Valg av seismisk klasse	74
5.4.9.3	Krav til analyser	74
5.5	Deformasjonslaster	74
5.5.1	Generelt	74
5.5.2	Forspenning, svinn, kryp og relaksasjon	74
5.5.3	Setninger	74
5.5.4	Friksjonskrefter/deformasjonskrefter fra lager	74
5.5.5	Jordtrykk mot endeskjørt på fugefrie bruer	75
5.6	Ulykkeslaster	75
5.6.1	Generelt	75
5.6.2	Ulykkeslast forårsaket av kjøretøyer	75
5.6.3	Ulykkeslast forårsaket av skipstrafikk	76
5.6.3.1	Generelt	76
5.6.3.2	Bestemmelse av ulykkeslast fra skipstrafikk ved bruk av risikoanalyse	76
5.6.3.3	Forenklede regler for bestemmelse av ulykkeslast fra skipstrafikk	76
5.6.4	Ulykkeslast forårsaket av jernbanetrafikk	76
5.6.5	Brann med mulig påfølgende eksplosjon	76
5.6.6	Ulykkeslaster fra skred og flom	77
5.6.6.1	Ulykkeslast forårsaket av skred	77
5.6.6.2	Ulykkeslast forårsaket av flom	77
5.7	Samtidighet av laster	77
5.7.1	Generelt	77
5.7.2	Samtidighet av vind-, strøm-, bølge- og tidevannslast	77
<b>6</b>	<b>Konstruksjonsanalyser</b>	<b>79</b>
6.1	Generelt	79
6.2	Dimensjoneringsprinsipper	79
6.3	Dimensjonerende lastvirkning	79
6.3.1	Generelt	79
6.3.2	Dynamiske analyser	79
6.3.3	Kombinasjon av ekstremverdier for dynamiske lastvirkninger	79
6.3.4	Modellforsøk	79
6.3.5	Geoteknisk prosjektering - bruddgrensetilstand	80
6.3.6	Ulykkesituasjon og seismisk situasjon	80
6.4	Krav til ikke-lineære analysemetoder	81
6.4.1	Forutsetninger	81

6.4.2	Typen av ikke-lineære konstruksjonsanalyser	81
6.4.2.1	Generelt	81
6.4.2.2	Lastvirkningsanalyse	81
6.4.2.3	Global stabilitet	82
6.4.3	Dokumentasjon	82
<b>7</b>	<b>Betongkonstruksjoner</b>	<b>83</b>
7.1	Generelt	83
7.2	Grunnlag for prosjektering	83
7.2.1	Grunnlag	83
7.2.2	Materialfaktor for konstruksjoner i vann	83
7.2.3	Grunnleggende variabler	83
7.3	Materialer	84
7.3.1	Valg av betongspesifikasjon	84
7.3.2	Tyngdetetthet av armert betong	84
7.3.3	E-modul for betong	84
7.3.4	Lettbetong	85
7.3.5	Lavvarmebetong	85
7.3.6	Ordinær slakkarmering	85
7.3.7	Rustfri slakkarmering	85
7.4	Bestandighet og overdekning for armering	85
7.4.1	Begrepsavklaringer og presiseringer	85
7.4.2	Minste overdekning, $c_{min}$	85
7.4.3	Tillatte avvik, $\Delta C_{dev}$	87
7.4.4	Prosjektert overdekning, $C_{nom}$	87
7.4.5	Spesielle overdekningskrav	87
7.4.6	Monteringsstenger	87
7.4.7	Angivelse av overdekning på armeringstegninger	87
7.5	Konstruksjonsanalyse	88
7.5.1	Tilleggsmomenter i slanke konstruksjonsdeler – 2. ordens teori	88
7.6	Bruddgrensetilstander	88
7.6.1	Bøyning med aksialkraft	88
7.6.2	Kontroll av kapasitet for skjærkraft	88
7.6.3	D-områder	88
7.6.4	Utmatting	89
7.7	Bruksgrensetilstander	89
7.7.1	Rissvidder	89
7.7.2	Trykkavlastning	89
7.8	Armeringsregler	89
7.8.1	Generelt	89
7.8.2	Tiltak for god utstøping	90
7.8.3	Armering med mekanisk endeforankring	90
7.8.4	Muffeskjøter for slakkarmering	90
7.8.5	Armeringsregler for fundamenter og landkar	90
7.8.6	Armeringsregler for søyler og vegger	91
7.8.7	Armeringsregler for overbygning	91
7.8.8	Armeringsregler for utsparinger	91
7.9	Konstruksjonsregler	91
7.9.1	Avrenning	91

7.9.2	Vertikale støpeskjøter	91
7.9.3	Undervannsstøp	92
7.9.4	Fundamenter	92
7.9.5	Landkar og støttemurer	92
7.9.6	Overgangsplater	92
7.9.7	Overbygning	93
7.9.8	Spennarmerte konstruksjoner	93
7.9.9	Ekstern og uninjisert spennarmering	93
7.9.10	Utsparinger	93
7.9.11	Vektreduserende utsparinger	93
7.9.12	Betongledd	94
7.9.13	Innstøpningsgods	94
7.9.14	Katodisk beskyttelse	95
7.9.15	Utsparinger for gjerdestolper	95
<b>8</b>	<b>Stålkonstruksjoner</b>	<b>97</b>
8.1	Generelt	97
8.2	Grunnlag for prosjektering	97
8.3	Materialer	97
8.3.1	Konstruksjonsstål	97
8.3.2	Samvirke betong og stål	97
8.4	Bestandighet	97
8.4.1	Korrosjonsbeskyttelse av konstruksjoner i luft	97
8.4.2	Korrosjonsbeskyttelse av konstruksjoner i vann	98
8.5	Konstruksjonsanalyse	98
8.5.1	Generelt	98
8.5.2	Lastvirkning bestemt på grunnlag av plastisk teori	98
8.5.3	Lastvirkning på dybler	98
8.5.4	Beregning av dynamisk respons	98
8.6	Bruddgrensetilstander	99
8.7	Bruksgrensetilstander	99
8.8	Skrue- og sveiseforbindelser	99
8.9	Utmatting	99
8.10	Fabrikasjons- og konstruksjonsregler	99
8.10.1	Hulrom	99
8.10.1.1	Hulrom tilgjengelige for inspeksjon	99
8.10.1.2	Hulrom i mindre kassetvernsnitt	100
8.10.1.3	Hulrom i profiler og lignende	100
8.10.2	Overbygning	100
8.10.2.1	Platetykkelser	100
8.10.2.2	Ortotrop plate	100
8.10.2.3	Plater med strekkspenninger vinkelrett på plateplanet	100
8.10.2.4	Avfasing av plater	101
8.10.2.5	Trykkoverføring ved direkte anlegg	101
8.10.2.6	Skjærforbindelser i samvirkekonstruksjoner	101
8.10.3	Rekkverk	101
8.10.4	Sveiseforbindelser	101

<b>9</b>	<b>Trekonstruksjoner</b>	<b>103</b>
9.1	Generelt	103
9.2	Grunnlag for prosjektering	103
9.2.1	Grunnlag	103
9.2.2	Klimaklasser	103
9.2.3	Egenvekt av trevirke	103
9.2.4	Temperaturpåvirkning, svelling og krymping	104
9.3	Materialer	104
9.3.1	Konstruksjonstre og limtre	104
9.3.2	Forbindelsesmidler	104
9.3.3	Innslissede stålplater	104
9.3.4	Spennsystem	105
9.4	Bestandighet	105
9.4.1	Generelt	105
9.4.2	Kjemisk beskyttelse	105
9.4.2.1	Metoder for kjemisk beskyttelse	105
9.4.2.2	Kreosotimpregnering	105
9.4.3	Konstruktiv beskyttelse	105
9.4.3.1	Generelt	105
9.4.3.2	Konstruktiv beskyttelse av trevirke uten kreosot	106
9.4.3.3	Konstruktiv beskyttelse for trevirke som er kreosotbehandlet	106
9.4.3.4	Utforming av konstruktiv beskyttelse	106
9.4.3.5	Konstruktiv beskyttelse mot trafikksprut	106
9.4.4	Beskyttelse av spennsystemer	106
9.5	Konstruksjonsanalyse	107
9.5.1	Generelt	107
9.5.2	Laminerte brudekker	107
9.5.2.1	Generelt	107
9.5.2.2	Spennkraft i tverrspente dekker	107
9.5.2.3	Systemstivheter	107
9.5.2.4	Redusert stivhet ved oppsprekking mellom lameller	108
9.6	Bruddgrensetilstander	108
9.6.1	Tverrspente dekker	108
9.6.1.1	Generelt	108
9.6.1.2	Forankringsplate	109
9.6.1.3	Glidning mellom lameller	109
9.6.1.4	Oppsprekking mellom lameller	110
9.6.2	Effekt av buttskjøter ved dimensjonering	110
9.6.3	Konsentrerte laster	110
9.6.4	Utmatting	110
9.7	Bruksgrensetilstander	110
9.7.1	Tøyningsbegrensning	110
9.7.2	Oppsprekking mellom lameller	110
9.8	Fabrikasjons- og konstruksjonsregler	111
9.8.1	Laminerte brudekker	111
9.8.2	Tverrspente brudekker	111
9.8.2.1	Utforming	111
9.8.2.2	Oppspenning	111
9.8.2.3	Innfestinger	111

9.8.2.4	Rekkverk	111
9.8.2.5	Sluk og drenasje	112
9.8.3	Opplegg av brudekke	112
9.8.4	Knutepunkter med innslissede stålplater	112
9.8.5	Lynvern	112
<b>10</b>	<b>Andre konstruksjonsmaterialer</b>	<b>113</b>
10.1	Aluminiumkonstruksjoner	113
10.2	Stein- og blokkmurkonstruksjoner	113
10.3	Konstruksjoner i kunststoff	113
<b>11</b>	<b>Fundamentering</b>	<b>115</b>
11.1	Generelt	115
11.1.1	Innledning	115
11.1.2	Frostsikring	115
11.1.3	Erosjon og erosjonssikring	115
11.1.4	Drenering og tilbakefylling	115
11.1.5	Dimensjonerende lastvirkning	115
11.1.6	Bæreevne	116
11.1.7	Setninger	116
11.1.8	Supplerende analyser av grunnens bæreevne- og deformasjonsegenskaper	116
11.2	Direkte fundamentering	117
11.2.1	Generelt	117
11.2.2	Kontroll av eksentrisitet	117
11.2.3	Dimensjonerende grunntrykk og effektiv fundamentflate	117
11.2.4	Dimensjonerende bæreevne	118
11.2.5	Kontroll mot glidning på berg	118
11.3	Peler og pelefundamenter	118
11.3.1	Generelt	118
11.3.2	Valg av peletype	119
11.3.3	Dimensjoneringsprinsipper	119
11.3.3.1	Generelt	119
11.3.3.2	Reduksjonsfaktor	119
11.3.3.3	Sidestøtte fra jord	120
11.3.3.4	Korrosjon på stålpeler av profilstål	120
11.3.4	Strekkpeler	120
11.3.4.1	Generelt	120
11.3.4.2	Strekkpeler i løsmasser	120
11.3.4.3	Strekkpeler i berg:	121
11.3.5	Stålrørspeler	121
11.3.5.1	Kapasitetsbidrag fra stålrør	121
11.3.5.2	Stivhet	121
11.3.5.3	Armering	121
11.4	Frittstående pelegrupper i vann med utstøpte stålrørspeler	122
11.4.1	Generelt	122
11.4.2	Dimensjoneringsprinsipper	122
11.4.2.1	Beregningsmodell	122
11.4.2.2	Lastvirkninger	122
11.4.2.3	Utsiktet eksentrisitet	122

11.4.2.4	Sidestøtte fra jord	123
11.4.2.5	Kontroll med bortfall av enkeltpel	123
11.4.2.6	Reduksjonsfaktor for frittstående pelegrupper i vann	123
11.4.2.7	Pelens kapasitet	124
11.4.2.8	Dimensjonering av pelespiss	124
11.4.2.9	Ulykkessituasjon	124
11.4.3	Konstruktiv utforming	124
11.4.3.1	Slankhet	124
11.4.3.2	Styrke i rørskjøter	124
11.4.3.3	Avstivning av peler i byggefase	124
11.4.3.4	Opptak av horisontalkrefter	124
11.4.3.5	Betong og armering	124
11.5	Spunt, slissevegger og andre støttevegger	125
11.5.1	Generelt	125
11.5.2	Korrosjon av stålpunt	125
11.6	Forankringer	125
11.6.1	Generelt	125
11.6.2	Forspenning forankringer	125
11.6.2.1	Forankringslengde i berg	125
11.6.2.2	Kapasitetskontroll av forankrede fundamenter	126
11.6.2.3	Oppspenningsprosedyre	127
11.6.2.4	Korrosjonsbeskyttelse	127
11.6.3	Motvektskasseforankringer	127
11.6.4	Bergbolter	127
11.6.4.1	Kapasitetskontroll	127
11.6.4.2	Forankringslengde i berg	127
11.6.4.3	Korrosjonsbeskyttelse	128
11.6.5	Forankringer i løsmasser	128
<b>12</b>	<b>Brubelegning og utstyr</b>	<b>129</b>
12.1	Generelt	129
12.1.1	Produkter	129
12.1.2	Korrosjonsbeskyttelse av stål	129
12.2	Belegning	129
12.2.1	Belegningsklasser	129
12.2.2	Konstruksjoner i løsmasse	130
12.2.2.1	Generelt	130
12.2.2.2	Konstruksjoner over grunnvannstanden med drenerte forhold	130
12.2.2.3	Konstruksjonsdeler helt eller delvis under grunnvannstanden	130
12.2.3	Tilslutninger og avslutninger	131
12.2.3.1	Generelt	131
12.2.3.2	Avslutning uten kantdrager eller føringskant	131
12.2.3.3	Tilslutning mot betongkanter	131
12.2.3.4	Avslutning i bruende og tilslutning mot fuge	131
12.2.3.5	Tilslutning mot rekkverksstolper	131
12.2.3.6	Tilslutning mot vannavløp	131
12.2.4	Oppbygging av fortau	131
12.2.5	Fugeterskel	132
12.3	Rekkverk	132

12.4	Lagre og ledd	132
12.4.1	Generelt	132
12.4.2	Lagre i betongkonstruksjoner	132
12.4.3	Lagerhelning	133
12.4.4	Dimensjonering og forhåndsinnstilling	133
12.4.5	Inspeksjon, vedlikehold og utskifting	133
12.5	Fugekonstruksjoner	133
12.5.1	Generelt	133
12.5.2	Fugeseng og armering	134
12.5.3	Helning	134
12.5.4	Dimensjonering og forhåndsinnstilling	134
12.5.5	Fuger i kantdrager, føringskant og betongrekkverk	134
12.5.6	Åpne og tette fugekonstruksjoner	135
12.5.7	Inspeksjon og vedlikehold	135
12.6	Overvann	135
12.6.1	Generelt	135
12.6.2	Steinsatt renne i bruende	135
12.6.3	Sluk	135
12.6.4	System for håndtering av vann	136
12.7	Elektriske anlegg, kabler og væskeførende ledninger	136
12.7.1	Generelt	136
12.7.2	Jording	136
12.7.3	Innvendig belysning og arbeidsstrøm	137
12.7.4	Vegbelysning	137
12.7.5	Sikkerhetsinstallasjoner for luftfart og sjøtrafikk	137
12.7.6	Kabler og ledninger som eies av andre enn Statens vegvesen	137
12.7.6.1	Generelt	137
12.7.6.2	Utredning	138
12.7.6.3	Trekkerør	138
12.7.6.4	Plassering av rør, kabler og kabelstiger	138
12.7.6.5	Tele- og signalkabler	140
12.7.6.6	Høyspenningskabler	140
12.7.6.7	Væskeførende ledninger	140
12.8	Øvrig utstyr	140
12.8.1	Luker og dører	140
12.8.2	Trapper og gangbaner	141
12.8.3	Inspeksjonsanordninger	141
12.8.3.1	Inspeksjonsvogn	141
12.8.3.2	Bærekabler	142
12.8.3.3	Hengestenger	142
12.8.4	Nivelleringsbolter	142
12.8.5	Lysmaster og skiltmaster	142
<b>13</b>	<b>Konstruksjonsspesifikke krav</b>	<b>143</b>
13.1	Fritt frambyggbruer	143
13.1.1	Generelt	143
13.1.2	Laster	143
13.1.3	Dimensjonerende lastkombinasjoner for stabilitetskontroll	143



13.1.4	Dimensjonerende lastkombinasjoner i bruksgrensetilstand	143
13.1.5	Overhøyder	144
13.1.6	Kontroll av grensebetingelser	144
13.1.7	Kontroll av strekkspenninger	144
13.1.8	Kapasitetskontroller	144
13.1.9	Forutsetninger vedrørende utførelse av FFB-etapper	144
13.1.10	Støpeskjøter	144
13.1.11	Kabelkanal	144
13.1.12	Sammenkobling	144
13.2	Hengebruer og skråstagbruer	145
13.2.1	Generelt	145
13.2.2	Beregningsmodeller	145
13.2.3	Virkning av lengdeavvik i hengestenger	145
13.2.4	Utskifting av skråstag eller hengestang	145
13.2.5	Brudd i skråstag/hengestang	146
13.2.6	Forankring av bærekabler i grunnen	146
13.3	Kabler og kabelsystemer	147
13.3.1	Generelt	147
13.3.2	Materialer og utførelse	147
13.3.2.1	Kabler i hengebruer	147
13.3.2.2	Kabler i skråstagbruer	147
13.3.2.3	Kabelhoder	147
13.3.3	Dimensjonering	148
13.3.4	Konstruksjonskrav	148
13.3.4.1	Generelt	148
13.3.4.2	Sadler og hengestangsfester for lukkede, spiralslåtte kabler	148
13.3.4.3	Sadler og hengestangsfester for paralleltrådkabler	149
13.3.5	Bestandighet	149
13.3.5.1	Generelt	149
13.3.5.2	Overflatebehandling av sadler og hengestangsfester	149
13.3.5.3	Korrosjonsbeskyttelse av paralleltrådkabler for hengebru	150
13.4	Bevegelige bruer	150
13.4.1	Generelt	150
13.4.2	Klaffebruer	150
13.4.3	Svingbruer	151
13.5	Steinhvelvbruer	151
13.5.1	Generelt	151
13.5.2	Statiske beregninger	151
13.5.3	Dimensjoneringskriterier	151
13.6	Skredoverbygg, tunnelportaler og løsmassetunneler	152
13.6.1	Skredoverbygg	152
13.6.1.1	Generelt	152
13.6.1.2	Utforming	152
13.6.1.3	Laster	152
13.6.1.4	Dimensjonering	152
13.6.2	Tunnelportaler og løsmassetunneler	153
13.7	Støttekonstruksjoner	153
13.8	Kulverter og rør	153
13.9	Ferjekaier	154

13.9.1	Generelt	154
13.9.2	Spesielle forutsetninger for ferjer som skal trafikkere et samband	154
13.9.2.1	Generelt	154
13.9.2.2	Recess	154
13.9.2.3	Låsehake på fallport	154
13.9.2.4	Lengde på fallport	154
13.9.2.5	Bulb	155
13.9.2.6	Fenderlist	155
13.9.2.7	Vertikalavstand fra bildekk til vannlinje	155
13.9.2.8	Ferjas baug	156
13.9.2.9	Løftebaug	156
13.9.2.10	Rulling	156
13.9.2.11	Ferjas effektive lengde	156
13.9.3	Laster på ferjekai	156
13.9.3.1	Generelt	156
13.9.3.2	Last fra ferje på ferjekaibru	156
13.9.3.3	Last fra ferje på tilleggs kai	158
13.9.3.4	Lastkombinasjonsfaktorer for støt- og fortøyningslaster fra ferje	159
13.9.4	Ulykkeslast	159
13.9.4.1	Brudd i én heisesylinder	159
13.9.4.2	Unormalt stor støtlast på kaitupp	159
13.9.5	Ferjekaibru	159
13.9.5.1	Funksjonskrav til ferjekaibru	159
13.9.5.2	Lengde på ferjekaibru	160
13.9.5.3	Bredde på ferjekaibru	160
13.9.5.4	Retningsavvik ved opplegg	160
13.9.5.5	Fenderelement bak ferjekaibru	160
13.9.6	Tilleggs kai og brubås	160
13.9.6.1	Funksjonskrav til tilleggs kai og brubås	160
13.9.6.2	Hoveddimensjoner	160
13.9.6.3	Fundamentering	160
13.9.6.4	Erosjonssikring og vanndybde	160
13.9.6.5	Pullere	161
13.9.6.6	Bergankere	161
13.9.6.7	Landkar	161
13.9.6.8	Hydraulisk anlegg	161
13.9.6.9	Elektroutstyr	161
13.9.6.10	Annet utstyr	161
13.10	Segmentbruer i betong	162
13.10.1	Generelt	162
13.10.2	Dimensjonering	162
13.11	Buebruer	162
13.12	Flytebruer og rørbruer	163
13.12.1	Funksjonskrav	163
13.12.1.1	Linjeføring	163
13.12.1.2	Seilløp	163
13.12.1.3	Vanntetthet	163
13.12.1.4	Fribord	163

13.12.2 Egenlaster	163
13.12.2.1 Generelt	163
13.12.2.2 Permanent oppdrift	164
13.12.2.3 Marin begroing	164
13.12.2.4 Permanent egenlast for rørbru	164
13.12.2.5 Variabel egenlast for rørbru	165
13.12.3 Naturlaster	166
13.12.3.1 Generelt	166
13.12.3.2 Hydrodynamiske laster	166
13.12.3.3 Strømlast	166
13.12.3.4 Lastvirkningsanalyse	167
13.12.3.5 Ulykkeslaster	167
13.12.4 Dimensjonering	167
13.12.4.1 Generelt	167
13.12.4.2 Kontroll av global stabilitet i bruddgrensetilstand	167
13.12.4.3 Kontroll i ordinær bruddgrensetilstand	168
13.12.4.4 Kontroll i bruksgrensetilstand	168
13.12.4.5 Kontroll av ulykkessituasjoner	168
13.12.5 Brukshåndbok	169
13.12.6 Oppdriftslegemer	169
13.12.7 Forankringssystem	169
13.12.8 Utstyr	169
13.12.8.1 Fugekonstruksjoner	169
13.12.8.2 Annet utstyr	169
<b>14 Bruer i driftsfasen</b>	<b>171</b>
14.1 Bruklassifisering	171
14.1.1 Generelt	171
14.1.2 Bruksklasse og veggruppe	171
14.2 Forsterking/ombygging	171
14.2.1 Dimensjonerende brukstid	171
14.2.2 Dokumentasjon	171
14.2.3 Inspeksjon og tilstandsvurdering	172
14.2.4 Analyse av livssyklus kostnader	172
14.2.5 Engangstransporter	172
14.2.6 Midlertidig og permanent forsterkning/ombygging	172
14.2.7 Vannføringsberegninger	173
14.2.8 Breddeutvidelse	173
14.2.9 Utskifting av overbygning	173
14.2.10 Opplagring	173
14.2.11 Forsterkning av stålbjelkebruer	173
14.3 Eksisterende bruer som inngår i nye veganlegg	173
14.4 Vedlikeholds- og reparasjonstiltak	174
14.5 Belegningsarbeider	174
14.5.1 Kapasitetskontroll	174
14.5.2 Belegningsarbeider på eksisterende bruer i driftsfasen	174



# Innledning

## Generelt

*Håndbok N400 Bruprosjektering* skal benyttes ved prosjektering av bruer, ferjekaier og andre bærende konstruksjoner innenfor virkeområdet som angitt i forordet. Håndboka inneholder krav til:

- pålitelighet og bæreevne
- bestandighet
- trafiksikkerhet, framkommelighet og effektivt vedlikehold

Håndboka supplerer Eurokodene 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.

Krav til vegens linjeføring og geometri er ivaretatt av *håndbok N100 Veg- og gateutforming*. For brurekkverk vises det til *håndbok N101 Rekkverk og vegens sideområder*. Krav til tunneler er gitt i *håndbok N500 Vegtunneler*, men for tunnelkonstruksjoner som prosjekteres, bygges og forvaltes som bru (løsmassetunneler, tunnelportaler osv.) gjelder kravene i denne normalen.

Anbefalinger er gitt i håndboka i den grad dette er hensiktsmessig. For å skille anbefalinger fra krav, er disse skrevet i *kursiv* med innrykk.

## Fraviksbehandling

Nye bestemmelser ved fravik for fylkesvegbruer er hjemlet i *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) §4*.

Statens vegvesen er fraviksmyndighet for bruer på riks- og fylkesveger. For kommunale bruer er kommunen fraviksmyndighet.

## Kontroll og godkjenning

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

## Vesentlige endringer i forhold til tidligere versjoner

Av vesentlige endringer i forhold til *håndbok N400 [2009]/håndbok V499 [2011]* nevnes:

- *forskrift for trafikkklaster* er tatt ut av normalen og gis ut som egen forskrift
- restriksjoner ved støpearbeider over offentlig veg er innført
- *teknisk kontroll av brukonsept* er formalisert som kontrollnivå
- teknisk regelverk for segmentbruer, rørbruer og flytebruer er innarbeidet

## Gyldighet/Fravik

Samlebegrepet «vegnormaler» innbefatter både normaler hjemlet i vegloven og normaler hjemlet i vegtrafikkloven/skiltforskriften.

Denne håndboka er en vegnormal hjemlet i vegloven.

Vegnormalene skal i henhold til forskrift etter veglovens § 13 gjelde for all planlegging og bygging av veger og gater på det offentlige vegnettet. Statens vegvesen kan fravike denne vegnormalen for riks- og fylkesveger. For kommunale veger er denne myndighet tillagt kommunen.

Vegnormalene har to nivå av krav – skal og bør – der skal-krav er de viktigste. Betydningen av verbene skal, bør og kan, og hvem som har myndighet til å fravike de tekniske kravene for riks- og fylkesveger framgår av tabell 01. Søknad om fravik gjøres på eget skjema. Skjema og saksbehandlings-/prosesskrav finnes i Statens vegvesens kvalitetssystem. Før rette myndighet kan behandle fravikssøknaden, skal konsekvensene vurderes.

Verb	Betydning	Myndighet til å fravike krav
Skal	Krav	Kravene fravikes av Vegdirektoratet. Søknad om fravik skal begrunnes.
Bør	Krav	Kravene fravikes av Regionvegkontoret. Søknad om fravik skal begrunnes. Vegdirektoratet skal ha melding med mulighet for å endre fraviksvedtaket innen 3 uker (6 uker i perioden 1. juni til 31. august).
Kan	Anbefaling	Fravikes etter faglig vurdering uten krav til godkjenning.

**Tabell 01: Bruk av skal, bør og kan. Myndighet til å fravike krav for bruer, ferjekaier og andre bærende konstruksjoner på riks- og fylkesveger gitt i denne vegnormalen**

# Definisjoner

I håndbok N400 Bruprosjektering gjelder definisjoner som angitt i tabell 02.

Begrep	Definisjon
Annen bærende konstruksjon	Konstruksjon som skal prosjekteres, bygges og forvaltes som bru, herunder løsmassetunneler, veglokk/vegoverbygg, tunnelportaler, skredoverbygg og støttemurer i betong, naturstein eller permanent spunt, slissevegg og annen støttevegg med konstruksjonshøyde $\geq 5,0$ m.
Avrettingslag	Asfaltlag mellom fuktisoleringen og bindlaget der brudekket gjør det vanskelig å tilfredsstille geometriske krav på slitelaget.
Belegning	Sjikt som beskytter bærende konstruksjon mot slitasje og nedbrytning. Belegningen kan bestå av fuktisolering, avrettingslag, bind- og asfaltslitelag.
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 eller diameter på 2,5 meter eller mer.
Bruklassifisering	Bestemme maksimalt tillatt trafikklast for eksisterende bruer ut i fra tegninger, tidligere beregninger, dokumenterte materialkapasiteter og tilstand.
Bruksklasse	Betegnelsen for de vektorer som de forskjellige vegene tillates for. Bruksklassen forkortes Bk og etterfølges av et tall, f.eks. Bk10 og Bk8. Den angir største tillatte aksellast, last fra akselkombinasjoner og totalvekt avhengig av avstanden mellom akslene.
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 antatt 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 ei ferje fortrenger.
Effektiv ferjelengde	Lengde fra recess til ende løftebaug i andre enden.
Effektiv kailengde	Lengde fra brufrent til det ytterste støttepunkt på tilleggskaian.
Endeskjørt	Betegnelsen på tverrbærer i enden av overbygning
Engangstransport	Kjøretøy/vogntog med så store aksellaster og/eller totalvekter og/eller utforming at de fører til større påkjenninger på bruene enn spesialtransportene. Det forutsettes at slike transporter kun forekommer en eller svært få ganger i bruas dimensjonerende brukstid. For slike transporter kreves det dispensasjon for kjøring med følge.
Ferjekai	Bærende konstruksjon som forbinder ferje med vegareal på land.
Ferjekaibru	Kjørbar forbindelse mellom ferje og kai.
Forsterkning	Tiltak som øker bæreevnen.
Fri bredde	Bredde som er til disposisjon for et kjøretøy, f.eks. mellom sidehindre.
Fri høyde	Minste høyde til overliggende hinder.
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.
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.

Begrep	Definisjon
Fugerom	Rom under fugekonstruksjon som sørger for tilgjengelighet for inspeksjon i hele fugens lengde.
Fuktisolering	Barriere mellom konstruksjon og asfalt for å forhindre fuktinntrengning.
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.
Høyeste astronomiske tidevann (HAT)	Høyeste vannstand som kan beregnes under midlere meteorologiske forhold og ved alle mulige konstellasjoner mellom jord, måne og sol.
Høyspenningskabler	Kabler med spenning over 1000 V AC eller 1500 V DC.
Høyeste regulerte vannstand (HRV)	Den høyeste vannstand et vannmagasin kan reguleres til. Kraftverkseieren er pålagt å kjøre kraftverket slik at vannstanden ikke går over dette nivået. Unntak fra dette er under flomsituasjoner der kraftverket og elveløpet nedenfor til sammen ikke greier å ta unna vannmengdene.
Ikke-lineær analyse	Konstruksjonsanalyse hvor det tas hensyn til materialenes ikke-lineære deformasjonsegenskaper.
Kabelhode	Stålkonstruksjon som overfører strekkraften i kabelen til selve brukonstruksjonen (tårn eller brubjelke).
Kjørebane	Den del av vegen som er bestemt for vanlig kjøring.
Konstruksjonsanalyse	Prosedyre for å bestemme lastvirkningene i hvert punkt på konstruksjonen. Deles om nødvendig inn i tre nivåer ved hjelp av ulike modeller: global analyse, analyse av konstruksjonsdel og lokal analyse.
Kvalitetsplan	Dokument som fastsetter hvilke prosedyrer og hvilke ressurser som skal anvendes i gjennomføringen av et prosjekt.
Lavbrekk	Konkav overgang i linjeføringen i vertikalplanet. Kjentetegnes ved at vertikalvinkelpunktet ligger under veglinja.
Laveste astronomiske tidevann (LAT)	Laveste vannstand som kan beregnes under midlere meteorologiske forhold og ved alle mulige konstellasjoner mellom jord, måne og sol.
Laveste regulerte vannstand (LRV)	Det laveste nivået en kraftverkseier har lov til å tappe vannmagasinet til.
LCC-analyse	Metode som sammenstiller investering med de fremtidige utgifter til forvaltning, drift, vedlikehold og utvikling
Løsmassetunnel	Tunnel som bygges i byggegrop eller etableres ved tunneldriving i løsmasser.
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 vanninntrengning over og under grunnvannstanden.
Middelvann (MV)	Gjennomsnittlig høyde av sjøens overflate på et sted over en periode på 19 år.
Midlertidig konstruksjon	Bruer og andre bærende konstruksjoner med dimensjonerende brukstid mindre enn 10 år.
Modifisert tre	Tre behandlet på en måte som medfører at materialparameterene blir endret.
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.
OPS	Offentlig privat samarbeid
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.



Begrep	Definisjon
Overhøyde	Overhøyder har til hensikt å eliminere uheldige effekter av nedbøyning og benyttes for å gi overbygningen foreskrevet form i ferdigtilstand.
Partialfaktor-metoden	Dimensjonering ved bruk av faktorer på materialegenskaper og påvirkninger for å oppnå et tilsiktet pålitelighetsnivå.
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	Kjennetegnes ved at elementet er framstilt et annet sted enn på sin endelige plassering i konstruksjonen.
Produksjonsunderlag	Arbeidstegninger, beskrivelsestekst og øvrige krav som er nødvendige for utførelse av et bestemt prosjekt.
Prosjektering	Alle arbeider forbundet med valg av brutype og utstyr, konstruktiv utforming, bestemmelse av laster og lastkombinasjoner, analyse og dimensjonering, tegning, utarbeidelse av teknisk del i konkurransegrunnlag og utarbeidelse av forvaltningsdokumentasjon.  I forbindelse med oppdrag utført av engasjerte 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 bruprojekter, samt eventuell supplerende informasjon og særskilte regler for det enkelte prosjekt.
Påkjørselsvern	Element som skjermer konstruksjonsdel mot påkjørsel fra vegtrafikk, jernbane, skipstrafikk osv.
Pålitelighet	Konstruksjonens eller konstruksjonsdelens evne til å oppfylle de fastsatte kravene den er dimensjonert for gjennom den dimensjonerende brukstid.
Påvirkning	Krefter (laste) påført konstruksjonen (direkte påvirkning) eller påførte forskyvninger eller akselerasjoner (indirekte påvirkning)
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.
Sikkerhetsrom	En utvidelse av brudekket som er adskilt fra vegtrafikken med et kjørestærkt rekkverk og tjener som sikkerhetsområde/evakueringsveg ved nødstop, ulykker etc.
Spesialtransport	Kjøretøy/vognvogt som har større aksellaster, boggilaster, trippelboggilaster og totalveker enn bruksklassene, men er knyttet til disse etter spesielle regler. Disse reglene skiller mellom kjøretøyer/vognvogt på vegnett i veggruppe A og veggruppe B. For bruer gjelder disse reglene kun for bruksklassene Bk 10, Bk T8 og Bk 8.
Tele-/signalkabler	Kabler med spenning opptil 50 V.
Tilleggskai	Den delen av kaien som ferja legges inn til.
Totalentreprise	Entreprenøren har ansvar for prosjekteringen, gjennomføringen og valg av løsninger til prosjektet.
Underbygning	Bæresystem under lagernivå.
Utførelsesentreprise	Entreprenørens forpliktelser er begrenset til å gjennomføre et arbeide etter tegninger og beskrivelser. Kalles gjerne ofte også for «byggherrestyrt utførelsesentreprise».
Vedlikehold	Tiltak utført under konstruksjonens brukstid for å sikre at den kan oppfylle kravene til pålitelighet.
Veggruppe	Vegnettet er delt inn i veggruppe A og veggruppe B avhengig av bruens konstruksjon og bæreevne. Veggruppe A er vegnett uten bruer eller med bruer som har to eller flere kjørefelt. Kan også omfatte vegeer med nyere bruer med ett kjørefelt som tåler belastninger i henhold til veggruppe A. Veggruppe B er vegnett som blant annet består av bruer med ett kjørefelt. Laster i dette vegnettet er lavere enn de som tillates for veggruppe A.
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 egensvingeperiode og spennvidde.
ÅDT (årsdøgntrafikk)	Det totale antall kjøretøy som passerer et snitt på en veg i løpet av ett år, dividert med 365. Det benyttes dagens ÅDT for eksisterende veg og prognose ÅDT for ny veg.

Tabell 02: Definisjoner



# 1 Grunnlag for prosjektering

## 1.1 Prosjekteringsforutsetninger

### 1.1.1 Generelt

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.

Det forutsettes at formell plangodkjenning foreligger. Byggherre/prosjekteier skal sette av tilstrekkelig tid til å sikre en kvalitetsmessig god prosjektering, samt til kontroll og godkjenning av prosjekteringen, se kapittel 2.

For nye konstruksjonstyper der erfaringen er begrenset, skal det tas tilbørlig hensyn til at slike konstruksjoner vil ha karakter av pilotprosjekt. Dette vil kunne medføre skjerpede krav til dokumentasjon. Kvalitetssystem skal etableres, se 1.4.

Ved prosjekteringsarbeidets oppstart skal den bærende konstruksjonen tildeles et brunummer på formen XX-YYYY (der XX er fylkesnummer og YYYY er løpende nummerering). Parallell bruer og separate portaler i hver ende av parallelle tunneler skal ha hvert sitt brunummer. Brunummer fastsettes av Statens vegvesen og skal framgå av alle dokumenter som følger prosjektet.

### 1.1.2 Prosjekteringsprinsipper

*Håndbok N400 Bruprosjektering* er på partialfaktormetoden, i henhold til norsk standard (NS-EN 199X).

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

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

### 1.1.3 Konstruksjonskrav

#### 1.1.3.1 Grunnleggende krav

Konstruksjonen og konstruksjonens 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 miljø, landskap, grunn- og fundamenteringsforhold og er logiske og konsekvente i sin oppbygging
- er lokalisert slik at snøskred, jordskred, flom osv. 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 sikret tilfredsstillende mot at uvedkommende kan komme til i uønskede områder på brua som ved klatring på kabler, underflenser, buer osv.
- muliggjør utskifting av utstyr og elementer med kortere dimensjonerende brukstid enn forutsatt for brukonstruksjonen, samtidig som krav til framkommelighet ivaretas

### 1.1.3.2 Grunnforhold og fundamentering

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 1.2.2.

Videre bestemmes fundamenteringsmetode også under hensyn til bruas betydning i vegsystemet samt etter en vurdering av:

- fundamenteringens funksjon som del av bruas statiske system
- fundamenteringens robusthet overfor uforutsette hendelser
- gjennomførbarehet av løsningen

For krav til fundamentering og valg av fundamenteringsmetode vises det til kapittel 11.

### 1.1.3.3 Bruer over offentlig veg eller jernbane

Ved støpearbeider over offentlig veg skal området under reis/stillas være stengt for allmenn ferdsel i forbindelse med utstøping av betongen og minimum 8 timer etter at støpearbeidene er avsluttet.

For bruer som går over jernbane, 4-felts motorveg eller 2-felts veg med ÅDT > 8000 bør overbygningens underkant og sidekanter utføres i materialer som ikke krever planlagt periodisk vedlikehold i løpet den dimensjonerende brukstiden.

### 1.1.3.4 Konstruksjonstype

Ved valg av konstruksjonstype gjelder følgende:

- Stålrør overflatebehandlet med sink, epoksy osv. skal ikke benyttes som vanngjennomløp.
- Gitterristdekker skal kun benyttes på midlertidige bruer.
- Bruk av rusttregt stål i bærende konstruksjoner skal avklares skriftlig med Vegdirektoratet før oppstart av prosjekteringen.
- Tradisjonelle tredekker bestående av strøved og plank skal ikke benyttes på permanente vegbruer eller ferjekaier.
- Oppspente konstruksjoner anbefales utformet slik at det i driftsfasen ikke er behov for kontroll av oppspenningskraft eller etterspenning av systemet.

### 1.1.4 Enheter og betegnelser

Enheter skal være i henhold til SI-systemet.

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

### 1.1.5 Toleranser

Fabrikasjons- og byggetoleranser er gitt i *håndbok R762 Prosesskode 2*. Skjerpede toleransekrav vil kunne gjelde for spesielle konstruksjonstyper.

Gjeldende toleranser skal framgå av produksjonsunderlaget.

## 1.1.6 Brukstid

### 1.1.6.1 Generelt

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.

### 1.1.6.2 Redusert dimensjonerende brukstid

Ferjekaier skal prosjekteres for 50-års dimensjonerende brukstid.

*For nye bruer som inngår i eksisterende vegstrekninger kan også 50-års dimensjonerende brukstid vurderes.*

### 1.1.6.3 Midlertidige konstruksjoner

Med midlertidige konstruksjoner forstås bruer, ferjekaier og andre bærende konstruksjoner i tilknytning til veglinja med planlagt dimensjonerende brukstid mindre enn 10 år.

Det skal legges til grunn trafikkklaster som tilsvarer bruksklasse og veggruppe på aktuell strekning i henhold til gjeldende vegliste. Videre skal det dimensjoneres for Bk 10/60 dersom brua vil bli trafikkert av tømmervogntog og/eller modulvogntog med 60 tonn totalvekt. Det skal også kontrolleres for spesielle vegnett som Sv 12/65 og Sv 12/100 i henhold til kapittel 14 dersom dette er eller kan bli tillatt i brukstiden.

Overflatebehandling, overdekning, belegningstype og dimensjonerende belegningsvekt bestemmes for det enkelte prosjektet. For minstekrav til overdekning, se 7.4.2.

## 1.2 Grunnlagsmateriale

### 1.2.1 Generelt

1.2.2 - 1.2.7 gir krav til teknisk grunnlagsmateriale for nye bruer og for eksisterende bruer som inngår i nye veganlegg. Grunnlagsmaterialet vil variere avhengig av hva brua krysser over. Generell saksbehandling som høringer, skjønn, grunnerverv osv. er utelatt fra denne oversikten.

### 1.2.2 Grunnlagsmateriale for alle bruer

Følgende grunnlagsmateriale skal foreligge:

- oversiktskart
- detaljkart
- lengde- og tverrprofil av vegtrasé
- lengdeprofil av brusted
- dimensjoneringsklasse (veg), trafikkmengde (ÅDT) og fartsgrense
- opplysninger om salting av veg eller vurdering av eventuell framtidig salting
- geoteknisk rapport
- opplysninger om stedlige forhold som kan ha innflytelse på valg av brutype
- tekniske data for eventuelle kabler og ledninger

### 1.2.3 Tilleggsmateriale for bruer over vassdrag

For bruer over vassdrag skal følgende foreligge:

- lengde- og tverrprofil av elveløpet
- beskrivelse av elveløpet (jevnhet, bergblokker, stein, sand, mudder, vegetasjon, lokale strømforhold osv.)
- vannføringsobservasjoner eller vannføringsberegninger dersom observasjoner ikke finnes  
*opplysninger kan innhentes hos NVE*
- vannets surhetsgrad dersom dette har betydning for aktuell konstruksjon
- spesielle opplysninger om is og isgang, fiske, samt eventuelle krav til fri åpning for båttrafikk

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

Følgende skal foreligge:

- krysningssløyve fra Kystverket
- middelvann (MV), høyeste astronomiske tidevann (HAT), laveste astronomiske tidevann (LAT) og andre nødvendige tidevannsdata  
*vannstandsopplysninger kan blant annet finnes på [www.sehavniva.no](http://www.sehavniva.no)*
- opplysninger om strøm-, vind- og bølgeførhold
- krav til seilåpning, merking av seilløp og opplysninger om skipstrafikk, båttyper og -størrelser, seilingshyppighet osv.

### 1.2.5 Tilleggsmateriale for bruer over jernbane

Det vises til Jernbaneverkets tekniske regelverk.

Krav til minste fri åpning (høyde og bredde) skal fremgå. Krav til fri høyde vil avhenge av toghastighet, brubredder og jernbanens tverrfall. I byggeperioden vil Jernbaneverket kunne gi dispensasjon fra de generelle kravene i enkelte tilfeller.

*Banesjef på aktuell strekning for bruprojektet kan kontaktes angående praktiske utfordringer rundt prosjektet som jording, skjerming mot kjørestøm, sikkerhetskrav i anleggsfasen osv.*

Forprosjekt sendes til Jernbaneverket for etatens godkjenning.

### 1.2.6 Tilleggsmateriale for bruer over veg

For bruer over veg skal følgende framgå:

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

Grunnlaget skal omfatte begge (alle) vegene i kryssingen.

### 1.2.7 Tilleggsmateriale for eksisterende bruer

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

- tilstandsrapport
- bæreevnevurdering
- funksjon i vegnettet
- oppgraderingsbehov for å tilfredsstille standard krav

## 1.3 Dokumentasjon

### 1.3.1 Generelt

Med dokumentasjon forstås prosjekteringsgrunnlag, beregninger, tegninger, beskrivelser, materiallister/spennlister og forvaltningsdokumentasjon. Utført prosjekteringskontroll skal fremgå av dokumentasjonen, se kapittel 2.

*Det kan benyttes digital 3D-informasjonsmodell ved bruprosjektering (BIM). Dersom det prosjekteres i BIM skal det benyttes åpne BIM-standarder og -formater. Informasjonsmodellen bygges opp med et objektbasert modelleringsverktøy som benytter objekter med egenskaper og relasjoner. Stikningsdata tas ut fra 3D-modell.*

Beregningsrapporter skal være oversiktlige med innholdsfortegnelse, forutsetninger, antagelser og resultater.

Eventuelle deler av konstruksjonen hvor en nøye kontroll av utførelsen er spesielt viktig skal angis slik at dette kan innarbeides i kontrollplanene for byggearbeidene. Det vises til 1.4.1.

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

### 1.3.2 Prosjekteringsgrunnlag

Av prosjekteringsgrunnlaget skal følgende fremgå:

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

### 1.3.3 Konstruksjonsberegninger

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

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

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

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

Beregninger skal være oversiktlig redigert og tydelig ført, slik at de er lette å kontrollere. Beregningene skal være kopierbare. Håndskrift kan benyttes, men krav om elektronisk format gjelder, se 1.3.1 og 1.3.7.

### 1.3.4 Beskrivelse og mengdefortegnelse

Beskrivelse og mengdefortegnelse skal i innhold, redigering og omfang være i samsvar med *håndbok R761 Prosesskode 1*, *håndbok R762 Prosesskode 2* og *håndbok R763 Konkurransesgrunnlag*.

### 1.3.5 Tegninger og materialister

#### 1.3.5.1 Generelt

Tegninger skal utarbeides ved hjelp av et digitalt tegneverktøy. Det skal kunne utveksles digital informasjon med øvrige fagområder innen et veg- og bruprosjekt.

Tegninger skal utarbeides i en detaljeringsgrad som sikrer riktig utførelse og som dessuten gir nødvendig dokumentasjon for forvaltning av konstruksjonen. Videre skal tegningene være slik organisert og målsatt at konstruksjonen kan bygges del for del, uten behov for å søke informasjon på tegninger som viser andre deler av konstruksjonen.

#### 1.3.5.2 Oversiktstegninger

Oversiktstegning skal utføres som beskrevet i *håndbok R700 Tegningsgrunnlag*, punkt 2.11.

Bruer skal deles inn i akser. Aksenummereringen bør følge stigende profilnummer på vegen og akse 1 legges ved laveste profilnummer. Oversiktstegningens merknadsfelt skal i tillegg til krav i *håndbok R700 Tegningsgrunnlag* vise:

- årstall for overtakelse av byggverket
- saks- og dokumentnummer for eventuelle godkjente fravik
- saks- og dokumentnummer for eventuell krysningsløyve

For bruer over vassdrag skal strømningsretning, dimensjonerende flomnivå og vannhastighet, med korresponderende returperiode angis.

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

#### 1.3.5.3 Utbyggings- og montasjetegninger

Det skal utarbeides tegning(er) som i nødvendig grad viser byggemåte i samsvar med antatte beregningsforutsetninger for byggefasen.

*Dette kan for eksempel være angivelse av etappeinndeling, montasjemetoder, eventuelle hjelpesøyler, stillas, avstivningssystemer osv.*

#### 1.3.5.4 Fundamenteringstegninger

Det skal utarbeides egne fundamenteringstegninger. Krav til hva som skal vises på fundamenteringstegninger avhenger av fundamenteringsmetode.

Ved fundamentering på berg:

- mål og dybde for utsprengt byggegrop

Ved direkte fundamentering på løsmasser:

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



Ved fundamentering på pelar:

- peleplan der pelenes plassering, retning og helning er vist; hver pel gis et unikt nummer  
*Dersom det er hensiktsmessig kan peleplan innarbeides på formtegning av fundamentet.*
- detalj som viser overgang mellom pel og berg ved fundamentering til berg
- utforming av overgang i topp pel
- utgravingsnivå og –utbredelse
- eventuell frostsikring, grunnforsterkning, oppfylling, avretting og komprimering til planlagt fundamentnivå

Tilbakefylling inntil og over konstruksjon skal vises på fundamenteringstegning. Nedre avgrensning av fylling inn mot konstruksjon, avgrensning mot forsterkningslag og fylling for veg, samt beskyttelseslag av løsmasser mot membran skal også framgå.

*Tilbakefylling inntil steinkonstruksjoner kan vises på tegning av steinkonstruksjonen dersom det er forutsatt at arbeidet utføres i en operasjon.*

Utstrekning, tykkelse, massetyper og gradering av erosjonssikring og steinsatte renner skal vises på fundamenteringstegning.

### 1.3.5.5 Betongtegninger

Det skal utarbeides form- og armeringstegninger med nødvendige armeringslister, samt eventuelle spennarmeringstegninger. Betongspesifikasjon, armeringsoverdekning og utførelsesklasse angis på relevante tegninger.

Formtegningene skal vise bygningsdelene i plan, oppriss (eventuelt lengdesnitt), tverrsnitt og nødvendige detaljer. Eventuelle overhøyder skal angis, enten på egen tegning eller på formtegning. Bearbeiding av støpeskjøter og andre detaljer som forutsettes gjennomført ved utførelsen, skal angis og detaljeres.

Armering skal være vist i plan, eventuelt i oppriss, med full angivelse kun ett sted i henhold til NS-EN ISO 3766, og i nødvendig utstrekning i snitt. Det skal detaljeres i større målestokk i områder hvor dette er viktig for å sikre god utførelse, for eksempel i skjøteområder og hvor det er stor armeringstetthet. I slike områder skal beliggenhet av samtlige armeringsjern med nødvendig målsetting vises. Det skal ikke benyttes matematiske formler for å beskrive armering med variable mål.

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.

Vedrørende krav til produksjonsunderlag og ansvarsfordeling mellom byggherre/rådgiver og utførende/leverandør av spennarmering, vises det til *Norsk Betongforenings publikasjon nr. 14: Spennarmeringsarbeider*.

### 1.3.5.6 Ståltegninger

Det skal utarbeides komplette målsatte arbeidstegninger med nødvendige snitt og detaljer. Arbeidstegninger skal genereres fra en 3D-modell, og denne 3D-modellen skal følge produksjonslinja fra planlegging og prosjektering til produksjon i verksted og montering på byggeplass. Utlegg av hovedkonstruksjonen i verkstedet i spenningsløs tilstand skal vises på egen tegning.

*Dette betyr at det kan genereres to separate 3D-modeller; én for spenningsløs tilstand, og én for ferdigtilstand.*

Alle 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. Eventuelle krav til sliping av sveiser skal være spesifisert. På de aktuelle tegningene skal det påføres skruesymbol og fasthetsklasse.

Korrosjonsbeskyttelse og farge på siste dekkstrøk skal framgå. Spesielle utførelser, som for eksempel overgang mot innstøpt stål, skal detaljeres og vises på egen tegning.

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

### 1.3.5.7 Tretegninger

Det skal utarbeides komplette, målsatte arbeidstegninger med alle nødvendige snitt og detaljer. Alle forbindelser skal angis med nødvendige mål og dimensjoner. Det skal utarbeides egne tegninger for eventuell kledning, sjalusi, beslag osv.

Tegning av tverrspent dekke skal vise:

- beliggenheten av hver enkelt spennighet 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 spenntap, se 9.5.2.2.
- spennkraftens temperaturavhengighet i tabell

Der lamellene buttskjøtes skal prinsipp for plassering av skjøter vises entydig.

Det skal utarbeides materialliste på egen tegning. Materiallista skal inneholde posisjonsnummer, dimensjoner, antall, vekt og materialkvaliteter, samt overflatebehandling for samtlige ståldeler og impregnering for samtlige tredeler.

### 1.3.5.8 Aluminiumtegninger

For aluminiumkonstruksjoner gjelder samme krav til tegninger som beskrevet for ståltegninger i 1.3.5.6.

### 1.3.5.9 Tegninger av konstruksjoner i stein

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

- steintyper
- steinstørrelser
- maksimale fugeåpninger
- minimum overlapp i forband
- synlige flater på stein (naturlig flate, borepipemønster, hugget flate, polert flate osv.)

### 1.3.5.10 Belegningstegninger

Det skal utarbeides egne membran- og belegningstegninger. Disse skal vise alle nødvendige detaljer som overganger, tilslutninger og avslutninger, føringer ved geometrisprang, gjennomføringer, skjøter i hjørner og støpeskjøter osv.

### 1.3.5.11 Utstyrstegninger

Rekkverkstegninger skal vise avslutninger av rekkverk eller overgangsrekkverk til vegrekkverk. Innfesting av rekkverk og krav til dilatasjonsskjøter skal framgå.

Lagre og fuger skal ha egen tegning som viser plassering og orientering (horisontalt og vertikalt) samlet for hele konstruksjonen. Dersom det er behov for å dele tegningen i én lager- og én fugetegning, skal avhengigheter i bevegelse vises på fugetegningen.

Lager og fugetyper med dimensjonerende rotasjoner, bevegelser, belastninger og krav til forhåndsinnstilling ved montasje skal framgå av tegningen. Målsatt plassering av jekkepunkter samt jekkekraft i bruksgrensetilstand med og uten trafikklast skal angis på samme tegning.

Øvrige utstyrstegninger skal vise alle nødvendige detaljer. Innfestinger skal angis på utstyrstegninger, mens innstøpningsgoods vises på formtegning.

#### **1.3.5.12 Tegninger av forsterket/ombygd bru**

Ved forsterkning/ombygging av eksisterende bruer skal oversiktstegning ajourføres eller eventuelt tegnes på nytt. Oversiktstegningen skal i den grad det er mulig tilfredsstille krav i *håndbok R700 Tegningsgrunnlag* for både påbygd og eksisterende del av brua.

### **1.3.6 Tegninger av ferdig konstruksjon**

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

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

Dersom brua er dimensjonert for engangstransporter skal dette angis på oversiktstegningen.

Det skal utarbeides standard tegningsliste i henhold til Statens vegvesens hjemmeside for bruer: <http://www.vegvesen.no/Fag/Teknologi/Bruer>. Tegningene skal merkes «Som bygd» og leveres elektronisk i pdf-format til Statens vegvesen i henhold til Statens vegvesens til enhver tid gjeldende standard.

Dersom fremtidig brueier ikke er Statens vegvesen, skal «Som bygd»-tegninger også leveres elektronisk i pdf-format til respektive eier.

### **1.3.7 Beregninger og øvrig prosjekteringsmateriale**

Ajourførte konstruksjonsberegninger og øvrig prosjekteringsmateriale skal leveres elektronisk i pdf-format til Statens vegvesen i henhold til Statens vegvesens til enhver tid gjeldende standard.

Det skal utarbeides dokumentliste i henhold til Statens vegvesens hjemmeside for bruer: <http://www.vegvesen.no/Fag/Teknologi/Bruer>.

### **1.3.8 Forvaltningsdokumentasjon**

Øvrig dokumentasjon nødvendig for forvaltning av konstruksjonen skal også utarbeides og leveres elektronisk til Statens vegvesen.

Oversikt over dokumentasjon som skal leveres Statens vegvesen, samt krav til utforming av standard dokumentliste er gitt på Statens vegvesens hjemmeside for bruer: <http://www.vegvesen.no/Fag/Teknologi/Bruer>.

## 1.4 Kvalitetssikring

Formålet med kvalitetssikring er å oppnå kvalitet slik den er spesifisert i prosjekteringsgrunnlaget.

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

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

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

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

Den prosjekterendes kvalitetssystem skal minst sikre at:

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

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

## 2 Kontroll og godkjenning

### 2.1 Generelt

#### 2.1.1 Omfang

Krav om kontroll og godkjenning gjelder for:

- bruer, ferjekaier og andre bærende konstruksjoner på riks- og fylkesveger
- overgangsbruer på kommunal og privat veg over 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

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)*.

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

#### 2.1.2 Oversendelse av prosjekteringsmateriale

For utførelsesentrepriser er det byggherren som er ansvarlig for at prosjekteringsmaterialet sendes Vegdirektoratet til kontroll og godkjenning. Ved totalentrepriser har totalentreprenøren dette ansvaret.

Prosedyre for bestilling av kontroll, oversendelse av prosjekteringsmateriale samt behandlingstid for kontroll og godkjenning er gitt på Statens vegvesens hjemmeside for bruer: <http://www.vegvesen.no/Fag/Teknologi/Bruer>.

## 2.2 Kollegakontroll

Alle beregninger og tegninger skal gjennom en kollegakontroll. Kontrollen skal utføres av en annen person enn den som har utført prosjekteringen. Kollegakontrollen gjelder også armeringslister, materiallister osv. som ikke omfattes av godkjenningsordningen og som derfor sendes direkte til byggeplassen. Det skal fremgå hvem som har utarbeidet dokumentasjonen og hvem som har godkjent den.

Kollegakontrollen skal utføres i henhold til en på forhånd etablert kontrollplan.

## 2.3 Vegdirektoratets kontrollordning

#### 2.3.1 Teknisk kontroll av brukonsept

Forprosjekt for bruer og andre bærende konstruksjoner skal sendes til Vegdirektoratet for *teknisk kontroll av brukonseptet* før detaljprosjektering igangsettes dersom prosjekteringen gjelder:

- konstruksjon med antatt entreprisekostnad over terskelverdi angitt på Statens vegvesens hjemmeside for bruer: <http://www.vegvesen.no/Fag/Teknologi/Bruer>.
- konstruksjoner som ikke inngår i en byggherrestyrt utførelsesentreprise, for eksempel totalentreprise, OPS, osv.
- nytt eller utradisjonelt brukonsept

Vegdirektoratet skal orienteres om prosjektets tidsplan og eventuelle spesielle forhold ved prosjektet. Som grunnlag for kontrollen skal det som minimum foreligge en oversiktstegning. Denne suppleres med eventuelle detaljer av betydning for kontrollen. I tillegg skal det foreligge en beskrivelse av statisk system, fundamenteringsmetode, materialvalg osv. I tilfeller hvor monterings- eller byggemetode er avgjørende, skal dette også beskrives.

### 2.3.2 Prosjekteringskontroll

Det skal gjennomføres prosjekteringskontroll av hver enkelt konstruksjon. Kontrollen utføres av Statens vegvesen eller av rådgivende ingeniører engasjert av Vegdirektoratet. Omfang og nivå på kontrollen fastsettes ved bruk av kontrollgrader i henhold til 2.4.

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

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

## 2.4 Vegdirektoratets kontrollgrader

### 2.4.1 Generelt

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

Kontrollgraden velges av Vegdirektoratet i hvert enkelt tilfelle.

*For å lette kontrollarbeidet kan det benyttes sjekklister. Sjekkliste for uavhengig kontroll finnes på <http://www.vegvesen.no/Fag/Teknologi/Bruer>.*

### 2.4.2 Kontrollgrad I - Enkel kontroll

Kontrollgraden innebærer en gjennomgang av tilsendt materiale der det kontrolleres at arbeidet er utført i henhold til Statens vegvesens håndbøker, og at funksjonskravene er ivaretatt.

Dersom kontroll etter kontrollgrad I viser at prosjekteringen er mangelfull, skal kontrollgraden for konstruksjonen vurderes på nytt.

### 2.4.3 Kontrollgrad II - Begrenset kontroll

Kontrollgraden innebærer en gjennomgang av tilsendt materiale der det kontrolleres at arbeidet er utført etter gjeldende bestemmelser, og at funksjonskravene er ivaretatt. Kontrollgraden omfatter i tillegg en stikkprøvemessig beregningskontroll av viktige bæreelementer, eller en tilsvarende kontroll ved konferering av beregningene. Det skal gjøres en vurdering av sikkerhet mot sammenstyrning.

### 2.4.4 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 funksjonskravene er ivaretatt og at alle nødvendige beregninger er gjennomført. Det skal vurderes om statisk system og konstruktiv utforming er løst på en hensiktsmessig måte. Det skal gjøres en vurdering av sikkerhet mot sammenstyrning, samt foretas en kapasitetskontroll av kritiske snitt.

### 2.4.5 Kontrollgrad IV - Omfattende kontroll

Kontrollomfanget er som for kontrollgrad III, men i tillegg skal det gjennomføres en uavhengig kontroll av global stabilitet og kapasitet av kritiske elementer.

## 2.5 Informasjonsplikt

Alle opplysninger som er nødvendige for vurdering av om prosjekteringen utføres i samsvar med de til enhver tid gjeldende bestemmelser skal framlegges. Dersom dette ikke er oppfylt skal tilleggsinformasjon som for eksempel sikkerhetsstudier og konsekvensanalyser kunne framlegges. Denne dokumentasjonen anses som del av prosjekteringen.

## 2.6 Vegdirektoratets godkjenningsordning

Godkjenning av sikkerhet og teknisk standard for bruer i tilknytning til riks- og fylkesvegnettet gis av Vegdirektoratet på bakgrunn av utført kontroll i henhold til 2.3.

Alle arbeidstegninger (K-tegninger) som benyttes på byggeplass skal være godkjent av Vegdirektoratet.

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

## 2.7 Teknisk godkjenning

### 2.7.1 Generelt

Teknisk godkjenning gis samlet eller i to trinn. Ved teknisk godkjenning i to trinn deles godkjenningen som følger:

- teknisk delgodkjenning
- godkjenning av arbeidstegninger

### 2.7.2 Teknisk delgodkjenning

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

For følgende konstruksjonstyper skal det som minimum foreligge teknisk delgodkjenning før utsendelse på tilbud:

- hvelvbruer, bue- og fagverksbruer
- bjelkebruer i stål og samvirkebruer
- kasse- og fritt frambyggbruer
- henge- og skråstagbruer
- rør- og flytebruer
- bevegelige bruer
- løsmassetunneler helt eller delvis neddykket i vann
- bruer med uinjisert/ekstern spennarmering
- veglokk/vegoverbygg
- konstruksjoner bygget i uvanlige konstruksjonsmaterialer som for eksempel aluminium og komposittmaterialer
- konstruksjoner med spesielle fundamenteringsforhold, for eksempel lettfyllinger, høye steinfyllinger, senkekasser, frittstående pelegrupper osv.

### 2.7.3 Teknisk godkjenning ved totalentrepriser, OPS, osv.

Ved totalentrepriser, OPS, osv. skal det kun gis samlet teknisk godkjenning av arbeidstegninger.

### 2.7.4 Krav til dokumentasjon ved teknisk delgodkjenning

For konstruksjoner hvor teknisk godkjenning gis i to trinn, se 2.7.1, skal følgende dokumentasjon oversendes Vegdirektoratet:

Teknisk delgodkjenning:

- grunnlagsmateriale som beskrevet i 1.2
- prosjekteringsforutsetninger
- beregning og dimensjonering av typiske fundamenter
- stabilitetsberegninger for landkar og støttekonstruksjoner
- lastvirkninger, dimensjoner og tilhørende kapasitet for typiske snitt
- beregning av nødvendige tverrsnitt og avstivningssystemer for stål- og aluminiumkonstruksjoner
- kontroll av bruksgrensetilstand for de mest påkjente snitt
- erosjonssikring, sikring mot påkjøringskrefter osv. samt beskrivelse av tiltak som har betydning for byggverkets funksjon eller dimensjonerende brukstid
- oversiktstegning i henhold til 1.3.5.2
- formtegninger
- tegninger som viser armering i de mest påkjente snitt, samt eventuelle spennarmeringstegninger
- utstyrstegninger i henhold til 1.3.5.11
- teknisk del av konkurransegrunnlag med forutsetninger for og beskrivelse av byggverkets utførelse og drift (dokumentliste i kapittel A1 og kapittel D1)

Godkjenning av arbeidstegninger:

- dokumentasjonen skal være i samsvar med kravene i 1.3.

### 2.7.5 Krav til dokumentasjon ved samlet teknisk godkjenning

Ved innsending av prosjekteringsmateriale til samlet teknisk godkjenning skal dokumentasjonen være i samsvar med kravene i 1.2 og 1.3.

### 2.7.6 Godkjenning av arbeidstegninger

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

Godkjente tegninger skal påføres henvisning til saks- og dokumentnummer for godkjenningsnotatet fra Vegdirektoratet i Statens vegvesens arkivsystem. Denne henvisningen skal gis på egen linje i tittelfeltet som vist i *håndbok R700 Tegningsgrunnlag*.

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

Ved store eller prinsipielle endringer skal det vurderes om tegningene som omfattes av endringen må oversendes Vegdirektoratet for ny godkjenning.



## 3 Generelle konstruksjonskrav

### 3.1 Generelt

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

### 3.2 Fuger, lagre og ledd

Fuger, lagre og ledd skal plasseres optimalt med hensyn til framtidig vedlikehold. Minimering av antall fuger skal prioriteres foran en minimering av antall lagre. To fuger uten bevegelige deler skal likevel prioriteres foran én fuge med bevegelige deler.

Dersom det ikke legges til rette for utskifting av ledd og lagre som beskrevet i 12.4.1, skal disse ha samme dimensjonerende brukstid som hovedbærekonstruksjonen. Montasjeskjøter som er uten ledd- eller lagerfunksjon skal ha samme dimensjonerende brukstid som konstruksjonen for øvrig.

### 3.3 Forbindelse mellom over- og underbygning

#### 3.3.1 Lagre og ledd

Forbindelsen mellom over- og underbygning skal utformes monolittisk eller ved bruk av lagre eller ledd.

*For fritt opplagte platebruer i betong eller med tverrspent tredekke med spennvidde < 10 meter og oppleggsflate i tilnærmet hele brubredde kan forbindelsen utføres med asfaltmembran.*

Betongledd er å anse som monolittisk forbindelse, se 7.9.12. I søyleakser hvor det kan bli behov for å heve overbygningen skal det være lagre.

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

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

#### 3.3.2 Antall lagre per akse

Det skal ikke benyttes mer enn to vertikallagre per akse for bruer med totalbredde  $\leq 15$  m.

*Aksene kan suppleres med et tredje lager som kun ivaretar sidestyrrings- eller fastholdingsfunksjonen.*

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.

### 3.3.3 Pelefundamentering og bruk av lagre

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

For søyle fundamentert på romlig, frittstående pelegruppe skal det ved bruk av glidelager anordnes sikring mellom bruoverbygning og søyle som i ulykkessituasjon hindrer ukontrollert forskyvning av søyle. Lagerets eventuelle sidestyring skal kontrolleres i samme ulykkessituasjon.

## 3.4 Fugefrie bruer

### 3.4.1 Generelt

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, kan løsningen også være aktuell for fagverksbruer og buebruer.*

Med hensyn til overbygningens opplagring, skilles det mellom:

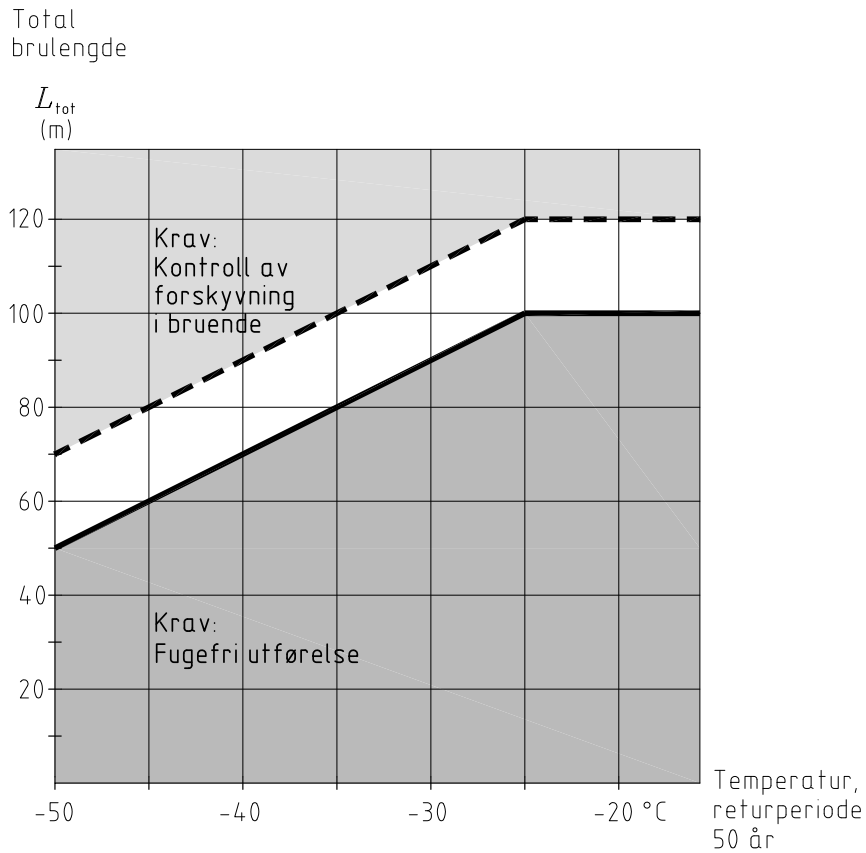
- bruer med forskyvelig opplagring i begge ender, fastholdt i området nær brumidte
- bruer med én forskyvelig og én fastholdt ende

### 3.4.2 Krav om fugefri utførelse

Bruer med totallengde ( $L_{tot}$ ) opp til heltrukket linje i figur 3.1 skal utføres fugefritt i begge ender. Fastholdning forutsettes i området nær brumidte. Lengdekravene varierer med minimum temperatur på brustedet, i henhold til NS-EN 1991-1-5:2003+NA:2008, figur NA.A2.

*For samvirkebruer kan kravene til total brulengde i figur 3.1 settes til  $0,7L_{tot}$ . For bruer i andre materialer kan grenser for totallengder beregnes/vurderes basert på temperaturutvidelseskoeffisienter og materialets reaksjonsegenskaper på temperaturendringer.*

For bruer med fastholdning i én ende halveres kravene til maksimal total brulengde ( $L_{tot}$ ) som angitt over, og i figur 3.1.



**Figur 3.1: Krav til fugefri utførelse og behov for kontroll av forskyvninger**

### 3.4.3 Dimensjonering

De horisontale kreftene som påvirker brua i lengderetning skal opptas på en av følgende måter:

- ved passivt jordtrykk mot endeskjørt, se 5.5.5
- direkte ned i underbygningen
- ved å utnytte overgangsplaten i kraftopptaket

Krefter i tverretning opptas direkte i underbygningen eller ved å utnytte overgangsplaten i kraftopptaket. Kontrollene gjennomføres i bruddgrensetilstand.

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

Kravene over gjelder uavhengig av brulengde.

### 3.4.4 Forskyvning av bruende

For brulengder opp til den stiplede linjen i figur 3.1, og dersom brua for øvrig er innenfor begrensningene i 3.4.5, stilles det ikke krav til kontroll av forskyvninger i henhold til 3.4.6.

Hvis én eller flere av forutsetningene i 3.4.5 ikke er oppfylt, skal kontroll av forskyvninger i henhold til 3.4.6 gjennomføres.

### 3.4.5 Forutsetninger for geometri og bruk av lette masser

For vegbruer med forskyvelig opplagring i begge ender og brulengder opp til stiplede linje i henhold til figur 3.1, gjelder følgende begrensninger i forhold til krav om forskyvningskontroll:

- 1) horisontalradius  $R_h \geq 300$  m for vegbruer.
- 2) skjevhet  $< 30^\circ$  i begge bruender
- 3) høyde fra underkant skjørt til underkant plate/bjelke  $\leq 3,0$  meter
- 4) forholdet mellom bruendenes gjennomsnittlige skjørthøyde  $\leq 1,1$
- 5) forholdet mellom bruendenes skjørtbredde  $\leq 1,1$  (målt vinkelrett på bevegelsesretningen)
- 6) lette masser ikke brukt

For vegbruer med fastholdning i én ende gjelder 1) – 3).

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

### 3.4.6 Forskyvningskontroll

#### 3.4.6.1 Generelt

For fugefrie bruer med total lengde i området over stiplede linje i figur 3.1, eller dersom forutsetninger i 3.4.5 ikke er oppfylt, skal det gjøres en kontroll av forskyvninger av bruenden(e).

Dersom ikke nøyaktigere verdier/beregninger legges til grunn, skal forskyvninger beregnes i henhold til 3.4.6.2 – 3.4.6.4.

#### 3.4.6.2 Forskyvninger på grunn av temperatur

Forskyvninger ( $d_{temp}$ ) i lengderetning skal kontrolleres for temperaturvariasjoner alene, med lastfaktor 1,0.

*Temperaturen på brustedet med returperiode på 1 år kan legges til grunn for døgnvariasjoner og 5 år for ukevariasjoner ved kontroll av bruendens bevegelse i lengderetning.*

#### 3.4.6.3 Forskyvninger på grunn av trafikklast

Både fastholdt og forskyvelig bruender skal kontrolleres for trafikklast alene, med lastfaktor 0,7. Denne kan plasseres slik at rotasjon  $\phi$  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):

$$d_{traf} = h_s \times \tan \phi \quad (3.1)$$

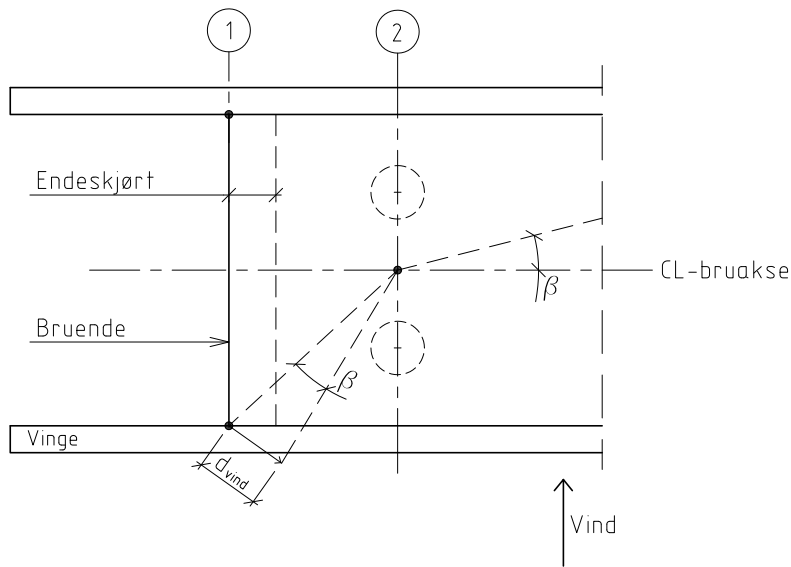
hvor:

$h_s$  - høyden fra underkant overgangsplate ved opplegg målt til overkant belegning.

Eventuell komponent av sentrifugal virkning av trafikklasten skal inkluderes.

#### 3.4.6.4 Forskyvninger på grunn av vind

Rotasjon om vertikal akse (fastlageret) skal kontrolleres for vindlast alene, med lastfaktor 0,7. Denne gir forskyvninger ( $d_{vind}$ ) i henhold til figur 3.2.



Figur 3.2: Plan bruende - rotasjon om vertikal akse

### 3.4.6.5 Kombinasjon av forskyvninger

Hvis flere av forskyvningene kan opptre samtidig kan summen av forskyvninger ( $d_{\text{komb}}$ ) multipliseres med kombinasjonsfaktor 0,7.

### 3.4.6.6 Anbefalte grenser for forskyvning i bruende

Beregnete horisontale forskyvninger i bruendene ( $d_{\text{komb}}$ ) skal sammenlignes med følgende veiledende verdier for risiko for oppsprekking i belegning:

- $d \leq 25$  mm: Lav risiko for oppsprekking. Kjørekomfort er lite påvirket.
- $d > 25$  mm <  $d < 50$  mm: Stor risiko for oppsprekking. Kjørekomforten er noe redusert. Tiltak for å redusere risiko for oppsprekking bør vurderes.
- $d > 50$  mm: Løsningen bør omprosjekteres

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

## 3.5 Bruer med fugekonstruksjon

### 3.5.1 Generelt

Fugekonstruksjoner skal plasseres ved landkar, med unntak som beskrevet i 3.5.2.

Bruer som ikke kan utformes fugefrie skal for brulengder < 500 meter prosjekteres med fastholding i lengderetning i den ene enden og med fugekonstruksjon i den andre.

I fastholdt ende skal deformasjonene inn mot fylling kontrolleres i henhold til 3.4.6.3 og 3.4.6.4. To-fugeløsning skal velges dersom deformasjonskravene overskrides.

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

Ved én-fugeløsning skal fastholdingsenden ha samme løsning som beskrevet i 3.4.

### 3.5.2 Bruer med spesielle krav til plassering av fuger, lagre og ledd

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.

Fugeplassering på bevegelige bruer og ferjekaibruer framgår av 13.4 og 13.9.

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

For buebruer med delvis over-/underliggende eller underliggende kjørebane, samt fritt frambyggbruer med monolittiske hovedsøyler gjelder ikke krav om én-fugeløsning ved brulengde < 500 meter.

### 3.5.3 Bruer med lavbrekk

For bruer med lavbrekk skal fugekonstruksjon plasseres minst 10 m fra lavbrekket. Det skal også kontrolleres at fugekonstruksjonen plasseres så langt fra lavbrekket at høydeforskjellen, målt inntil kantdrager, blir minimum 0,20 m. For krav til plassering av sluk vises det til 12.6.3.

## 3.6 Funksjonskrav for bruer

### 3.6.1 Deformasjoner

Deformasjon av brukonstruksjonens brubane skal ikke for noen lastplassering ha større nedbøyning enn  $L/350$ , hvor  $L$  = lengden av det betraktede spenn. Med nedbøyning forstås her også negativ nedbøyning (oppbøyning). Deformasjon eller rotasjon fra ugunstigste skjevbelastning skal inkluderes. Kontrollen utføres med *karakteristisk* trafikklast alene.

Nedbøyning av brukonstruksjonens brubane på grunn av permanente laster, inkludert langtidseffekter, skal kompenseres med overhøyde. Nødvendig overhøyde skal beregnes i bruksgrensetilstand, kombinasjon *tilnærmet permanent*. Kombinasjonsfaktoren  $\psi_2$  for variable laster settes lik 0.

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

### 3.6.2 Lokale deformasjoner i fugekonstruksjon

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

### 3.6.3 Svingninger

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

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

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

## 4 Krav til utforming og hensyn til tilkomst

### 4.1 Krav til bredder

#### 4.1.1 Fri bredder

Det vises til *håndbok N100 Veg- og gateutforming* for krav til fri bredde for:

- kjørebane
- fortau
- gang- og sykkelanlegg
- separate gang- og sykkelbruer

Fortau skal være adskilt fra kjørebanen med en forhøyning. Høyden på fortauskant er bestemmende for dimensjonering av fortauet i henhold til *NS-EN 1991-2*.

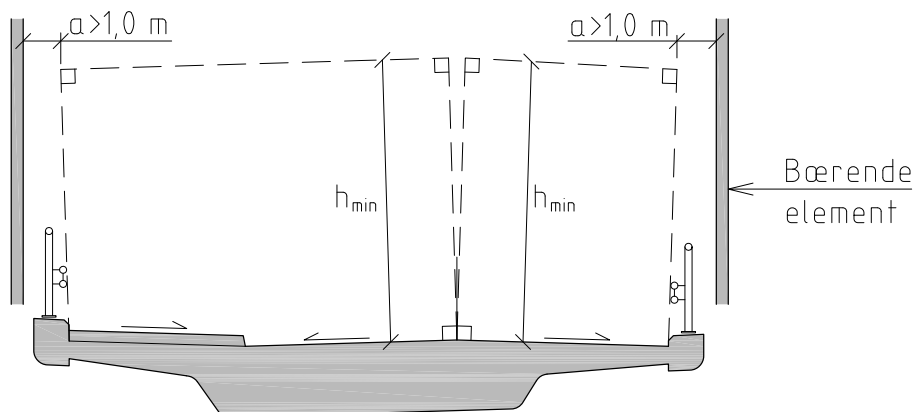
Gang- og sykkelanlegg skal ha innerrekkverket i henhold til *håndbok N101 Rekkverk og vegens sideområder*.

For overgangsbruer for gang- og sykkeltrafikk med fri bredde < 3,5 m skal det vurderes om oppleggs plass for snø er tilstrekkelig.

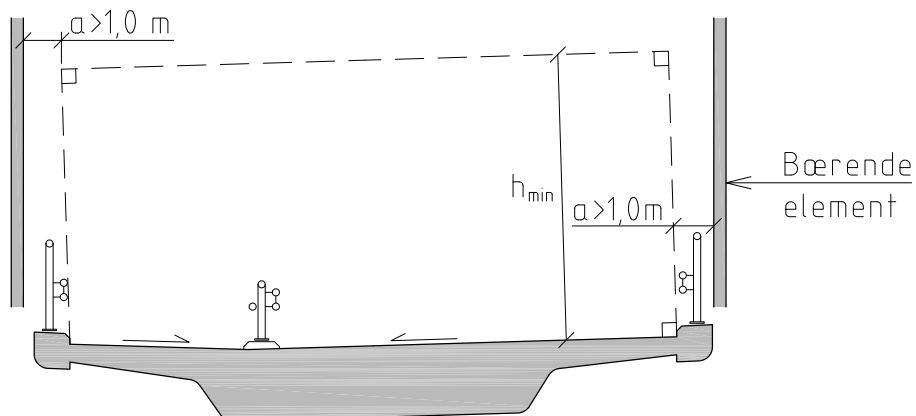
#### 4.1.2 Fri bredde over rekkverk

Vegbruer med overliggende bærekonstruksjon skal ha minimum sideavstand  $a = 1,0$  m til trafikkprofilen som definert i figur 4.1 og 4.2. Fri bredde skal kontrolleres mot rekkverksegenskaper (W eller VI), se *N101 Rekkverk og vegens sideområder*.

Separate gang- og sykkelvegbruer skal ha minimum sideavstand  $a = 0,2$  m.



Figur 4.1: Fri høyde og bredde over kjørebane med takfall



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

### 4.1.3 Sikkerhetsrom

Sikkerhetsrom er en utvidelse av brudekket som er adskilt fra vegtrafikken med et kjøpresterkt rekkverk og tjener som sikkerhetsområde/evakueringsveg ved nødstop, ulykker osv. Fri bredde skal være  $\geq 0,75$  m. Rekkverk skal være i henhold til *håndbok N101 Rekkverk og vegens sideområder*.

### 4.1.4 Fri bredde for jernbanetraffikk

Fri bredde skal være minimum 2,2 m pluss kurveutslag fra spormidt. I områder hvor det foregår skifting skal bredden økes med 0,4 m til hver side. Det vises til Jernbaneverkets tekniske regelverk for ytterligere detaljer.

## 4.2 Krav til høyder over og under bruer

### 4.2.1 Fri høyde for bruer og andre bærende konstruksjoner over veg

Krav til fri høyde for bruer og andre bærende konstruksjoner over veg, samt bruer med overliggende bæresystem, er gitt i *håndbok N100 Veg- og gateutforming*. Krav til fri høyde i tunnelportaler er gitt i *håndbok N500 Vegtunneler*.

Kravene gjelder fra overkant belegning til underkant konstruksjon. Høydekravet gjelder også for fortau og gang- og sykkelanlegg. Fri høyde skal måles fra nivå med overkant slitelag i kjørebane, se figur 4.1 og 4.2.

### 4.2.2 Fri høyde for gang- og sykkeltraffikk under bruer og i underganger

Krav til fri høyde er gitt i *håndbok N100 Veg- og gateutforming*.

### 4.2.3 Fri høyde i sideterreng for trafikkert veg under bruer

Inntil veg uten rekkverk er krav til fri høyde i sikkerhetssonen avhengig av avstand fra kjørebane kant. Konstruktive elementer eller deler av disse som ligger lavere enn høydekravet, utløser krav om vegrekkverk. *Håndbok N101 Rekkverk og vegens sideområder, figur 2.6* gir krav til fri høyde i sikkerhetssonen.

Ved beregning av påkjøringslaster vises det til 5.7.2.



#### 4.2.4 Fri høyde over vassdrag

Fri høyde over vassdrag bestemmes slik at det er minst 0,5 m klaring mot overbygningen ved beregnet vannstand for 200-års flom.

*I tilfeller der konsekvenser av høy flomvannstand er spesielt store (blant annet manglende omkjøringsmuligheter) kan det være aktuelt å benytte lengre returperiode. Disse valg gjøres i samråd med NVE.*

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

#### 4.2.5 Fri høyde for jordbrukstrafikk

Krav til fri høyde er gitt i *håndbok N100 Veg- og gateutforming*.

*Det anbefales å vurdere fri høyde på 4,9 meter også for jordbrukstrafikk.*

#### 4.2.6 Fri høyde for jernbanetrafikk

Fri høyde skal generelt være 7,2 m mellom skinnetopp og underkant konstruksjon. Det vises til Jernbaneverkets tekniske regelverk for ytterligere detaljer.

#### 4.2.7 Vertikal klaring over fjorder og sund

##### 4.2.7.1 Minste vertikale klaring over sjø

Vertikal klaring skal velges slik at overbygningen unngår direkte kontakt med sjøen med god klaring.

I områder med moderat bølgehøyde (ca. 0,5 m) skal minste vertikale klaring for bruer være den største av høyeste astronomiske tidevann (HAT) + 2,5 m og middelvann (MV) + 3,5 m. I områder med større bølgehøyder skal vertikal klaring vurderes spesielt.

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

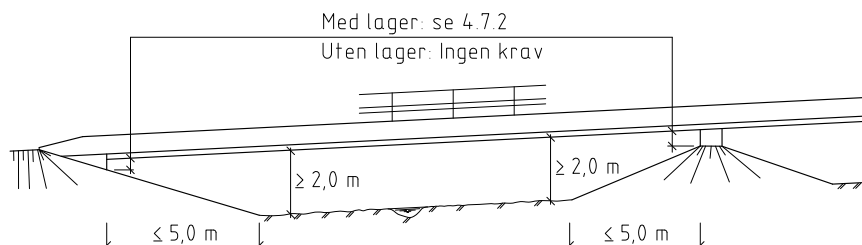
##### 4.2.7.2 Vertikal klaring over farled og farbart sjøområde

Kystverket gir generelle rammer for utforming og standard for de ulike typer farleder. Det skal legges inn tilstrekkelige marginer i bruas vertikalkurvatur som sikrer at kravet til vertikal klaring er oppfylt gjennom hele bruas dimensjonerende brukstid.

## 4.2.8 Fri høyde over terreng

Minste fri høyde fra terreng til underkant bru skal være 2,0 m. For krav til fri høyde ved landkar eller søyle vises det til figur 4.13 og figur 4.14.

*Avtrapping av fri høyde mot landkar eller søyle kan foretas over maksimalt 5,0 m lengde.*



Figur 4.3: Fri høyde målt vertikalt fra terrengnivå til underkant bru

## 4.3 Krav til linjeføring

Linjeføring over bruer skal være i henhold til *håndbok N100 Veg- og gateutforming*. Det vises spesielt til krav om økt minste radius i horisontalkurve på bruer i forhold til veg.

For flyte-/rørbruer er ytterligere krav til linjeføringen beskrevet i 13.12.1.

## 4.4 Utforming av detaljer

### 4.4.1 Generelt

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

### 4.4.2 Rekkverk

Bruer og andre bærende konstruksjoner i veglinja med tilsvarende sikringsbehov, skal ha rekkverk i henhold til *håndbok N101 Rekkverk og vegens sideområder*.

Betongrekkverk skal være plasstøpt og uten svinnfuger.

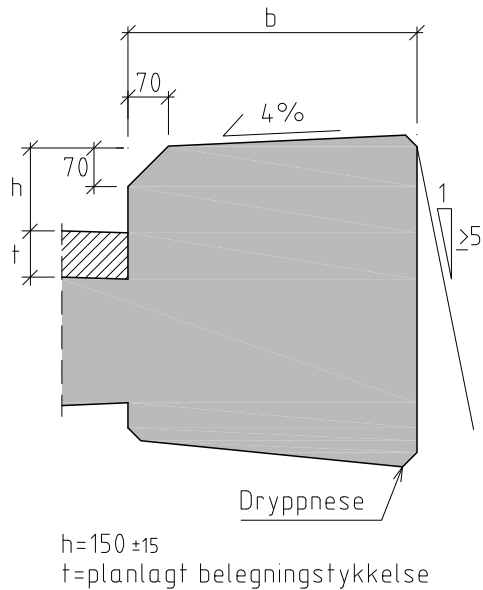
### 4.4.3 Kantdrager

Detaljerte geometrikrav til over- og innerside for kantdrager på vegbruer framgår av figur 4.4.

Kantdragerens bredde (b) påvirkes av rekkverkstypens geometri og øvrige egenskaper, se *håndbok N101 Rekkverk og vegens sideområder*. Teoretisk breddebehov avrundes til nærmeste 50 mm innenfor håndbokas krav. Kantdragerens minste bredde er  $b = 500$  mm.

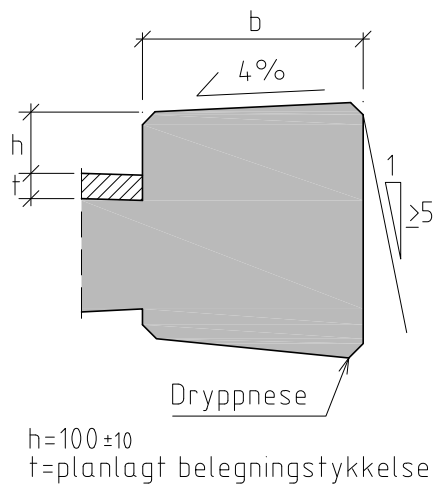
Kantdrageren skal ha høyde  $h = 150$  mm over overkant belegning. Planlagt belegningstykkelse (t) legges til grunn. Kantdragerens overside skal ha et fall inn mot kjørebane på 4 % og hjørne mot kjørebane skal avfases 70 x 70 mm.

Bruenes ytterkanter skal ha dryppneser, uavhengig av om det er krav til kantdrager. Kantdrager skal være plasstøpt og uten svinnfuger.



**Figur 4.4: Geometrikrav til kantdrager på vegbruer.**

For separate gang- og sykkelvegbruer gjelder tilsvarende krav, se figur 4.5. Kantdragerens minste bredde er  $b = 350$  mm.

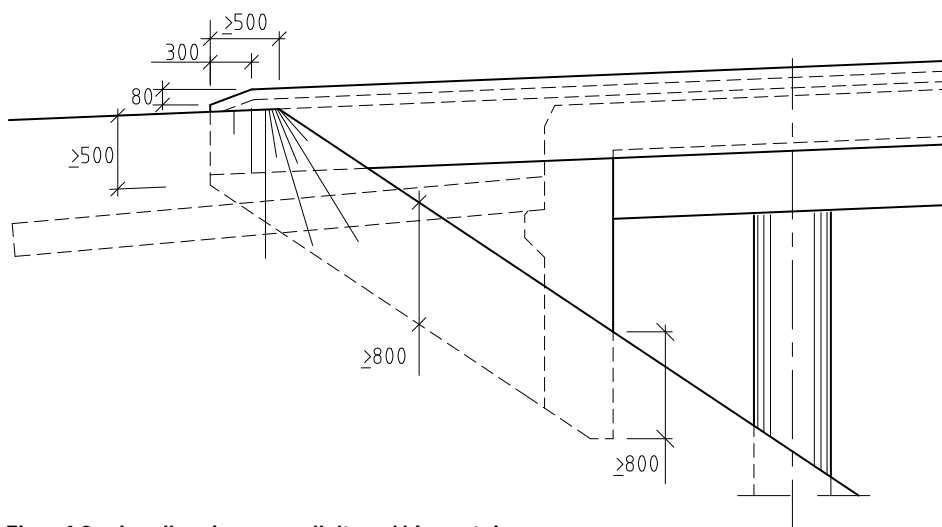


**Figur 4.5: Geometrikrav til kantdrager på separate gang- og sykkelvegbruer**

#### 4.4.4 Landkarvinger

For landkarvinger orientert parallelt med kjøreretningen, skal vingeavslutningen føres minimum 500 mm inn i den horisontale delen av fyllingskjeglen. Vingedybden ved avslutningen skal være minimum 500 mm målt i forhold til overkant slitelag, se figur 4.6.

Endeskjørt på fugefrie bruer og tilsvarende konstruksjonsdel på skivelandkar skal på luftsiden ha minimum dybde 800 mm under fyllingsnivå. Kravet gjelder også vingene generelt, se figur 4.6.



**Figur 4.6: Landkarvinger parallelt med kjøretretning**

Overkant kantdrager brekkes ned 80 mm over en lengde på 300 mm mot enden, se figur 4.6. Innside kantdrager skal avfases i henhold til figur 4.4. Avfasing av kantdrager skal følge overkant helt til vingeende.

## 4.4.5 Overgangsplater

### 4.4.5.1 Generelt

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

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

- Når fyllingshøyden inntil bruenden er  $> 3,0$  m skal det brukes overgangsplate, se figur 4.7. For planlagt fartsgrense  $> 50$  km/t skal overgangsplaten ha en lengde på minimum 4,0 m målt vinkelrett på oppleggsaksen. For planlagt fartsgrense  $\leq 50$  km/t, samt gang- og sykkelveger, skal lengden være minimum 3,0 m.
- Det kreves ikke overgangsplate når overfyllingshøyden  $d$ , fra overkant konstruksjon til underkant slitelag er  $> 2,5$  m for planlagt fartsgrense  $> 50$  km/t og  $> 1,5$  m for planlagt fartsgrense  $\leq 50$  km/t, se figur 4.8.
- Det skal brukes overgangsplate uansett fyllingshøyde hvis fyllingen inntil konstruksjonen er bygd opp av lette masser (ekspandert polystyren, lettklinker osv.)

Fugefrie bruer skal ha overgangsplate uansett fyllingshøyde. Løsmassetunneler, kulverter og tunnelportaler (trafikk inne i løpet) med hel bunnplate skal ha overgangsplate i bunnplatenes ender i henhold til reglene for vegtypen. Høydekravene gjelder fra berg eller setningsfri, fast grunn. Se for øvrig figur 4.7 og 4.8.

Det kreves ikke overgangsplate for konstruksjoner med tunnel-tverrsnitt.

### 4.4.5.2 Fugefrie bruer

Lengden av overgangsplaten skal økes med minimum 1,0 m for fugefrie bruer med total brulengde  $L_{\text{tot}} \geq 50$  m og fastholding i området nær brumidte, eller  $L_{\text{tot}} \geq 25$  m og fastholding i én ende.

#### 4.4.5.3 Overfylling

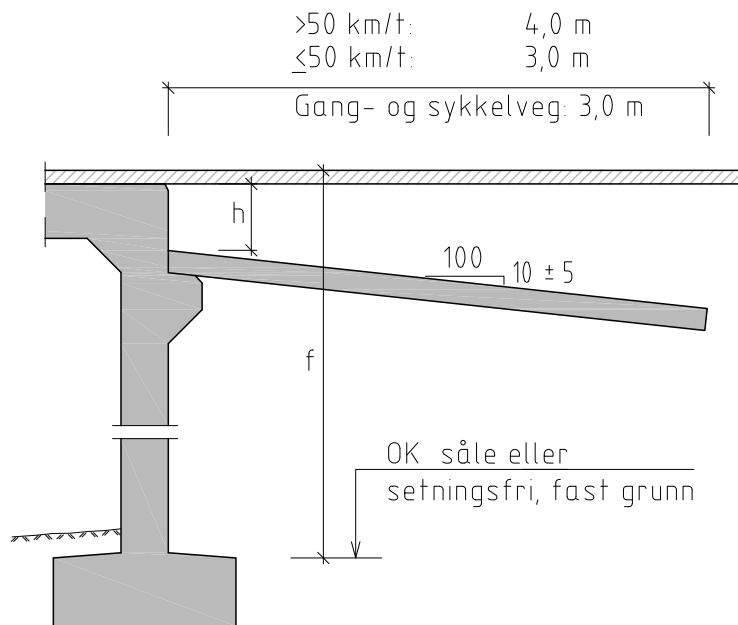
Ved fuktisolering direkte på konstruksjonen, skal høyden fra overkant overgangsplate til overkant konstruksjon være  $0,2 \text{ m} \leq h \leq 1,0 \text{ m}$  i platens oppleggsakse. Dersom trekkerør for kabler plasseres oppå overgangsplate, gjelder høydekravet  $h \geq 0,2 \text{ m}$  fra overkant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

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

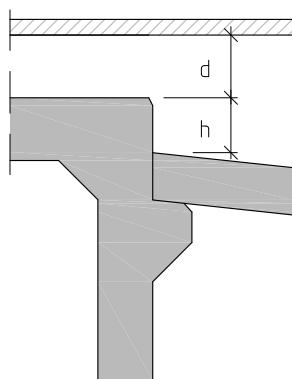
#### 4.4.5.4 Bredder og fall

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 samme konflikt stilles det ikke krav til overgangsplate under midtdeler.

Overkant overgangsplate skal ha fall på  $(10 \pm 5):100$  fra opplegget, se figur 4.7.



Figur 4.7: Overgangsplate for konstruksjon uten overfyllmasser med belegning direkte på takplate



Figur 4.8: Overgangsplate for konstruksjon med overfyllmasser

## 4.5 Geometrikrav til hulrom

### 4.5.1 Generelt

Det skiller mellom hvorvidt hulrom skal inspiseres fra innsiden eller ikke. Typiske konstruksjonselementer som skal inspiseres innvendig er kassebruer, samt hullvernsnitt i tårn, søyler, buer og rigler.

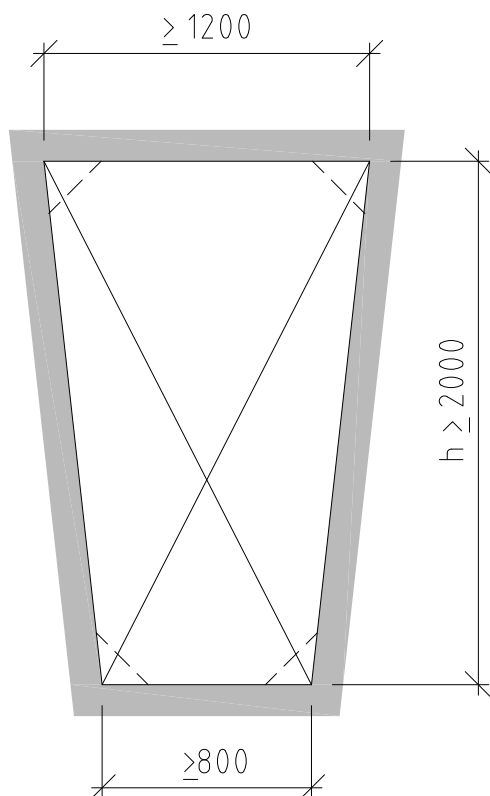
For kassebruer i stål som er prosjektert lufttett etter prinsippene i 8.10.1.2 stilles det ingen krav til tilkomst for innvendig inspeksjon.

### 4.5.2 Hulrom i kassebruer med inspeksjonskrav

#### 4.5.2.1 Kassetvernsnitt med konstant høyde

Kassetvernsnitt med konstant kassehøyde, som forutsettes tilgjengelig for innvendig inspeksjon i henhold til *håndbok V441 Inspeksjonshåndbok for bruer*, skal ha gjennomgående fritt rom med høyde  $h \geq 2000$  mm og fri bredde i henhold til figur 4.9. For minimum fritt rom skal vouter ikke være større enn  $200 \times 200$  mm.

For dører og mannhull gjelder krav til fri høyder og bredder gitt i 4.6.2.

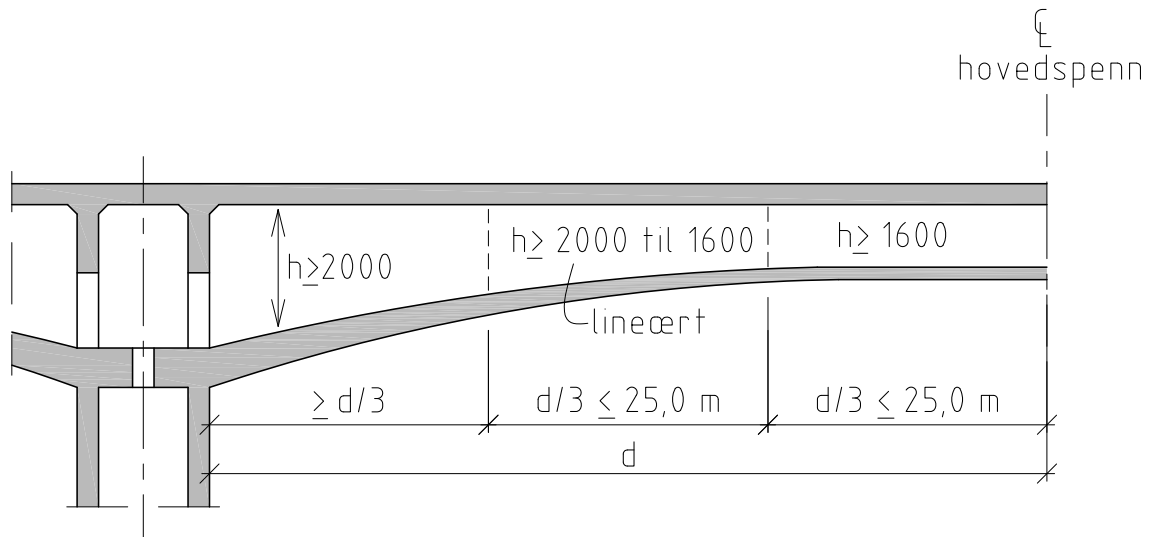


Figur 4.9: Minstemål for kassetvernsnitt.

#### 4.5.2.2 Kassetverrsnitt med variabel høyde

For kassetverrsnitt med variabel kassehøyde, som forutsettes tilgjengelig for innvendig inspeksjon i henhold til *håndbok V441 Inspeksjonshåndbok for bruer*, skal  $h \geq 1600$  mm, begrenset til den minste av lengdene  $d/3$  eller 25,0 m, se figur 4.10. For det midtre område av lengden  $d$  varierer høydekravet lineært fra 1600 til 2000 mm. For det gjenværende området skal  $h \geq 2000$  mm.

For dører og mannhull gjelder krav til fri høyder og bredder gitt i 4.6.2.

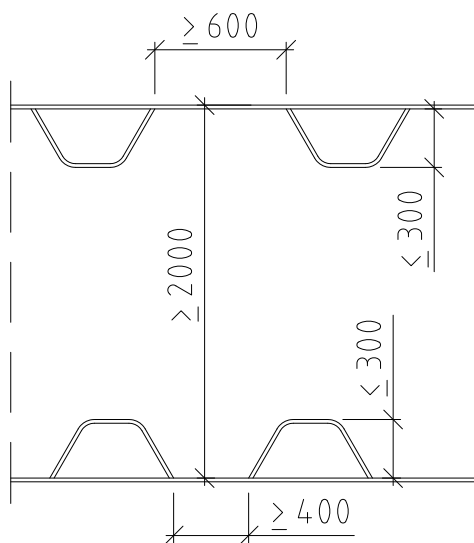


Figur 4.10: Fri høyde for kassetverrsnitt med variabel høyde.

#### 4.5.2.3 Spesiell høyderegel for stålkasser

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

Hvis bunnplate og topplate er avstivet med trapesstivere eller lignende, med minsteavstander som vist på figur 4.11, gjelder kravet til innvendig høyde fra overkant bunnplate mellom stiverne.



Figur 4.11: Kassetverrsnitt i stål, utsnitt

### 4.5.3 Hulrom i søyler, tårn og rigler

Minimum fritt hulrom i søyler og tårn skal være 1200 x 1200 mm. Krav til vouter er gitt i 4.5.2.1. Sirkulære hulrom skal ha diameter  $\geq 1400$  mm.

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

### 4.5.4 Hulrom i buebruer

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

## 4.6 Dører, luker og mannhull

### 4.6.1 Plassering av dører, luker og mannhull

Luker skal ikke plasseres i kjørebane, skulder eller gang- og sykkelareal.

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

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

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

### 4.6.2 Dører og mannhull i vertikale flater

Krav til minimum høyde  $h$  fra overkant bunnplate, oppbygd trappetrinn eller repos til overkant åpning skal være som angitt i tabell 4.1. Kravet avhenger av konstruksjonsdelens tykkelse ( $t$ ).

$t$	< 1000	1000 < 2000	2000 < 4000	$\geq 4000$
$h$	$\geq 1400$	$\geq 1600$	$\geq 1800$	$\geq 2000$

**Tabell 4.1: Høydekrav for dører og mannhull i vertikale flater. Alle mål i mm.**

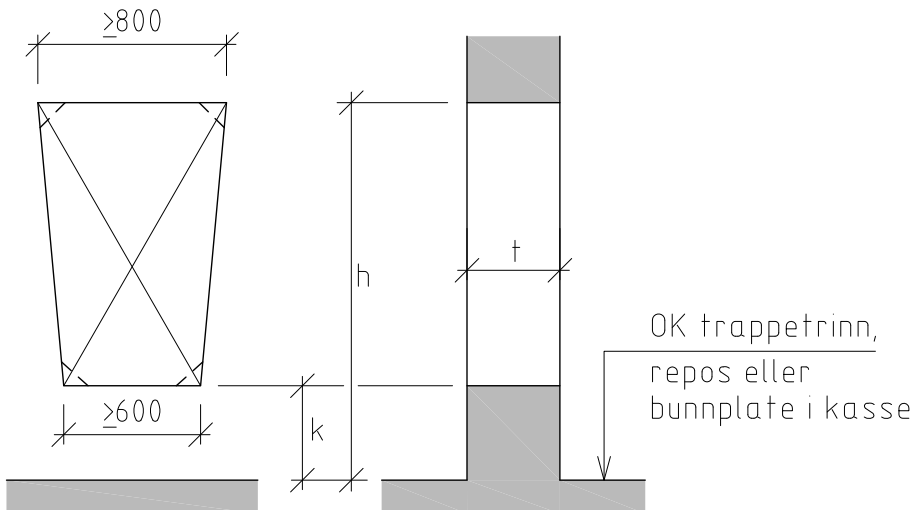
Dører skal ha åpning med bredde  $\geq 800$  mm.

Mannhull skal ha minimum fri bredde i henhold til figur 4.12. For åpning med minimumsmål skal vouter ikke være større enn 100 x 100 mm, alternativt avrundet med radius  $R \leq 200$  mm.



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

- for veggykkelse  $t \leq 200$  mm skal  $k \leq 400$  mm
- for veggykkelse  $t > 200$  mm skal  $k \leq 200$  mm



**Figur 4.12: Typiske mål for dører og mannhull i vertikale flater. Breddereduksjon i åpningens bunn gjelder ikke dører, kun for mannhull.**

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

### 4.6.3 Luker og mannhull i horisontale flater

Luker og mannhull i horisontale flater skal ha fri åpning på minimum  $800 \times 800$  mm, eventuelt  $\varnothing 900$  mm.

## 4.7 Tilkomst

### 4.7.1 Generelt

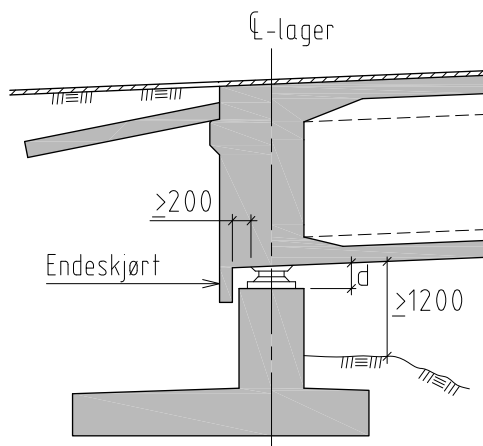
Kravene i 4.7.2 – 4.7.4 er uavhengige av konstruksjonsmaterialet.

### 4.7.2 Tilkomst til lagre

I områder ved lagre skal konstruksjoner utformes med tilstrekkelig fritt rom for å sikre tilgjengelighet ved inspeksjons-/vedlikeholdsarbeider.

For bruende uten fugekonstruksjon vil tilkomst til lagrene kun være fra utsiden. Fri høyde over terreng med hensyn til tilkomst til lagre skal være  $\geq 1200$  mm, se figur 4.13. For krav til spalte, d, vises det til figur 4.15.

Minste avstand mellom endeskjørt og lager skal være  $\geq 200$  mm.

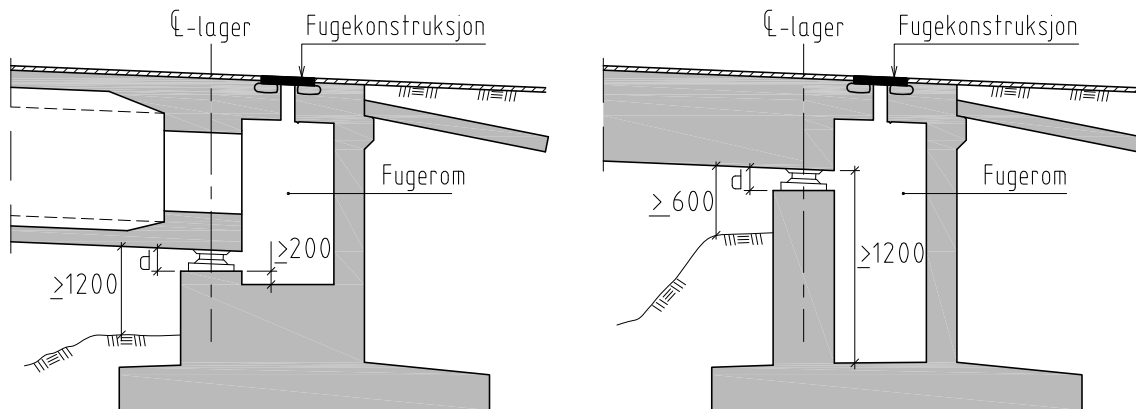


Figur 4.13: Eksempel på tilkomst til lager fra utsiden

For bruende med fugekonstruksjon og fugerom vil tilkomst til lagre kunne være fra utsiden eller fra fugerommet. Fri høyde skal være  $\geq 1200$  mm målt fra terreng eller bunn i fugerom avhengig av hvilken siden tilkomst er forutsatt fra, se figur 4.14.

Hvis det er tilrettelagt for at all tilkomst skal kunne foregå fra fugerommet er krav til fri høyde over terreng  $\geq 600$  mm. For krav til spalte (d) vises det til figur 4.15.

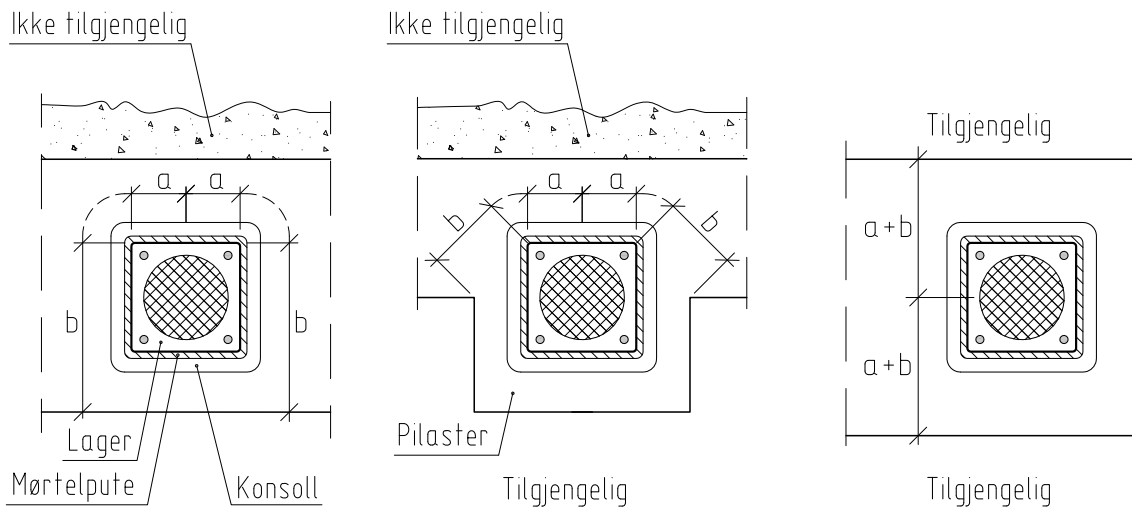
Avstand fra bunn i fugerom til overkant lageravsats skal være  $\geq 200$  mm.



**Figur 4.14:** Eksempel på tilkomst til lager tilrettelagt fra henholdsvis utside og fugerom

Figur 4.15 viser plan av lageravsatser med tilkomst fra én eller flere sider.

Lagerkonsoll kan utformes slik at den tilpasses lagerets form. Ved større lagre kan det være nødvendig å utforme opplegget under konsoll som pilaster, se midtre del av figur 4.15.



**Figur 4.15:** Plan lageravsatser med tilkomst fra én eller flere sider

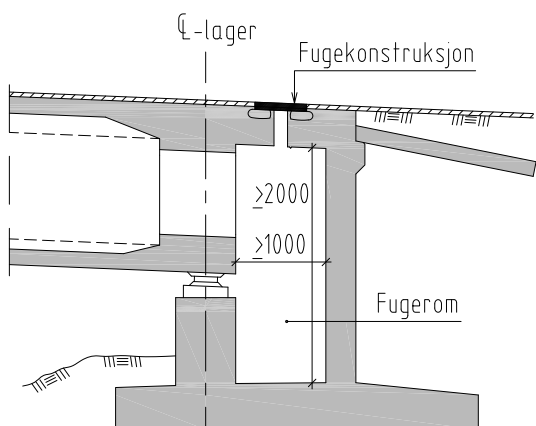
For spalte (d) mellom lageravsats og overbygning gjelder følgende:

- $d \geq 200$  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

### 4.7.3 Tilkomst til fuger

Under fugekonstruksjon skal det være tilgjengelighet for inspeksjon i hele dens lengde. For vegbruer skal fugerommet ha dimensjoner i henhold til figur 4.16. For separate gang- og sykkelvegbruer skal bredden være  $\geq 800$  mm og høyden  $\geq 1600$  mm.

Innebygd fugerom skal dreneres. Det vises også til 12.5.



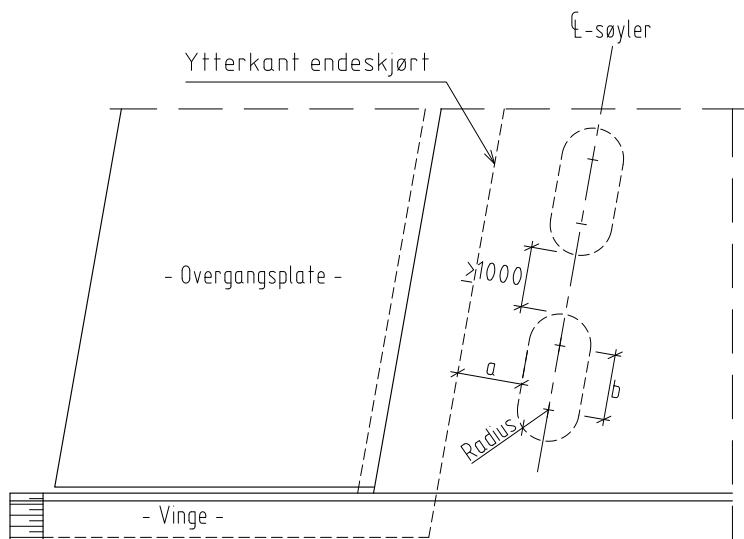
Figur 4.16: Fugerom for vegbruer

### 4.7.4 Tilkomst rundt søyler og mellom søyler og vegg

Minste avstand mellom søyler/vegg søyler i samme akse skal være  $\geq 1000$  mm. Minste avstand mellom søyler/vegg søyler og ytterkant endeskjørt, a, er gitt som:

- 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 4.17: Tilkomst rundt søyler og avlangt søyletverrsnitt

## 5 Laster

### 5.1 Klassifisering av påvirkninger

Laster klassifiseres etter deres variasjon over tid på følgende måte:

- permanente påvirkninger
- variable påvirkninger
- ulykkespåvirkninger

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

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

### 5.2 Permanente påvirkninger

#### 5.2.1 Generelt

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

#### 5.2.2 Egenlaster

##### 5.2.2.1 Generelt

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

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

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.

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

##### 5.2.2.2 Belegning

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

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

Fortau over vegbruer skal dimensjoneres for en belegningsvekt på minimum 1,5 kN/m<sup>2</sup> i tillegg til vekten av selve fortauet, se også 12.2.5.7.

Største spennvidde l [m]		
l ≤ 50	50 < l ≤ 200	l > 200
3,5 kN/m <sup>2</sup>	2,5 kN/m <sup>2</sup>	2,0 kN/m <sup>2</sup>

**Tabell 5.1: Minstekrav til dimensjonerende belegningsvekter i kjørebane**

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

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

**Tabell 5.2: Minstekrav til dimensjonerende belegningsvekter for bruer med gang- og sykkeltrafikk**

Bevegelige bruer med spennvidder > 10 meter skal dimensjoneres for minimum 2,0 kN/m<sup>2</sup> i kjørebane og 1,0 kN/m<sup>2</sup> på fortau og gang- og sykkelanlegg i tillegg til vekten av selve fortauet.

Bruer og andre bærende konstruksjoner med gjennomgående vegoverbygning skal dimensjoneres for vekten av vegoverbygningen i tillegg til belegningsvektene i tabell 5.1 og 5.2.

### 5.2.3 Vanntrykk

Vanntrykk bestemmes som angitt i *NS-EN 1997-1* og *håndbok V220 Geoteknikk i vegbygging*. Variabel del av vanntrykket er behandlet i 5.5.5.

### 5.2.4 Jordtrykk

Jordtrykk bestemmes som angitt i *NS-EN 1997-1* og *håndbok V220 Geoteknikk i vegbygging*. Trykk fra andre typer fyllmasser skal bestemmes særskilt.

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

## 5.3 Variable påvirkninger

### 5.3.1 Generelt

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

- trafikklaster
- støt- og forføyningslaster fra ferje
- naturlaster
- andre variable laster som:
  - last fra variabel ballast og utstyr som kan fjernes
  - laster påført konstruksjonen i midlertidige faser som fabrikkasjon, installering, spesielle kortvarige operasjoner, fjerning osv.

Karakteristiske verdier for trafikklaster og støt- og forføyningslaster fra ferje er gitt i *NS-EN 1991-2*, samt tilleggsregler i *forskrift for trafikklaster*. Karakteristisk verdi for andre variable laster defineres som den ugunstigste forventede last ut fra de aktuelle forhold.

### 5.3.2 Midlertidige laster

Det skal tas hensyn til midlertidige laster fra:

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

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

## 5.4 Naturlaster

### 5.4.1 Generelt

Naturlaster er laster som skyldes klima på brustedet og andre naturgitte forhold (jordskjelv osv.). Behovet for og omfanget av eventuelle målinger og observasjoner for å fastlegge naturlastene på brustedet bestemmes for det enkelte prosjekt.

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

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

Unormale naturlaster har returperiode tilsvarende ulykkeslaster.

### 5.4.2 Snølast

Snølast regnes ikke 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.

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

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

## 5.4.3 Vindlast

### 5.4.3.1 Vindklasser

Vindlast på brukonstruksjoner bestemmes etter følgende vindlastklasser:

**Vindlastklasse I:** Brukonstruksjoner med ubetydelig dynamisk lastvirkning fra vind. Vindlastklasse I omfatter alle bruer, hvor høyeste egensvingeperiode er  $< 2$  s.

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

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

- høyeste egensvingeperiode er  $\geq 2$  s og spennvidden er  $< 300$  m
- høyeste egensvingeperiode er  $< 2$  s og spennvidden er  $\geq 300$  m

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

**Vindlastklasse III:** Brukonstruksjoner med utpreget dynamisk lastvirkning fra vind. Vindlastklasse III omfatter alle bruer hvor følgende to betingelser er oppfylt:

- høyeste egensvingeperiode er  $\geq 2$  s
- spennvidden er  $\geq 300$  m

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

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

### 5.4.3.2 Vindfeltets karakteristiske egenskaper

Stedsvindhastigheten  $v_m$  som uttrykker tidsmiddelverdien av vindhastigheten i hovedstrømsretningen ( $x$ ), er i henhold til NS-EN 1991-1-4:2005+NA:2009, punkt NA.4.2 + punkt 4.3 gitt ved:

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

hvor:

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

Verdier for  $v_{b,0}$ ,  $c_{dir}$ ,  $c_{season}$ ,  $c_{alt}$ ,  $c_{prob}$ ,  $c_0(z)$  og  $c_r(z)$  og bestemmes i henhold til NS-EN 1991-1-4. Dersom vindfeltet kan beskrives innenfor basistilfellene av terrengruhetskategorier, beregnes turbulensintensiteten,  $I_u$ , i hovedstrømsretningen etter NS-EN 1991-1-4:2005+NA:2009, tabell NA.4.1.

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

Den integrale lengdeskalaen  $^xL_u$  er gitt ved:

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



hvor:

- $L_1$  - referanse lengdeskala lik 100 m
- $z_1$  - referanse høyde lik 10 m

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

$$\begin{bmatrix} I_v \\ I_w \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 3/4 \\ 1/4 \end{bmatrix} I_u \text{ og } \begin{bmatrix} yL_u \\ zL_u \\ xL_v \\ yL_v \\ zL_v \\ xL_w \\ yL_w \\ zL_w \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1/3 \\ 1/5 \\ 1/4 \\ 1/4 \\ 1/12 \\ 1/12 \\ 1/18 \\ 1/18 \end{bmatrix} \times L_u \quad (5.3)$$

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

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

hvor  $\sigma_i$  er standardavviket til turbulenskomponenten  $i$ , og:

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

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

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

hvor  $\Delta s_j$  er horisontal- eller vertikalavstanden mellom betraktete punkter, og:

$$\begin{aligned} i_1, i_2 &= u, v, w \\ j &= y, z \\ C_{uy} = C_{uz} &= 10,0, C_{vy}, = C_{vz} = C_{wy} = 6,5, C_{wz} = 3,0 \end{aligned}$$

Bruk av alternative spektra skal avklares skriftlig med Vegdirektoratet før oppstart av prosjekteringen.

Hvis forutsetningene for å bestemme vindfeltets karakteristiske egenskaper etter *NS-EN 1991-4:2005+NA:2009, tabell NA.4.1* ikke er til stede, skal det gjøres vindmålinger på brustedet. For å kartlegge vindfeltet mer detaljert, kan slike feltmålinger suppleres med undersøkelser av terrengmodell i vindtunnel, eller med numeriske simuleringer. Disse undersøkelsene skal ikke erstatte feltmålinger.

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

### 5.4.3.3 Grensetilstander og lastkombinasjoner

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

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

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

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

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

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

### 5.4.3.4 Brukonstruksjoner i vindlastklasse I

Lastvirkninger beregnes på grunnlag av kasthastighetstrykket i hovedstrømsretningen som angitt i NS-EN 1991-4:2005+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:

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

hvor:

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

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

### 5.4.3.5 Brukonstruksjoner i vindlastklasse II

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

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

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

hvor hastighetstrykket  $\bar{q}$  er gitt ved:

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

Luftens densitet  $\rho$  settes lik 1,25 kg/m<sup>3</sup>.

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

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

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

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

For horisontalt bruelement, eksempelvis en brubjelke, er:

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

For vertikalt bruelement, eksempelvis en søyle, er:

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

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

### 5.4.3.6 Brukonstruksjoner i vindlastklasse III

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

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

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

### 5.4.3.7 Hvirvelavløsningsvingninger

Brukonstruksjoner i vindlastklassene I, II og III skal vurderes med hensyn til hvirvelavløsningsvingninger. Hvirvelavløsninger oppstår på grunn av alternerende hvirveldannelser på hver side av tverrsnittet, som gir fluktuerende krefter  $q_L(t)$  på tvers av hovedstrømsretningen og vridningsmoment  $q_M(t)$  om skjærsenteret.

Hvirvelavløsningsfrekvensen  $n_s$  er gitt ved:

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

hvor:

$V$  - middelvindhastighet

$St$  - Strouhals tall

$h$  - referansehøyde for måling av Strouhals tall

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

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

hvor:

$n_i$  - brukonstruksjonens egensvingefrekvens nr. i

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

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

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

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

**Tabell 5.3: Konstruksjonsdemping, der  $\xi = \frac{C}{C_{cr}}$**

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

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

hvor:

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

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

$V_m$  - middelvindhastighet ved hastighetsfordelingens topp, gitt ved:

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

hvor:

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

#### 5.4.3.8 Kontroll av instabilitetsfenomenene

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

Det skal for instabilitet kontrolleres at:

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

hvor:

$$\gamma_{verit} = 1,6$$

$z_m$  - referanseposisjon for beregning av kritisk vindhastighet eksempelvis midlere høyde over terreng for brubjelkens skjærsenter.

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

For spesielt slanke brukonstruksjoner skal det også undersøkes om mer enn én vertikal egensvingeform bidrar til fluttermekanismen. Disse undersøkelsene skal baseres på frekvensavhengige lastkoeffisienter. Enkelte konstruksjonselementer, for eksempel kabler og slanke staver i fagverk, skal også kontrolleres for instabiliteter, spesielt med tanke på galloping.

De fire kategoriene av instabilitetsfenomen som skal kontrolleres er:

### 1) Galloping

Galloping skyldes bevegelsesinduserte krefter på tvers av hovedstrømsretningen. Fenomenet forekommer for brukonstruksjoner med en tverrsnittsform hvor løftekoeffisientens helning er  $c'_L$  negativ. Den kritiske vindhastigheten for galloping er gitt ved:

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

hvor:

$n_z$  - laveste egenfrekvens ved egensvingninger på tvers av hovedstrømsretning

$\xi_z$  - dempingsforhold for tilhørende egensvingeform

$m_z$  - jevnt fordelt ekvivalent modal translasjonsmasse:

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

hvor:

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

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

### 2) Statisk divergens

Statisk divergens skyldes negative bidrag fra bevegelsesinduserte vridningskrefter til brukonstruksjonens totale torsjonsstivhet. Den kritiske vindhastigheten for statisk divergens er gitt ved:

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

hvor:

$n_\theta$  - laveste egenfrekvens for torsjonssvingning

$m_\theta$  - jevnt fordelt ekvivalent modal rotasjonsmasse

### 3) 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:*

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

hvor:

$$r = \sqrt{\frac{2m_0}{m_z}} - \text{treghetsradien til tverrsnittet} \quad (5.23)$$

#### 4) Torsjonsinstabilitet

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

### 5.4.4 Laster fra bølger og strøm

#### 5.4.4.1 Generelt

Bølge- og strømforhold rundt brukonstruksjoner, samt resulterende laster, 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*

Metodene i de nevnte referansene er utviklet for konstruksjoner i sjø, men kan også anvendes for konstruksjoner i innsjø. For konstruksjoner i elver vises det til *Vassdragshåndboka (NVE 2010)*.

#### 5.4.4.2 Bølg høyder og strømningskomponenter

Bølg høyder og strømningskomponenter skal beregnes både når vannstanden i fjorden tilsvarer høyeste astronomiske tidevann (HAT) og laveste astronomiske tidevann (LAT). Ved beregning av bølgekrefter skal strømningskraft fra tidevann legges til hvis denne er signifikant.

Bølgeberegninger skal utføres ved hjelp av deterministiske modeller basert på lineær bølge teori eller ved hjelp av stokastiske metoder basert på bølgespektre.

*JONSWAP spekteret kan benyttes for vindgenererte bølger (vindsjø).*

#### 5.4.4.3 Laster

Laster på konstruksjonen beregnes ved hjelp av empiriske formler i henhold til *DNV-RP-C205 (2010)* eller ved CFD-analyser (Computational Fluid Dynamics).

#### 5.4.4.4 Bølgelast på små konstruksjoner

For peler og fundamenter med sirkulært tverrsnitt benyttes Morisons likning til å beregne bølgelasten dersom bølgelengden er større en fem ganger diameteren,  $D$ , til konstruksjonen ( $\lambda > 5 D$ ).

Morisons likning er gitt som:

$$F(t) = \frac{\pi}{4} C_m \rho D^2 v_n + \frac{1}{2} C_D \rho D v_n |v_n| \quad (5.24)$$

*Verdier for koeffisientene  $C_m$  og  $C_D$  kan bestemmes i henhold til DNV-RP-C205 (2010).*

For peler i sjø vil marin begroing gi en økning av pelediameteren på 4 - 8 cm langs hele pelelengden som det skal tas hensyn til. Begroing vil i tillegg gi pelen en mer ru overflate.

Det skal tas hensyn til helningsvinkelen når en beregner strømkomponenten normalt 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.*

#### 5.4.4.5 Bølgelast på storvolum-konstruksjoner

Begrepet "storvolum-konstruksjoner" brukes for konstruksjoner hvor konstruksjonsdimensjonene,  $D$ , er større enn en sjettedel av bølgelengden,  $D > \lambda/6$ . For slike konstruksjoner skal det tas hensyn til bølgediffraksjon.

*Bølgelast på storvolum-konstruksjoner kan beregnes etter DNV-RP-C205 (2010) kapittel 7.*

#### 5.4.4.6 Hvirvelavløsning

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:

$$n_s = \frac{VSt}{D} \quad (5.25)$$

hvor:

- $V$  - strømningshastigheten
- $St$  - Strouhals tall
- $D$  - pelediameteren

#### 5.4.5 Laster fra variabelt vanntrykk

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

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

#### 5.4.6 Laster fra skred

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

- Snøskred: *håndbok V138 Veger og snøskred, kapittel 6*
- Flomskred: *håndbok V139 Flom- og sørpeskred, punkt 6.5.3*
- Steinskred: *vd rapport 32 Sikring av vegger mot steinskred*

For beregning av ulykkeslaster fra skred vises det til 5.7.6.1.



## 5.4.7 Islast

### 5.4.7.1 Generelt

Brukonstruksjoner skal dimensjoneres for islaster der det er relevant. Konstruksjonens utforming tilpasses lokale forhold slik at islaster reduseres mest mulig.

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 skal angrepsnivåer for islast vurderes spesielt. Følgende gir karakteristiske lastverdier.

### 5.4.7.2 Istykkelse

Dimensjonerende istykkelse i meter,  $h$ , beregnes etter frostmengde  $FD$  i time grader [ $h^{\circ}C$ ] gitt i *håndbok N200 Vegbygging*. For permanente konstruksjoner benyttes returperiode 100 år. For midlertidige konstruksjoner benyttes returperiode 10 år.

$$h = \frac{1}{175} \cdot FD^{0,5} \quad (5.26)$$

### 5.4.7.3 Last fra drivende is

Last fra knusing av is med tykkelse  $h$  mot en vertikal konstruksjon med bredde  $D$  beregnes som en linjelast etter:

$$F_c = C \cdot h \left(\frac{D}{h}\right)^{-0,16} \left(\frac{h}{h_1}\right)^{(n)} \quad \begin{array}{ll} n = -0,5 + h/5 & h \leq 1,0m \\ n = -0,3 & h > 1,0m \end{array} \quad (5.27)$$

hvor:

$$C = 1800 \text{ kPa}$$

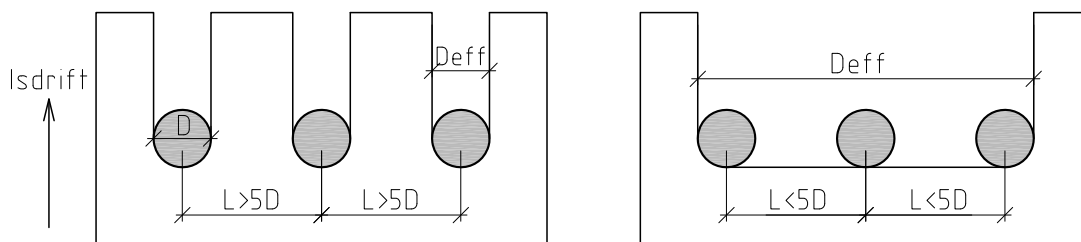
$$h_1 = 1,0 \text{ m}$$

Uttrykket over gir øvre grense for islast fra et flatt isdekke. I områder med skruis skal det gjøres egne vurderinger. Dersom konstruksjonens forskyvning i lastangrepspunktet beregnes til mer enn 10 mm etter (5.27) skal dynamiske effekter av isknusing vurderes nærmere. Isen drives av vind og strøm. I tilfeller med broer over mindre innsjøer og elver kan de drivende kreftene være begrensende for islastene.

*Lokale vurderinger kan gjøres for å oppnå et bedre lastestimat.*

### 5.4.7.4 Avstand mellom konstruksjonsdeler

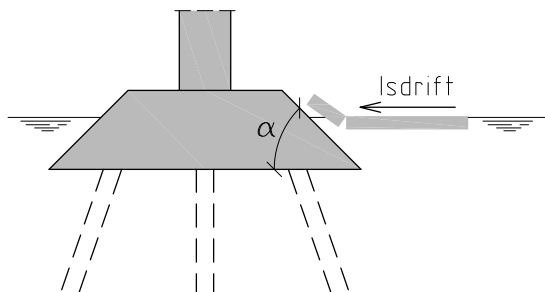
For konstruksjonsdeler utstatt for isknusing kan lasten på hver enkelt del beregnes med  $D = D_{\text{eff}}$  etter (5.27) hvis senteravstanden,  $L > 5D$ . Hvis  $L < 5D$  kan en forvente oppsamling av is mellom konstruksjonsdelene og  $D_{\text{eff}}$  beregnes som vist i figur 5.1.



Figur 5.1: Avstand mellom konstruksjonsdeler

### 5.4.7.5 Skrå konstruksjoner

Islast mot skrå konstruksjonsflater er begrenset av isens bøyestyrke. For at islasten skal være dominert av bøyebrydd må skråplanet vinkel være  $\alpha < 70^\circ$ , se figur 5.2. Lasten beregnes da etter ISO 19906:2010(E) punkt A.8.2.4.4.3.



Figur 5.2: Islast mot skrå konstruksjon

### 5.4.7.6 Horisontal last fra termisk ekspansjon og vannstandsvariasjon

Ensidig last fra fast isdekke (kN/m) ved temperaturendringer beregnes ut fra jevnt fordelt last:

$$q_h = 300h + 2,5|T| < 250 \quad (5.28)$$

hvor:

$h$  - istykkelse i meter. Skal ikke innføres med større verdi enn  $h = 0,5$  m

$T$  - laveste døgnmiddeltemperatur ( $^\circ\text{C}$ ) med returperiode 50 år, se NS-EN 1991-1-5

Muligheter for ensidig belastning fra ekspansjon skal vurderes i det enkelte tilfellet.

### 5.4.7.7 Vertikale islaster ved vannstandsvariasjoner

Ved vannstandsendringer vil laster fra fast is angitt i (5.26) kunne få en vertikal oppadrettet komponent som maksimalt er 1/3 av den horisontale lasten. Isdekke fastfrosset i pilerer kan ved stigende vannstand gi løftelaster.

Løftelasten (kN/m) kan beregnes etter (5.29).

$$F_L = L_1 q_v \quad (5.29)$$

der  $L_1$  er den eksponerte lengde som er i kontakt med is. For et sirkulært tverrsnitt er  $L_1 = \pi D$ . Den fordelte løftende lasten er:

$$q_v = 0,6 \cdot \sqrt{h \cdot 0,7 \cdot C \cdot w \cdot k_g} \quad (5.30)$$

hvor:

$w$  - total vannstandsending

$k_g$  - opptrykksmodulen =  $9,81 \text{ kN/m}^3$ .

For frittstående pel kan løftelast (kN/m) forenklet beregnes etter formel (5.31)

$$F_L = q_p h^2 \quad (5.31)$$

hvor:

$q_p < 1600 \text{ kN/m}^2$  og  $h \leq 0,6$  m.

## 5.4.8 Termiske påvirkninger

### 5.4.8.1 Generelt

Termisk påvirkning er sammensatt av virkningene av:

- jevnt fordelt temperaturandel
- vertikal lineært varierende temperaturandel, alternativt vertikal ikke-lineært varierende temperaturandel
- horisontal lineært varierende temperaturandel
- forskjell i jevnt fordelt temperaturandel mellom konstruksjonsdeler
- temperaturdifferanse over veggtykkelsen og mellom utvendige og innvendige vegger i kassetverrsnitt

De ulike temperaturandelene og samtidighet av disse skal beregnes i henhold til NS-EN 1991-1-5, samt tilleggsgbestemmelser som angitt i 5.4.8.2 – 5.4.8.4.

*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 skal vurderes i hvert enkelt tilfelle.*

### 5.4.8.2 Vertikalt varierende temperaturandel

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

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

### 5.4.8.3 Forskjell i temperaturandel mellom ulike konstruksjonsdeler

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

### 5.4.8.4 Temperaturdifferanser

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

## 5.4.9 Seismiske påvirkninger

### 5.4.9.1 Generelt

Seismisk påvirkning betraktes som en unormal naturlast.

Den seismiske påvirkningen karakteriseres ved hjelp av seismiske sonekart for akselerasjon i berggrunn, gitt som spissverdien  $\alpha_{g40Hz}$  [ $m/s^2$ ] ved frekvens  $n = 40$  Hz. Seismiske sonekart som skal brukes i Norge er gitt i NS-EN 1998-1.

Jordskjelvbevegelsen angis som en beskrivelse av bevegelsen av berggrunnen i et enkelt punkt. For konstruksjoner som ikke står direkte på berggrunnen, skal det kompenseres for den endring av jordskjelvakselerasjonen som skjer mellom berggrunnen og konstruksjonen.

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*.

#### 5.4.9.2 Valg av seismisk klasse

Seismisk klasse for bruer skal velges i henhold til *NS-EN 1998-2:2005+A1:2009+NA:2009, tabell NA.2(901)*.

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.

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

#### 5.4.9.3 Krav til analyser

Det stilles ikke krav om seismisk analyse for bruer i kategori 0 i henhold til *NS-EN 1998-2:2005+A1:2009+NA:2009, tabell NA.2(904)*.

## 5.5 Deformasjonslaster

### 5.5.1 Generelt

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

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

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

### 5.5.2 Forspenning, svinn, kryp og relaksasjon

Det vises til 7.2.3.

### 5.5.3 Setninger

For direkte- og pelefundamentering vises det til henholdsvis 11.3.7 og 11.4.6.

### 5.5.4 Friksjonskrefter/deformasjonskrefter fra lager

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

### 5.5.5 Jordtrykk mot endeskjørt på fugefrie bruer

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

*Dersom ikke andre nøyaktigere beregninger utføres kan det totale jordtrykket, representert ved jordtrykkskoeffisienten  $k$ , forenklet bestemmes som gitt i (5.32) for dimensjonering av betong i bruddgrensetilstand.*

$$k = \begin{cases} k_0 + (k_p - k_0) \delta / \delta_p; & 0 \leq \delta \leq \delta_p \\ k_p & ; \delta > \delta_p \end{cases} \quad (5.32)$$

hvor:

- $k_0$  - koeffisient for hviletrykk
- $k_p$  - koeffisient for passivt jordtrykk
- $\delta$  - opptredende forskyvning
- $\delta_p$  - forskyvning ved full mobilisering av passivt jordtrykk

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

## 5.6 Ulykkeslaster

### 5.6.1 Generelt

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

- påkjøringslaster fra kjøretøy, skip eller jernbanetraffikk
- last fra fallende gjenstander
- brann med mulig påfølgende eksplosjon
- eksplosjon med mulig påfølgende brann
- laster forårsaket av skred og flom

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

### 5.6.2 Ulykkeslast forårsaket av kjøretøyer

Karakteristiske verdier for påkjøringslaster fra kjøretøy er angitt i *NS-EN 1991-1-7* og *NS-EN 1991-2*. Søylar, overbygning og andre bærende konstruksjoner skal kontrolleres for påkjøringslaster fra kjøretøy dersom dette er relevant. Avgjørende for påkjøringsrisikoen er konstruksjonens plassering i vegbanen, sikthorizont, kurvatur osv.

Dimensjoneringen for påkjøringslaster skal vurderes særskilt for:

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

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

### 5.6.3 Ulykkeslast forårsaket av skipstrafikk

#### 5.6.3.1 Generelt

Karakteristiske verdier for påseilingslaster fra skip er angitt i *NS-EN 1991-1-7*.

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

Vertikal klaring og bredde i seilløp skal tilfredsstillende de krav som fastsettes av Kystverket for hvert enkelt prosjekt.

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

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

Eventuell påkjørselsvern på brufundamenter skal være i betong.

*Påkjørselsvernet kan være ettergivende for dimensjonerende påseilingslast.*

#### 5.6.3.2 Bestemmelse av ulykkeslast fra skipstrafikk ved bruk av risikoanalyse

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

Risikoanalysen skal gjennomføres i henhold til *NS 5814*, *NS-EN 1991-1-7:2006+NA:2008*, tillegg B, eller andre anerkjente metoder.

#### 5.6.3.3 Forenklede regler for bestemmelse av ulykkeslast fra skipstrafikk

Forenklede regler og veiledende verdier av støtkrefter er angitt i *NS-EN 1991-1-7:2006+NA:2008*, punkt 4.6.

Minsteverdien til støtkraft i områder der det ikke forventes skipstrafikk er angitt i *NS-EN 1991-1-7:2006+NA:2008*, punkt NA.4.6.3. For deler av overbygningen som ligger høyere enn seilløpet skal frontalstøtkraften,  $F_{dx}$ , ikke regnes mindre enn 0,1 MN.

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

### 5.6.4 Ulykkeslast forårsaket av jernbanetrafikk

Det regnes vanligvis ikke med påkjøringslaster fra jernbanetrafikk, da påkjøringsrisikoen regnes mindre enn angitt i 5.6.1. Det vises til Jernbaneverkets prosjekteringsregler.

### 5.6.5 Brann med mulig påfølgende eksplosjon

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

For krav til brannbelastning for løsmassetunneler, lokk-konstruksjoner, senketunneler og rørbruer vises det til *håndbok N500 Vegtunneler* og *håndbok R510 Vann- og frostsikring i tunneler*.

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 *håndbok R510 Vann- og frostsikring i tunneler, figur 5.1*. Samme brannbelastningskrav gjelder også for konstruksjoner hvor brann kan medføre sammenbrudd i konstruksjonen med store konsekvenser for omgivelsene.

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

Bærende konstruksjonsdeler i bruer som vurderes som brannutsatt skal dimensjoneres for brann. Konstruksjonsdetaljer skal videre utformes slik at konsekvenser av brann minimeres. Det skal vurderes spesiell brannbeskyttelse for:

- bruer med eksponerte kabler (bærekabler, skråstagakabler, hengestenger, eksterne spennkabler osv.)
- bruer som er lokalisert slik at brann fra nærliggende bebyggelse, parkeringsplass eller lignende kan ha betydning trafikantenes og konstruksjonens sikkerhet

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

## 5.6.6 Ulykkeslaster fra skred og flom

### 5.6.6.1 Ulykkeslast forårsaket av skred

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

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

### 5.6.6.2 Ulykkeslast forårsaket av flom

Fri høyde over vassdrag skal tilfredsstillende krav i 4.2.4. Laster forårsaket av flom bestemmes i hvert enkelt tilfelle.

## 5.7 Samtidighet av laster

### 5.7.1 Generelt

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

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

### 5.7.2 Samtidighet av vind-, strøm-, bølge- og tidevannslast

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

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

For flytebruer og rørbruer vises det til 13.12.1.



## 6 Konstruksjonsanalyser

### 6.1 Generelt

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

### 6.2 Dimensjoneringsprinsipper

Det forutsettes dimensjonering ved beregninger etter partialfaktormetoden. Alternative dimensjoneringsmetoder, som for eksempel dimensjonering ved prøving eller probabilistiske metoder, skal avklares skriftlig med Vegdirektoratet før oppstart av prosjekteringen.

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.

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

### 6.3 Dimensjonerende lastvirkning

#### 6.3.1 Generelt

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

Ved anvendelse av forenklede metoder skal det dokumenteres at disse gir konservative resultater.

#### 6.3.2 Dynamiske analyser

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

#### 6.3.3 Kombinasjon av ekstremverdier for dynamiske lastvirkninger

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.

#### 6.3.4 Modellforsøk

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.*

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

Det skiller prinsipielt mellom følgende lasttyper:

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

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

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

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

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

Alle 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.

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

### 6.3.5 Geoteknisk prosjektering - bruddgrensetilstand

Supplerende tekst til *NS-EN 1990:2002/A1:2005+NA:2010*, 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.

### 6.3.6 Ulykkessituasjon og seismisk situasjon

Konstruksjonen i permanent tilstand utsatt for unormal påvirkning (ulykkespåvirkning, seismisk påvirkning, eller unormal trafikk- eller naturlast) skal beregnes i ulykkessituasjon eller seismisk situasjon i henhold til *NS-EN 1990:2002/A1:2005+NA:2010*, *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  $\psi_{2,i} = 0,5$ . For øvrige variable laster settes  $\psi_{2,i} = 0,0$ .  
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.

## 6.4 Krav til ikke-lineære analysemetoder

### 6.4.1 Forutsetninger

Ikke-lineær analyse kan benyttes til å dokumentere kapasitet i bruddgrensetilstand og ulykkessituasjon. Både for statiske analyser og for dynamiske analyser i tidsplanet, vil bruk av ikke-lineær elementmetode være aktuelt.

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.

Alle relevante sviktformer skal være ivaretatt i modellen, for eksempel plastisering av tverrsnitt, lokal og global knekking, eller brudd i grunnen. Slanke konstruksjoner skal analyseres med formulering for store forskyvninger. Virkning av formfeil skal medtas i konstruksjonens geometri i samsvar med kritiske knekkformer.

Resultatene fra en ikke-lineær lastvirkningsanalyse er avhengig av den påførte lasthistorien. 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 alle laster skal kun benyttes i analysen dersom det dokumenteres at disse gir pålitelige resultater.

### 6.4.2 Typer av ikke-lineære konstruksjonsanalyser

#### 6.4.2.1 Generelt

De to hovedområdene for bruk av ikke-lineær konstruksjonsanalyse er:

- lastvirkningsanalyse
- global stabilitet

Lastvirkningsanalyse er statisk eller dynamisk analyse for å frembringe 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 frembringer både lastvirkning og kapasitetskontroll i en og samme analyse. Hensikten er å få frem en global kapasitet mot sammenbrudd for hele konstruksjonen.

#### 6.4.2.2 Lastvirkningsanalyse

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.

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.*

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 fremgangsmåte anvendes skal det dokumenteres at sikkerhetsnivået er ivaretatt. Kravet om karakteristisk fasthet i kapasitet skal også være hensyntatt i en eventuell felles lastfaktor.

#### **6.4.2.3 Global stabilitet**

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 frem en sikkerhetsfaktor for global stabilitet (havari). Modellen skal være i stand til å ivareta omfordeling av krefter i konstruksjonen på grunn av svikt eller reduksjon av styrken i enkeltelementer. Modellen skal således være i stand til å følge kraft-/deformasjonsforløpet for elementene også etter maksimal kapasitet.

Den ikke-lineære modellen for global stabilitet skal baseres på karakteristisk materialfasthet.

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.

Formfeil for alle sviktformer som kan opptre skal kalibreres slik at de gir korrekt kapasitet for komponenter i henhold til kriteriene i den aktuelle dimensjoneringsstandard.

#### **6.4.3 Dokumentasjon**

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

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

# 7 Betongkonstruksjoner

## 7.1 Generelt

Dette kapitlet gjelder for prosjektering av konstruksjoner i betong. For konstruksjonsdeler i andre materialer vises det til de respektive kapitlene.

Samvirkekonstruksjoner i stål og betong er behandlet i kapittel 8. Peler er behandlet i 11.3 og 11.4. Det vises for øvrig til konstruksjonsspesifikke krav i kapittel 13.

## 7.2 Grunnlag for prosjektering

### 7.2.1 Grunnlag

Betongkonstruksjoner skal prosjekteres i henhold til *Eurokode 2 – Prosjektering av betongkonstruksjoner*:

- NS-EN 1992-1-1 *Allmenne regler og regler for bygninger*
- NS-EN 1992-2 *Bruer*

### 7.2.2 Materialfaktor for konstruksjoner i vann

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

### 7.2.3 Grunnleggende variabler

Virkningen fra deformasjonslasten i henhold til 5.5 skal tas hensyn til i dimensjoneringen. Midlere verdier for materialeegenskapene skal legges til grunn.

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

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

Den ferdige konstruksjonen skal som et minimum kontrolleres ved to tidspunkt; like etter at brua er åpnet for trafikk og ved dimensjonerende brukstid, normalt 100 år i henhold til 1.1.6.

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

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

## 7.3 Materialer

### 7.3.1 Valg av betongspesifikasjon

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

Eksponeringsforhold og funksjonskrav	Betongspesifikasjon etter håndbok R762 Prosesskode 2
Konstruksjonsdeler med eksponeringsforhold og funksjonskrav som ikke krever en av spesialbetongene gitt under.	SV-Standard
Konstruksjonsdeler utsatt for kjemisk angrep fra grunnvann i jord og berg, hvor konsentrasjonene av aggressiver ligger innenfor grenseverdiene for eksponeringsklassene XA2 og XA3 i NS-EN 206:2013+NA:2014, tabell 2. Herunder regnes syregivende varianter av alunskifer og sulfidførende bergarter med $\text{pH} \geq 4$ .  For konstruksjonsdeler eksponert i miljø med $\text{pH}$ 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.	SV-Kjemisk
Konstruksjonsdeler hvor risikoen for gjennomgående fastholdingsriss på grunn av herdevarme og temperaturforskjeller er betydelig, og hvor slik opprissing er kritisk for funksjonsevnen.  SV-Lavvarme skal ikke spesifiseres uten at nytteverdien er klarlagt og at det er bekreftet at betong med krevet sammensetning, i henhold til håndbok R762 Prosesskode 2, kan leveres på det aktuelle anleggsstedet.  <i>Supplerende tiltak, eventuelt som erstatning for SV-Lavvarme, kan være bruk av kjølerør, varmekabler, kald betong osv.</i>	SV-Lavvarme
Konstruksjonsdeler støpt i vann.	AUV-betong / Normal undervannsbetong

**Tabell 7.1: Valg av betongspesifikasjon**

For betongrekkverk skal betongkvalitet B45 SV-Standard med luftinnhold 5,5 % +/- 1,5 % benyttes. Dette skal angis i merknad på tegning.

### 7.3.2 Tyngdetetthet av armert betong

Tyngdetettheten av armert normalvektsbetong skal settes minst lik 25,0 kN/m<sup>3</sup> ved dimensjonering.

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

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

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

*Tyngdetetthet for uarmert normalvektsbetong kan normalt settes lik 24,0 kN/m<sup>3</sup>, se håndbok R762 Prosesskode 2, prosess 84.4.*

### 7.3.3 E-modul for betong

For konstruksjoner der verdien av betongens E-modul har betydning for sikkerheten i ferdig- eller byggetilstanden, skal krav til E-modul spesifiseres i konkurransegrunnlaget.

Der 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  $\geq 50$  meter og bruer på vegger med spesielt strenge toleranser på permanente nedbøyninger.

### 7.3.4 Lettbetong

Krav til tyngdetetthet skal være forenelig med spesifisert fasthetsklasse.

*Densitetsklassene i NS-EN 1992/NS-EN 206 tillater store densitetsintervaller og er basert på «ovnstørr densitet». Kombinasjonen LB45/1950  $\pm$  30 kg/m<sup>3</sup> (avformingsdensitet) kan velges uten nærmere vurdering.*

### 7.3.5 Lavvarmebetong

Fasthetsklasse skal ikke velges høyere enn B45.

*Fortrinnsvis velges fasthetsklasse B35.*

### 7.3.6 Ordinær slakkarmering

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

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

### 7.3.7 Rustfri slakkarmering

Armeringens geometriske og mekaniske egenskaper skal tilfredsstillende kravene i NS 3576-5 og ha en PRE-verdi større enn 20.

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

## 7.4 Bestandighet og overdekning for armering

### 7.4.1 Begrepsavklaringer og presiseringer

Oversikt over begreper og viktige regler i 7.4:

- $C_{\min,b}$  : minste overdekning av hensyn til heft (7.4.2)
- $C_{\min,dur}$  : minste overdekning av hensyn til bestandighet (7.4.2)
- $C_{\min}$  : minste overdekning, største av  $C_{\min,b}$  og  $C_{\min,dur}$  (7.4.2)
- $\Delta C_{dev}$  : overdekningstoleranse (7.4.3)
- $C_{nom}$  : nominell overdekning;  $C_{nom} = C_{\min} + \Delta C_{dev}$  (7.4.4)

Konstruktiv armering (7.4.4) skal prosjekteres med overdekning  $C_{nom}$ .

Monteringsstenger (7.4.6) skal forutsettes å ha overdekning tilsvarende  $c_{\min}$  for konstruktiv armering.

### 7.4.2 Minste overdekning, $c_{\min}$

Minste overdekning av hensyn til heft,  $C_{\min,b}$ , skal tilfredsstillende kravene i NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008, tabell NA.4.2.

Minste overdekning av hensyn til bestandighet,  $c_{\min, \text{dur}}$ , skal tilfredsstille kravene i tabell 7.2.

Eksponeringsforhold og funksjonskrav	$c_{\min, \text{dur}}$
<ul style="list-style-type: none"> <li>- Oversiden av brudekker med fuktisolering</li> <li>- Konstruksjonsdeler der tilgjengeligheten for inspeksjon og vedlikehold er vanskelig, for eksempel i og ved fuger</li> <li>- Utstøpte peler, utført som tørrstøp eller undervannsstøp</li> <li>- Konstruksjonsdeler som kan bli eksponert for avisingsmiddel («salt»):               <ul style="list-style-type: none"> <li>• Pilarer, støttemurer etc nær saltet vegbane utsatt for saltsprut/-føyke (inklusive konstruksjonsdeler under terreng)</li> <li>• Konstruksjonsdeler utsatt for saltsprut og fuktighet hvor avvasking fra regnvær normalt ikke finner sted (for eksempel nedre del av vegger i kulverter, tunnelportaler, miljøtunneler osv. fra 2 m over vegbanen til underkant fundament)</li> <li>• Innerkant kantdragere og betongrekkverk</li> <li>• Sidekant brudekke og ytterste 2 m av underkant bruplate for bruer uten kantdrager/betongrekkverk</li> <li>• Innside av vinger og bakside frontvegger på landkar</li> <li>• Endebjelker og innside vinger på fugefrie bruer</li> <li>• Arealer under fugekonstruksjon som vil bli utsatt for saltholdig lekkasjevann</li> </ul> </li> </ul>	60
<ul style="list-style-type: none"> <li>- Mot tørre og tilgjengelige hulrom, for eksempel i kassetvernsnitt og søyler</li> </ul>	35
<ul style="list-style-type: none"> <li>- Underkant fundamenter:               <ul style="list-style-type: none"> <li>• Mot betongavretting</li> <li>• Mot berg</li> </ul> </li> </ul>	60 100
<ul style="list-style-type: none"> <li>- Undervannsstøp</li> <li>- Konstruksjonsdeler i marint miljø:               <ul style="list-style-type: none"> <li>• Til en høyde på minst 12 m over høyeste astronomiske tidevann (HAT) i værharde kyststrøk</li> <li>• Til en høyde på minst 6 m over HAT i lite værharde kyststrøk</li> </ul> </li> </ul>	100
<ul style="list-style-type: none"> <li>- Alle øvrige flater</li> </ul>	50

**Tabell 7.2: Minste overdekning av hensyn til bestandighet**

For spennarmering skal  $c_{\min, \text{dur}}$  økes med 10 mm.

*For rustfri armering, unntatt i overside brudekke, kan  $c_{\min, \text{dur}}$  reduseres med 15 mm.*

Minste overdekning,  $c_{\min}$ , settes lik den største av  $c_{\min, b}$  og  $c_{\min, \text{dur}}$ .

Skjerpede krav til minste overdekning ved spesielle forhold:

- Lettbetong:  $c_{\min}$  økes med 5 mm
- Bruk av glideforskaling:  $c_{\min}$  økes med 10 mm
- Bruk av overforskaling uten drenerende duk:  $c_{\min}$  økes med 10 mm
- Ved risiko for isabrasjon eller erosjon i rennende vann:  $c_{\min}$  økes med 10 mm

For midlertidige konstruksjoner gjelder ikke kravene til  $c_{\min, \text{dur}}$ . Minste overdekning,  $c_{\min} = c_{\min, b}$ , men ikke mindre enn 20 mm.

For overflater i utsparinger som senere skal støpes igjen og for overflater i prefabrikkerte elementer som det senere skal støpes inntil, skal  $c_{\min}$  settes lik stangdiameteren, men ikke mindre enn 20 mm.



### 7.4.3 Tillatte avvik, $\Delta C_{dev}$

For plasstøpt betong skal følgende tillatte avvik (toleranser) benyttes:

- ved  $c_{min} < 70$  mm:  $\Delta C_{dev} = +/- 15$  mm
- ved  $c_{min} \geq 70$  mm:  $\Delta C_{dev} = +/- 20$  mm

### 7.4.4 Prosjektert overdekning, $C_{nom}$

Armering skal prosjekteres med nominell overdekning,  $C_{nom} = C_{min} + \Delta C_{dev}$

Overdekningen regnes fra betongoverflaten til nærmeste konstruktive armering. Minimumsarmering uten direkte bærevirkning, for eksempler bøyer i bjelker uten beregningsmessig behov for skjærarmering, regnes i denne sammenheng som konstruktiv armering.

Prosjektert overdekning,  $C_{nom}$ , skal være 65 mm for rør/utsparinger som skal stå åpne i driftsfasen, som trekkerør, vektreduserende utsparinger, kabelrør for uinjisert spennarmering, sluk osv.

### 7.4.5 Spesielle overdekningskrav

I betongrekkverk skal den siden som vender mot kjørebane eller gang- og sykkelanlegg ha prosjektert overdekning til trekkerør på minst 150 mm.

Betongslitelag (belegningsklasse B1) skal støpes samtidig med det bærende brutvernsnittet. Prosjektert overdekning for overkantarmingen økes med 30 mm.

### 7.4.6 Monteringsstenger

Monteringsstenger skal ha prosjektert overdekning minst lik  $c_{min}$  for den konstruktive armeringen som understøttes.

Følgende stangdiametere og toleranser (tillatte avvik) skal benyttes for monteringsstenger:

- ved  $c_{min} < 70$  mm:  $\varnothing 12$  og  $\Delta C_{dev} = +/- 5$  mm
- ved  $c_{min} \geq 70$  mm:  $\varnothing 16$  og  $\Delta C_{dev} = +/- 10$  mm

### 7.4.7 Angivelse av overdekning på armeringstegninger

Prosjektert overdekning og tillatte avvik for både konstruktiv armering og tilhørende monteringsstenger skal framgå av armeringstegningene.

*Overdekning kan vises i tabell i armeringstegningens merknadsfelt. Eksempel på en slik tabell er vist i figur 7.1. Uforskaltede overflater (for eksempel overflate 2 i tabellen) har ikke monteringsstenger.*

	Konstruktiv armering		Tilhørende monteringsstenger	
	Overdekning	Diameter	Overdekning	
Overflate 1	65+/-15 mm	12 mm	50+/-5 mm	
Overflate 2	75+/-15 mm			
Overflate 3	75+/-15 mm	12 mm	60+/-5 mm	
Overflate 4	120+/-20 mm	16 mm	100+/-10 mm	

Figur 7.1: Eksempel på angivelse av overdekning

## 7.5 Konstruksjonsanalyse

### 7.5.1 Tilleggsmomenter i slanke konstruksjonsdeler – 2. ordens teori

For konstruksjoner fundamentert på løsmasser eller peler skal det 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.*

## 7.6 Bruddgrensetilstander

### 7.6.1 Bøyning med aksialkraft

Ved dimensjoneringen 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.

### 7.6.2 Kontroll av kapasitet for skjærkraft

Ved kontroll av kapasitet for skjærkraft etter NS-EN 1992-1-1: 2004+NA:2008, punkt 6.2.3 skal  $cot \theta$  ikke velges større enn 2,0 dersom det ikke gjøres kontroll av rissvidder i steget etter NS-EN 1992-1-1: 2004+NA:2008, punkt 7.3.4.

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

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

*Beregningsregler er gitt i NS-EN 1992-2:2004+NA:2008, punkt 6.109, Annex F, LL og MM.*

### 7.6.3 D-områder

Områder der ordinær bjelketeori ikke er gyldig (D-områder) skal dimensjoneres etter NS-EN 1992: 2004+NA:2008 punkt 5.6.4 og 6.5.

*Eksempler kan være i områder ved*

- utsparinger eller tverrsnittsendringer
- indirekte opplegg; for eksempel tilslutning av tverrbærer på smal søyle
- store punktlaster, lagre og jekkepunkter
- spennarmeringsforankringer

## 7.6.4 Utmatting

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

## 7.7 Bruksgrensetilstander

### 7.7.1 Rissvidder

Rissvidder skal kontrolleres i bruksgrensetilstand, kombinasjon *ofte forekommende* og *tilnærmet permanent*. Kombinasjonsfaktorer  $\psi_{i,j}$  etter NS-EN 1990:2002/A1:2005/NA:2010, tabell NA.A2.1 og tabell NA.A2.2 settes lik:

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

Rissvidder skal beregnes etter NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008, punkt 7.3.4.

*Områder der ordinær bjelketeori ikke er gyldig (D-områder) kan kontrolleres etter metodikken i NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008 punkt 5.6.4 og 6.5. Kontroll av rissvidder og dimensjonering av spalttestrekkarmering kan da gjøres etter NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008, punkt 7.3.3 og tabell 7.2N.*

Rissvidder skal kontrolleres for lastvirkninger i begge hovedretninger.

For konstruksjonsdeler med spennarmering med kontinuerlig samvirke innenfor vanlig slakkarmering skal rissvidder kontrolleres slik:

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

Tillatte rissvidder i midlertidige situasjoner under bygging skal begrenses til 0,60 mm.

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

### 7.7.2 Trykkavlastning

Krav om trykkavlastning gjelder bare i spennarmeringens retning.

## 7.8 Armeringsregler

### 7.8.1 Generelt

Armering med diameter mindre enn 12 mm skal ikke benyttes.

*Det kan gjøres unntak for spesielle detaljer der mindre diameter anses formålstjenlig på grunn av for eksempel bøyeradius. Diameter 10 mm kan benyttes for tverrarmering beregnet etter NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008, punkt 9.5.3(6) og 9.6.4 i tilfeller der armeringen som skal fastholdes ikke er beregningsmessig utnyttet i trykk.*

Alle tverrsnittsdeler skal være dobbeltarmert i begge retninger. Kravet gjelder ikke for overgangsplater. Armeringsstenger med diameter > 12 mm skal ikke rettes eller ombøyes. Armeringsbunter skal ikke ha mer enn 2 stenger, ikke mer enn 3 stenger i skjøtområder.

Kamstålets faktiske byggemål skal tas hensyn til ved detaljering av armeringen. For beregning av byggehøyde, fri avstand mellom armeringsstenger og lignende skal det regnes med byggemål for kamstål som vist i tabell 7.3.

Diameter	ø12	ø16	ø20	ø25	ø32
Byggemål	15 mm	20 mm	25 mm	30 mm	40 mm

**Tabell 7.3: Byggemål for kamstål**

## 7.8.2 Tiltak for god utstøping

Områder med tett armering skal tegnes som forstørrede snitt/detaljer som viser nøyaktig armeringsplassering og virkelig armeringsdiameter. Tegninger skal også vise innstøpingsgods, kabelkanaler, trekkerør og lignende som vanskeliggjør utstøpingen. Nødvendige vibratoråpninger i armeringen skal planlegges.

Fri åpning mellom horisontalarmering i vertikale konstruksjonsdeler bør ikke være mindre enn 80 mm.

## 7.8.3 Armering med mekanisk endeforankring

Mekaniske endeforankringer skal oppfylle kravene i *håndbok R762 Prosesskode 2*.

I utmattingspåkjennte områder skal endeforankringen oppfylle kravene til kategori F1 eller F2 i *ISO 15698*. Det er få leverandører som har gjennomført utmattingsstest med prøvestykke innstøpt i betong i henhold til *ISO 15698*, og det skal vurderes i hvert enkelt tilfelle om utmattingspåkjenningen er så betydelig at dokumentasjon av forankringsenhetens utmattingssegenskaper er nødvendig.

For mekanisk endeforankring som oppfylder kravene til kategori B3 i *ISO 15698* kreves det ikke at det skal legges en armeringsstang på tvers av forankringsenheten. Ved bruk av armering med mekanisk endeforankring i kategori B3 som skjærarmering i plate og lignende konstruksjoner er det ikke nødvendig å hekte forankringsenheten rundt lengdearmeringen som krevet i *NS-EN 1992-1-1:2004, punkt 8.5* for vinkler og kroker. Det er tilstrekkelig at forankringsenheten ligger ved siden av lengdearmeringen.

*I plater og lignende konstruksjoner kan all skjærarmering bestå av armering med mekanisk endeforankring.*

## 7.8.4 Muffeskjøter for slakkarmering

Muffeskjøter som oppfylder kravene i *håndbok R762 Prosesskode 2*, kan forutsettes å ha større styrke enn den skjøtte armeringen.

## 7.8.5 Armeringsregler for fundamenter og landkar

Armering i fundamenter og landkarsåler skal ha diameter  $\geq 16$  mm. Senteravstand i begge retninger skal være  $\leq 200$  mm i underkant og overkant fundament og  $\leq 300$  mm i alle sideflater.

Underkantarmeringen skal plasseres minst 50 mm over topp pel. Dersom avstanden mellom denne armeringen og underlaget blir større enn 200 mm, skal det i underkant fundament legges inn minimum ø16c150 mm ekstra armering i begge retninger. Armeringen detaljprosjekteres etter innmåling av peler.

### 7.8.6 Armeringsregler for søyler og vegger

Vertikal- og horisontalarmering skal ha senteravstand  $\leq 200$  mm. Minimumsarmeringen skal være symmetrisk. Lengdearmeringen skal ha diameter  $\geq 16$  mm; ved undervannstøp  $\geq 20$  mm.

Horisontalarmering i hule søyler/tårn skal ha diameter  $\geq 16$  mm.

### 7.8.7 Armeringsregler for overbygning

Senteravstand for slakkarmering skal være  $\leq 200$  mm. Lengdearmeringen i tverrbærere skal ha diameter  $\geq 16$  mm.

### 7.8.8 Armeringsregler for utsparinger

Alle overflater i midlertidige og permanente utsparinger skal ha overflatearmering i begge retninger.

I retninger der armeringen er statisk nødvendig, skal tilleggsarmeringen omkring utsparingen 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

Ved utsparing i trykksone, skal armeringen dimensjoneres for avbøyningskreftene etter 7.6.3.

Ved midlertidige utsparinger med utstikkende armering skal utsparingen være så stor at armeringen kan skjøtes med beregnet omfar ved gjenstøpning. Krav til utstikkende armering som skal rettes eller ombøyes, er gitt i 7.8.1.

*Armeringen kan skjøtes med muffer eller ved sveising der dette tillates av hensyn til utmatting, se 7.6.4.*

## 7.9 Konstruksjonsregler

### 7.9.1 Avrenning

Alle innvendige hulrom skal dreneres.

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

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

### 7.9.2 Vertikale støpeskjøter

Vertikale støpeskjøter skal støpes mot forskaling.

Støpeskjøten skal ha fortanning som sikrer god utstøping og kraftoverføring. 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 epoksyrim i overdekningssonen like før utstøping, og området skal støpes før epoksy er herdet. Tilsvarende gjelder i overkant utsparing ved gjenstøping av utsparinger for spennarmeringsforankringer.

### 7.9.3 Undervannsstøp

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

### 7.9.4 Fundamenter

Byggegrep for fundamenter på løsmasser skal ha betongavretting.

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

Der søylefundament utføres med sokkel, skal sokkelen gå minimum 100 mm utenfor søylen. Sokkel skal avsluttes minimum 500 mm over høyeste vannstand; i havet 500 mm over høyeste astronomiske tidevann (HAT).

Overkant fundamenter og/eller sokkel skal ha helning  $\geq 1:25$  for vannavrenning.

*Tosidig fall (takfall) kan velges i stedet for firesidig fall dersom dette gir enklere og ryddigere armeringsføring i overkant fundament.*

For pelefundamenter skal minste avstand fra kant fundament til ytterkant ferdig installert pel være  $\geq 400$  mm. Kantavstand for ferdig installert pel settes lik kantavstand som for prosjektert beliggenhet i horisontalplanet + maksimalt tillatt avvik.

Innstøpningslengde for topp pel i pelefundamenter skal velges ut fra peletype og utførelse.

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

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

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

### 7.9.5 Landkar og støttemurer

Overkant såle for landkar og støttemurer skal ha helning  $\geq 1:25$  for vannavrenning.

### 7.9.6 Overgangsplater

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 i samlingen av Brudetaljer på Statens vegvesens hjemmeside for bruer: <http://www.vegvesen.no/Fag/Teknologi/Bruer>.*

Overgangsplater for landkar og fugefrie bruer som forutsettes utnyttet ved kraftopptak som friksjonsplate, skal i tillegg dimensjoneres i henhold til *håndbok V220 Geoteknikk i vegbygging*. For overgangsplater brukt til forankring av horisontalkraft, se 3.4.3.

### 7.9.7 Overbygning

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

Ved beregnede negative overhøyder > 15 mm skal utsetningskotene vurderes spesielt i samråd med byggherre.

I kassebruer skal det være vouter i overgang mellom steg og topp-/bunnplate, samt i tverrsnittsendringer i bruas lengderetning.

### 7.9.8 Spennarmerte konstruksjoner

Det vises til *Norsk Betongforening publikasjon 14: Spennarmeringsarbeider*. Her er blant annet krav til produksjonsunderlaget spesifisert.

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

Endeforankringer skal beskyttes med armert påstøp med tykkelse  $\geq 200$  mm.

For spennkabler brukt som bergforankringer gjelder også bestemmelser gitt i 11.6.

### 7.9.9 Ekstern og uinjisert spennarmering

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

Det skal dimensjoneres for følgende to tilstander:

- 1) Utskifting av én vilkårlig plassert spennkabel. Tilstanden skal kontrolleres for aktuell lastsituasjon. Dette vil normalt innebære 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.
- 2) Brudd i én vilkårlig plassert spennkabel. Tilstanden skal kontrolleres som en ulykkessituasjon.

### 7.9.10 Utsparinger

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

Ved midlertidige utsparinger skal støpeskjøtene ha fortanning som utformes avhengig av belastningen. For å sikre god utstøping av utsparinger i vertikale konstruksjonsdeler skal utsparingens toppflate ha en helning på 1:5.

### 7.9.11 Vektreduserende utsparinger

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, og områdene nær opplegg skal være massive.

Avstand fra topp sparerør til overkant bruplate skal være minimum 200 mm.

Utsparingene skal ha drenerør i alle lavpunkter. Drenerørene skal være av rustfritt stål og ha minimum 20 mm utstikk fra betongoverflaten. Dreneringen skal vises på tegning.

### 7.9.12 Betongledd

Betongledd skal ha gjennomgående rustfri armering.

### 7.9.13 Innstøpningsgods

På konstruksjonens utvendige flater og i overdekningssonen skal alt innstøpningsgods 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 tilfredsstiller kravene og kan benyttes.*

Festemidler i rustfritt stål skal være i henhold til *NS-EN ISO 3506*, kvalitet A4-80.

*Innvendig i hulrom som betongkasser og –tårn, samt festepunkter for pullere på ferjekaier, kan varmforsinket innstøpningsgods benyttes.*

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 ankre

Ekspansjonsbolter, slaganker, skrudde fester osv. skal ikke benyttes.

Bruk av kjemiske ankre skal begrenses til:

- maksimal dimensjon M12
- innvendig festing av trapper, oppheng og lignende mot vertikale eller tilnærmet vertikale flater og fra oversiden

Kjemiske ankre skal *ikke* benyttes for innfesting av rekkverk eller ved innfesting fra undersiden.

Der gjengestenger eller bolter forutsettes å måtte gå gjennom forskaling skal det benyttes skjøtehylse i overgangen slik at festepunktet ikke punkterer forskalingen.

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.

Ved bruk av gjennomgående stenger skal det injiseres mellom gjengestang og betong.

Alle festepunkter skal målsettes på tegninger, og det skal framgå av tegninger hvor mye armering som tillates kappet i forbindelse med boring i betong.



### 7.9.14 Katodisk beskyttelse

For følgende betongkonstruksjoner med vanlig (ikke rustfri) armering i sjøvann skal armeringen beskyttes med offeranoder uansett dybde:

- undersjøiske tunneler
- flyteelementer for flytebruer
- neddykkede rørbruer

For følgende betongkonstruksjoner med vanlig (ikke rustfri) armering i sjøvann skal armeringen beskyttes med offeranoder dersom underkant konstruksjon står på dybde -10 meter eller lavere:

- senkekasser
- fundamenter
- søyler
- tårn

Ved dybde mellom -10 meter og -5 meter skal behov for katodisk beskyttelse vurderes.

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)*.

All armering og annet innstøpningsgods i konstruksjonsdeler som forutsettes katodisk beskyttet skal ha elektrisk ledende kontakt. Tiltak for å sikre dette skal angis på egne detaljtegninger.

*Normalt kan elektrisk ledende kontakt oppnås ved bruk av sveiseforbindelser. Om nødvendig eller hensiktsmessig benyttes egne armeringsstenger/kontaktarmering for etablering av sveiseforbindelser.*

For utmatningspåkjennte konstruksjonsdeler skal det tas spesielle hensyn ved plassering og utførelse av sveiseforbindelser hvis sveising tillates.

Dimensjonering (vekt, antall og plassering) av anodene, samt detaljering av innfesting og kontaktarmering, skal vises på egne detaljtegninger. Det skal framgå hvorvidt oppbrukte anoder skal fornyes.

Konstruksjonens oversiktstegning skal vise hvilke konstruksjonsdeler som har katodisk beskyttelse og henvise til relevante detaljtegninger.

### 7.9.15 Utsparinger for gjerdestolper

Utsparing skal minimum være 250 mm dyp med minste avstand mellom ytterkontur til fri kant på 150 mm. Hjørner i utsparing avrundes med radius minimum lik 50 mm. Lysåpning mellom stolpe og betong skal være minst 15 mm. Bunn av utsparing skal gis kjegleform med drenering fra laveste punkt i bunn av utsparing. Dreneringsrør skrånkjæres og anordnes med systematisk utstikk i underkant. Innstøpt del av gjerdestolper skal ha rundt eller rektangulært massivt ståltverrsnitt.



## 8 Stålkonstruksjoner

### 8.1 Generelt

Dette kapitlet gjelder for prosjektering av konstruksjoner i stål. For konstruksjonsdeler i andre materialer vises det til de respektive kapitlene.

### 8.2 Grunnlag for prosjektering

Stålkonstruksjoner og samvirkekonstruksjoner i stål og betong skal prosjekteres i henhold til *Eurokode 3 – Prosjektering av stålkonstruksjoner* og *Eurokode 4 – Prosjektering av samvirkekonstruksjoner av stål og betong*. Det vises også til *håndbok R762 Prosesskode 2, prosess 85*.

For betongdelen i samvirkekonstruksjoner vises det til kapittel 7.

### 8.3 Materialer

#### 8.3.1 Konstruksjonsstål

Stål til bærende konstruksjoner skal velges i henhold til *håndbok R762 Prosesskode 2, prosess 85, tabell 85.11-2*. I bruas bæresystem skal det benyttes stål med normverdi for flytegrense fra 355 MPa til 460 MPa.

#### 8.3.2 Samvirke betong og stål

I samvirkemodellen skal det ikke brukes høyere fasthetsklasse enn B45.

### 8.4 Bestandighet

#### 8.4.1 Korrosjonsbeskyttelse av konstruksjoner i luft

Utvendige ståloverflater som ikke varmforsinkes, skal overflatebehandles i overensstemmelse med *håndbok R762 Prosesskode 2, prosess 85.3, system 1*.

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 i overensstemmelse med *håndbok R762 Prosesskode 2, prosess 85.3, system 2*.

Innvendig flater i hulrom som er tilgjengelig for inspeksjon og korrosjonsbeskyttende tiltak, skal beskyttes med ett av følgende alternativer:

- 1) Flatene overflatebehandles som angitt i *håndbok R762 Prosesskode 2, prosess 85.3, system 1*.
- 2) Hulrommet utstyres med avfuktningsanlegg. Den gjennomsnittlige relative luftfuktigheten skal ikke overstige 45 % og maksimalverdien skal alltid ligge under 60 %.

I hulrom med luftavfuktning skal flatene være farget hvit for blant annet å bedre lysforholdene for inspeksjon og vedlikeholdsarbeider.

Rør til utblåsing av fuktig luft fra avfuktningsanlegg skal være minst 100 mm ut fra konstruksjonen.

Skruer skal være varmforsinket eller i rustfri stålkvalitet som angitt i *håndbok R762 Prosesskode 2, prosess 85.13*. Skjøtområder med ikke fullført overflatebehandling skal etter montasje overflatebehandles som angitt i *håndbok R762 Prosesskode 2, prosess 85.13* eller *prosess 83.771*.

Varmforsinking av ståldeler som ikke skal støpes inn i betong, eller på annen måte kommer i kontakt med fersk betong, skal utføres i henhold til *håndbok R762 Prosesskode 2, prosess 85.342, klasse B*.

#### 8.4.2 Korrosjonsbeskyttelse av konstruksjoner i vann

Permanent neddykkede ståloverflater for bærende konstruksjoner skal ha katodisk beskyttelse med offeranoder, se 7.9.14.

### 8.5 Konstruksjonsanalyse

#### 8.5.1 Generelt

Virkning av byggemetode, dvs. montererekkefølge og kobling av stålseksjoner, samt tidspunkt og rekkefølge for støp av eventuelt betongdekke, skal ivaretas.

I samvirkekonstruksjoner skal effekt av betongens kryp og svinn tas hensyn til. Videre skal dyblene dimensjoneres for å ta opp hele skjærstrømmen mellom stål og betong. Dimensjonering av dybler for opptak av deler av skjærstrømmen tillates ikke.

#### 8.5.2 Lastvirkning bestemt på grunnlag av plastisk teori

Dersom konstruksjonen er utsatt for ulykkeslaster skal det gjennomføres kontroll i ulykkessituasjon.

*Ved kontroll av ulykkessituasjon 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.*

Ved beregning etter plastisk teori tillates bruk av flyteleddmetoder med full rotasjon når alle konstruksjonselement som inneholder plastiske ledd er i tverrsnittsklasse 1. Tverrsnittsklasse 2 er tilstrekkelig for det flyteledd som dannes sist. Dersom foranstående forutsetninger ikke er tilfredsstillende, skal tilstrekkelig rotasjonskapasitet påvises.

#### 8.5.3 Lastvirkning på dybler

Ved beregning av lastvirkning på dybler i samvirkekonstruksjoner skal det i områder med strekk i dekket der betongen er antatt risset, benyttes tverrsnittsverdier tilsvarende urisset betong dersom dette gir ugunstigere verdier enn risset betong.

*Lastvirkning på dybler ved innføring av konsentrerte laster, for eksempel fra forankring av spennarmering i dekket, kan beregnes etter NS-EN 1994-2:2005+NA:2009, punkt 6.6.2.3.*

#### 8.5.4 Beregning av dynamisk respons

Antatte verdier for demping skal samsvare med lastvirkningen.

*Dersom mer nøyaktige verdier ikke dokumenteres, kan stålkonstruksjoner antas å ha en konstruksjonsdemping tilsvarende et dempingsforhold i området 0,005 - 0,008 (0,5 - 0,8 %). Samvirkekonstruksjoner kan antas å ha en konstruksjonsdemping tilsvarende et dempingsforhold i området 0,008 - 0,013 (0,8 - 1,3 %), avhengig av andel betong i tverrsnittet og opprissing av betongen. For beregning av hvirvelavløsning velges mer konservative dempningsverdier gitt i tabell 5.3.*

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

## 8.6 Bruddgrensetilstander

Påvisning av tverrsnittskapasitet av hovedbæresystem skal utføres i henhold til *NS-EN 1993-2* og *NS-EN 1994-2*.

## 8.7 Bruksgrensetilstander

Påvisning i bruksgrensetilstand skal utføres etter *NS-EN 1993-2* og *NS-EN 1994-2*.

## 8.8 Skrue- og sveiseforbindelser

I skrueforbindelser i bærende konstruksjoner skal fordeling av krefter på de enkelte skruene bestemmes ved en lineær elastisk beregning.

Skruer uten forspenning skal ikke benyttes i bærende konstruksjoner.

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.

Skruelengder skal velges i henhold til kravene i *NS-EN 1090-2:2008+A1:2011*, punkt 8.2.2.

## 8.9 Utmatting

Utmatting skal påvises etter *NS-EN 1993-2* og *NS-EN 1994-2*.

Ved påvisning av boltedybler, se *NS-EN 1993-1-9:2005+NA:2010*, tabell 8.4, settes spenningsveksling lik beregnet skjærspenningsveksling:

$$\Delta\sigma_w = \Delta\tau = \frac{\Delta V}{A} \quad (8.1)$$

hvor:

A - dybelens nominelle tverrsnittsareal

For samvirkekonstruksjoner skal lasten per dybel begrenses i henhold til *NS-EN 1994-2:2005+NA:2009* punkt 6.8.1 (3).

## 8.10 Fabrikasjons- og konstruksjonsregler

### 8.10.1 Hulrom

#### 8.10.1.1 Hulrom tilgjengelige for inspeksjon

Stålkasser, hule ståltårn osv. som er tilgjengelig for inspeksjon og som overflatebehandles, skal forsynes med drenering i alle lavpunkt.

Dersom korrosjonsbeskyttelsen av innvendige flater forutsetter avfuktingsanlegg som angitt i 8.4.1, skal hulrommet utføres tilnærmet lufttett. Dører, luker og gjennomføringer skal utstyres med pakninger og låseanordninger som sikrer nødvendig tetthet. Det forutsettes at utligning av trykkforskjeller mellom ut- og innsiden av hulrommet er en del av avfuktingsanleggets funksjon.

#### 8.10.1.2 Hulrom i mindre kassetverrsnitt

Kassetverrsnitt med høyde < 1,6 meter tillates utført som lukket og lufttett, dvs. uten tilrettelegging for innvendig tilkomst for inspeksjon. Hulrommet skal da trykkprøves før transport til brustedet, se *håndbok R762 Prosesskode 2, prosess 85.24*. Alternativt skal alle sveiser som tetter kassa, også montasjesveiser, utføres med minimum 2 «lag» sveiselarver, for å sikre mot luftlekkasje.

Sveiser innvendig i slike kasser skal brennes inn i kassens ytre. En utmattingssprekk vil da med stor sannsynlighet kunne observeres på utsiden.

*Bruk av lite elastisk overflatebehandling kan medvirke til tidlig skaderegistrering.  
Langsgående stivere kan utføres med sveiser mot skott.*

Eventuelle trekkerør skal legges med fall i sammenhengende tette rør av rustfritt stål 1.4404 i henhold til *NS-EN 10088*.

#### 8.10.1.3 Hulrom i profiler og lignende

Rør, hulprofiler, trapesstivere osv. som ikke er tilgjengelig for inspeksjon skal lukkes og utføres som lufttette konstruksjoner. Elementene skal trykkprøves, se *håndbok R762 Prosesskode 2, prosess 85.24*.

*Trapesstivere, rør og andre hulrom inne i kassetverrsnitt med avfuktingsanlegg som korrosjonsbeskyttelse, kan stå åpne uten lukking.*

### 8.10.2 Overbygning

#### 8.10.2.1 Platetykkelser

Maksimalt tillatte platetykkelser avhengig av stålsort og laveste temperatur er gitt i *håndbok R762 Prosesskode 2, prosess 85.11*. Minimum platetykkelser er som følger:

- Flensplater med påsveiste dybler skal ha tykkelse  $\geq 20$  mm.
- Tykkelsen på stegplater skal være  $\geq 10$  mm.
- Platetykkelsen i kassevegger og kassebunn skal være  $\geq 8$  mm.

#### 8.10.2.2 Ortotrop plate

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*.

Konstruktiv utforming av ortotrope ståldekker bør være i henhold til *NS-EN 1993-2:2006+NA:2009, tillegg C*.

#### 8.10.2.3 Plater med strekkspenninger vinkelrett på plateplanet

For plater med strekkspenninger vinkelrett på plateplanet skal det spesifiseres krav til forbedrede deformasjonsegenskaper normalt på overflaten, se *håndbok R762 Prosesskode 2, prosess 85.11*. Det vises også til *NS-EN 1993-2:2006+NA:2009, punkt NA.3.2.4*.

**8.10.2.4 Avfasing av plater**

Ved overgang fra tykkere til tynnere plate i flens eller steg skal den tykkeste del avfases med maksimal helning 1:5. Ved breddeendringer av flens skal den bredeste del avfases med maksimal helning 1:10.

**8.10.2.5 Trykkoverføring ved direkte anlegg**

Der det forutsettes trykkoverføring ved direkte anlegg mellom ståldeler, skal dette angis på tegning, se *håndbok R762 Prosesskode 2, prosess 85.221*.

**8.10.2.6 Skjærforbindelser i samvirkekonstruksjoner**

Samvirkekonstruksjoner med skjærforbindelse mellom stål og betongdekke på kun deler av et kontinuerlig statisk system skal ikke benyttes.

**8.10.3 Rekkverk**

Innfesting av rekkverk på ståldekker skal utføres i henhold til *håndbok V161 Brurekkverk, punkt 5.4*.

**8.10.4 Sveiseforbindelser**

Utførelsesklasser for sveiseforbindelser er angitt i *håndbok R762 Prosesskode 2, prosess 85*. For løfteører og transportsikringer, se *håndbok R762 Prosesskode 2, prosess 85.4*.

Kraftoverførende kilsveis skal prosjekteres med et minste a-mål på 4 mm ved platetykkelser  $\leq 25$  mm og 5 mm for større platetykkelser.

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.*

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.





## 9 Trekonstruksjoner

### 9.1 Generelt

Dette kapitlet gjelder for prosjektering av konstruksjoner i tre. For konstruksjonsdeler i andre materialer vises det til de respektive kapitlene.

### 9.2 Grunnlag for prosjektering

#### 9.2.1 Grunnlag

Trekonstruksjoner skal prosjekteres i henhold til *Eurokode 5 – Prosjektering av trekonstruksjoner*:

- *NS-EN 1995-1-1 Allmenne regler og regler for bygninger*
- *NS-EN 1995-2 Bruer*

#### 9.2.2 Klimaklasser

Trebruer regnes generelt i klimaklasse 3 i henhold til *NS-EN 1995-1-1:2002+A1:2008+NA:2010, tabell NA.901*. Konstruksjonsdeler som er beskyttet mot fuktpåvirkning regnes i klimaklasse 2.

*Eksempler på konstruksjonsdeler som er beskyttet mot fuktpåvirkning er:*

- *tverrspente dekker under belegning med full fuktisolering (belegningsklasse A3-4 i henhold til 12.2.1)*
- *Ikke-kreosotimpregnerte buer, bjelker og staver med konstruktiv beskyttelse i henhold til 9.4.3.2*
- *Kreosotimpregnerte buer, bjelker og staver med konstruktiv beskyttelse i henhold til 9.4.3.3*

#### 9.2.3 Egenvekt av trevirke

Trevirkets tyngdetetthet varierer vesentlig med treslag, fasthetsklasse og impregnering. Dessuten vil tyngdetettheten variere over tid med trefuktigheten.

For konstruksjonsberegninger legges største eller minste karakteristiske verdi av trevirkets tyngdetetthet til grunn, alt ettersom hva som blir dimensjonerende. Midlere tyngdetetthet ved 12 % trefuktighet  $\gamma_{\text{mean}}$  er gitt i *NS-EN 1991-1-1:2002+NA:2008, tabell A.3* for alle vanlig brukte fasthetsklasser. For å bestemme tyngdetetthetens største og minste karakteristiske verdi multipliseres  $\gamma_{\text{mean}}$  med korreksjonsfaktor i henhold til tabell 9.1. Verdiene i tabellen gjelder for nordisk gran og furu.

Beskyttelse	Type trevirke	Korreksjonsfaktor til $\gamma_{\text{mean}}$ gitt i <i>NS-EN 1991-1-1:2002+NA:2008, tabell A.3</i>	
		$\gamma_{\text{inf,k}}$	$\gamma_{\text{sup,k}}$
Under tak, tverrspente dekker med fuktisolasjon og bjelker og buer med beslag	Skurlast	0,80	1,20
	Limtre	0,85	1,15
Uten beskyttelse	Skurlast	0,80	1,30
	Limtre	0,85	1,30
Tillegg for kreosotimpregnering klasse A <i>For blokklimt limtre med flere enn 2 sammenlimte elementer kan tillegget sløyfes.</i>		+ 0,5 kN/m <sup>3</sup>	+ 0,8 kN/m <sup>3</sup>

**Tabell 9.1: Faktorer for beregning av største og minste karakteristiske verdi av trevirkes tyngdetetthet**

## 9.2.4 Temperaturpåvirkning, svelling og krymping

Veiledende verdier for temperaturpåvirkning, svelling og krymping gitt under gjelder for nordisk gran og furu. For andre tresorter skal tilsvarende materialelegenskaper dokumenteres.

Temperaturutvidelseskoeffisienten settes til:

- I fiberretningen: 0,005 mm/(m°C)
- På tvers av fiberretningen: 0,04 mm/(m°C)

*Endringene i konstruksjonstemperatur kan antas lik høyeste og laveste døgnmiddeltemperatur på brustedet.*

Ved beregning av tverrsnitts- og lengdeendringer på grunn av fuktighetsvariasjoner benyttes verdiene i tabell 9.2.

	Dimensjonsendring i % per prosent variasjon i fuktighetsinnholdet	
	Yttergrenser	Middelverdi
<b>I fiberretningen</b>	–	0,01
<b>På tvers av fiberretningen</b>		
– radielt	0,04 – 0,25	0,15
– tangentielt	0,15 – 0,45	0,28

Tabell 9.2: Dimensjonsendring på grunn av fuktighetsvariasjoner i nordisk gran og furu med fuktinnhold opptil 28 %

## 9.3 Materialer

### 9.3.1 Konstruksjonstre og limtre

Konstruksjonstre skal ha dokumentert minimum fasthetsklasse C18 i henhold til NS-EN 338. Limtre skal ha dokumentert fasthetsklasse i henhold til NS-EN 14080 eller være CE-merket med fasthetsklasse CE L40.

Ved bruk av modifisert tre skal materialparameterene dokumenteres.

### 9.3.2 Forbindelsesmidler

Spiker og spikerplater skal ikke brukes i bruer. Innlimte bolter skal ikke brukes i konstruksjonsdeler i klimaklasse 3.

For øvrig vises det til *håndbok R762 Prosesskode 2, prosess 86.11*.

### 9.3.3 Innlissede stålplater

Stavdybler skal være av rustfritt stål i henhold til NS-EN 10088, nummer 1.4404, 1.4418, 1.4435, 1.4436 eller tilsvarende.

Innlissede plater skal være korrosjonsbeskyttet ved ett av følgende alternativer:

- rustfritt stål i henhold til NS-EN 10088, nummer 1.4404, 1.4418, 1.4435, 1.4436 eller tilsvarende
- varmforsinket og pulverlakkert

Ved varmforsinking og pulverlakkering skal alle ståldeler være tilrettelagt for å kunne demonteres og erstattes med nye. Tilsvarende gjelder også for stål som sveises til innlissede plater.

### 9.3.4 Spennsystem

Spennsystem skal være i henhold til *håndbok R762, Prosesskode 2, prosess 86.115*.

Forankringsplaten som fordeler trykket mot trevirket er normalt ikke en del av spennsystemet og skal dimensjoneres i henhold til 9.6.1.2.

*For å reduseres antallet re-oppsettinger ved bruk av stangbasert spennsystem anbefales det å benytte stenger med fasthet (0,1 %-strekkgrense) på minimum 900 MPa.*

## 9.4 Bestandighet

### 9.4.1 Generelt

Alt trevirke skal beskyttes mot nedbrytning. Det skal benyttes kjemisk-, konstruktiv- eller en kombinasjon av kjemisk- og konstruktiv beskyttelse.

Overflatebehandling av trevirke regnes ikke som kjemisk beskyttelse.

Uimpregnert tre (hvitt tre) skal kun benyttes i bruer dersom trefuktigheten kan holdes permanent under 20 %.

### 9.4.2 Kjemisk beskyttelse

#### 9.4.2.1 Metoder for kjemisk beskyttelse

Metoder for kjemisk beskyttelse er:

- vannbåren saltimpregnering, for eksempel Cu-impregnering
- oljebåren impregnering
- kreosotimpregnering
- impregnering som modifierer trevirket

Impregneringsmidler skal være godkjente av NTR (Nordisk Trebeskyttelsesråd) før de tas i bruk på bruer.

#### 9.4.2.2 Kreosotimpregnering

Kreosotimpregnering skal utføres etter at all bearbeiding av trevirket er utført.

*For blokklimt limtre anbefales dobbeltimpregnering (lamellene saltimpregneres før liming og kreosotimpregneres etter liming).*

Det skal planlegges tiltak for å fange opp drypping fra kreosotimpregnerte bruer. Konstruksjonen skal forberedes slik at tiltakene lett kan iverksettes hvis det blir nødvendig.

### 9.4.3 Konstruktiv beskyttelse

#### 9.4.3.1 Generelt

Den konstruktive beskyttelsen skjermer hovedsakelig konstruksjonen mot regn. Undersiden skal utformes med hensyn til god utlufting.

*Beskyttelsen omfatter beslag, kledning, sjalusi, takutspring og lignende. Tette brudekker kan regnes som konstruktiv beskyttelse av underliggende elementer.*

Takutspring, sjalusi og tilsvarende forutsettes å gi beskyttelse mot direkte regn innenfor en rett linje som danner 30° med vertikalen. I vindutsatte områder skal en økning av vinkelen vurderes.

#### 9.4.3.2 Konstruktiv beskyttelse av trevirke uten kreosot

Overside av ubehandlet eller kjemisk beskyttet trevirke uten kreosotimpregnering skal ha konstruktiv beskyttelse uavhengig av overflatens resulterende helning.

For sideflater og underside gjelder 9.4.3.1.

#### 9.4.3.3 Konstruktiv beskyttelse for trevirke som er kreosotbehandlet

Trevirke som er behandlet med kreosot skal ha konstruktiv beskyttelse når overflatens resulterende helning er mellom 0° og 60° (90° er vertikalt).

For sideflater og underside gjelder 9.4.3.1, men med en redusert vinkel på 10° med vertikalen.

Hvis høyden på regnutsatt område er  $\geq 1,5$  m målt vertikalt, skal resterende flater beskyttes konstruktivt. Høydebegrensningen gjelder ikke søyler og lignende, med tilnærmet vertikal fiberretning.

#### 9.4.3.4 Utforming av konstruktiv beskyttelse

Den konstruktive beskyttelsen skal utformes slik at den enkelt kan skiftes ut. Det skal være utlufting bak eller under beskyttelsen slik at fuktighet ikke lukkes inne. Kobberbeslag skal utformes slik at regnvann ikke renner fra beslaget og ned på forsinkede ståldeler.

*Dersom den konstruktive beskyttelsen er av kopper kan luftingen sløyfes.*

Overvann skal ikke komme i kontakt med dekkets sideflater eller spennstengenes forankringsplater.

*Dekkets sidekant kan forsynes med et kantbeslag med et utspring på minimum 30 mm og gå minimum 200 mm inn under dekkets fuktisolering. Beslaget festes på en slik måte at man unngår buling på grunn av temperaturvariasjoner. Eventuelle skjøter utformes og plasseres slik at vann ikke kommer inn under beslagene.*

Trevirke i endeflater og ved lager, ledd og knutepunkter skal ha konstruktiv beskyttelse uavhengig av impregneringstype.

#### 9.4.3.5 Konstruktiv beskyttelse mot trafikkspurt

Alle flater i tre i området 1,0 m ut fra dekkekanten, begrenset vertikalt til 1,0 m over belegningens overkant inntil kantdrager, skal beskyttes konstruktivt dersom de utsettes for trafikkspurt.

### 9.4.4 Beskyttelse av spennsystemer

Spennsystem og forankringer skal korrosjonsbeskyttes i henhold til *håndbok R762, Prosesskode 2, prosess 86.115*. Korrosjonsbeskyttelsen skal tilpasses bruk i tverrspente tredekker i samråd med leverandør av spennsystemet.

Det skal minst være to beskyttelsesbarrierer.

## 9.5 Konstruksjonsanalyse

### 9.5.1 Generelt

Dimensjonerende lastvirkning bestemmes etter anerkjente metoder basert på elastisitetsteorien.

### 9.5.2 Laminerte brudekker

#### 9.5.2.1 Generelt

Beregning av lastvirkning i laminerte brudekker baseres på en av følgende:

- ortotrop plateteori
- bjelkeristberegning
- FEM-analyse hvor E- og G-modul i de to hovedretningene angis uavhengig av hverandre
- forenklet beregningsmetode som angitt i NS-EN 1995-2

Forenklet beregningsmetode som angitt i NS-EN 1995-2 gir ikke momenter og skjærkrefter i tverretning og gir dermed ikke grunnlag for dimensjonering av spennkraft. Ved bruk av forenklet metode skal derfor standardens forutsetning om minimum 0,35 MPa trykkspenning mellom lameller etter alle tap være oppfylt.

Forenklet beregningsmetode skal ikke benyttes ved oppleggsskjevhet  $> 15^\circ$ .

#### 9.5.2.2 Spennkraft i tverrspente dekker

Spennsystemet i tverrspente (spennlaminerte) brudekker skal spennes opp til en kraft

$$P_0 = \min \{ 0,8 \cdot F_{pk} ; 0,9 \cdot F_{p0,1k} \} \quad (9.1)$$

Dette regnes som nominell oppspenningskraft, dvs. 100 %.

*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  $P_{max} = 0,95 \cdot F_{p0,1k}$ .*

Minste tillatte restspennkraft etter forutsatte spenntap ( $P_{min}$ ) velges av den prosjekterende og skal legges til grunn for dimensjonering av dekket.

#### 9.5.2.3 Systemstivheter

Ved beregning av laminerte brudekker skal systemstivheter i de to hovedretningene som angitt i NS-EN 1995-2:2004+NA:2010, tabell 5.1 brukes. For  $E_{0,midlere}$  skal verdien for  $E_0$  i NS-EN 338 for skurlast og NS-EN 14080 for limtre legges til grunn.

Platens torsjonsstivhet settes lik den geometriske middelvei av torsjonsstivheten i de to hovedretningene.

Ved beregning basert på ortotrop plateteori, med Poissons tall  $\nu_x = \nu_y = 0$ , brukes følgende uttrykk:

Bøyestivhet i lamellretning:

$$D_{xx} = k_b E_x \left( \frac{h^3}{12} \right) \quad (9.2)$$

Bøyestivhet på tvers av lamellretning:

$$D_{yy} = E_y \left( \frac{h^3}{12} \right) \quad (9.3)$$

Torsjonsstivhet:

$$D_{xy} = 2 \sqrt{(k_b G_x G_y)} \left(\frac{h^3}{12}\right) \quad (9.4)$$

hvor:

$E_x$  - lamellenes E-modul i fiberretning  $E_{0, \text{midlere}} = E_0$  som angitt ovenfor

$E_y$  - dekkets system-E-modul på tvers av fiberretning  $E_{90, \text{midlere}}$

$G_x$  - dekkets system-G-modul i fiberretning  $G_{0, \text{midlere}}$

$G_y$  - dekkets system-G-modul på tvers av fiberretning  $G_{90, \text{midlere}}$

$k_b = \frac{n}{1+n}$  empirisk buttskjøtfaktor for redusert systemstivhet

$n$  - antall lameller per buttskjøt i samme tverrsnitt; det forutsettes at  $n \geq 4$  og at kravene til buttskjøting i NS-EN 1995-2:2004+NA:2010, punkt 6.1.2 (10) er oppfylt.

#### 9.5.2.4 Redusert stivhet ved oppsprekking mellom lameller

Hvis forspenningen ikke er tilstrekkelig til å hindre at fugen mellom lameller åpner seg, skal den beregnede stivhet i tverretning reduseres tilsvarende oppsprekkingens dybde.

*Reduksjonen kan gjøres i henhold til (9.5) og (9.6).*

Stivhet på tvers av lamellretning:

$$D_{yy} = E_y \left(\frac{h_{red}^3}{12}\right) \quad (9.5)$$

Torsjonsstivhet:

$$D_{xy} = \frac{1}{6} \sqrt{k_b G_x G_y h^3 h_{red}^3} \quad (9.6)$$

hvor:

$h_{red}$  - redusert effektiv tverrsnittshøyde på grunn av oppsprekking

I områder påvirket av oppsprekking blir dermed platens lastfordelende evne i tverretning redusert og en større andel av lasten bæres i fiberretning.

## 9.6 Bruddgrensetilstander

### 9.6.1 Tverrspente dekker

#### 9.6.1.1 Generelt

Dimensjonerende spennkraft ( $P_{\min}$ ) bør ikke være større enn 40 – 50 % av full oppspenningskraft.

*Høy dimensjonerende spennkraft betyr færre spennheter, men kortere re-oppspenningsintervaller. Antall spennheter må derfor veies mot lengden på re-oppspenningsintervallene.*

I områder som er utsatt for konsentrerte laster skal gjenværende forspenningskraft mellom lamellene etter lang tid være minst 80 kN/m.

NS-EN 1995-2:2004+NA:2010, punkt 6.1.2 (5) og (6) er relatert til dekker med lameller av 223 mm skurlast. Da det er kraft per lengdeenhet som bestemmer friksjonen mellom lameller og ikke spenningen, passer ikke standardens krav for større dekketykkelser.

### 9.6.1.2 Forankringsplate

Trykket under forankringsplaten skal kontrolleres for begge tilstander angitt i tabell 9.3. Kontrollen utføres med lastfaktor 1,0 og med trykkfasthet i henhold til NS-EN 1995-1-1:2004/NA:2010+A1:2013.

Oppspenningstilstand	Spennkraft	Lastvarighetsklasse
Ved oppspenning	$1,06 \cdot P_0$	Øyeblikkslast
Etter oppspenning	$P_0$	Korttidslast

**Tabell 9.3: Kontroll av trykk under forankringsplate**

Ved kontroll av kontaktrykk under forankringsplate skal netto kontaktareal legges til grunn, dvs. at det skal tas hensyn til forboret hull i lamellen.

Forankringsplaten skal ha bøyestivhet som sikrer tilnærmet jevn fordeling av kontaktrykket.

### 9.6.1.3 Glidning mellom lameller

Det skal ikke oppstå glidning mellom lameller selv ved laveste forventede dekketemperatur. Laveste forventet dekketemperatur skal regnes med returperiode på 50 år.

*Eksempelvis vil spennkraften variere med ca. 0,4 % per °C ved fullt utnyttet spennstål med karakteristisk 0,1 % - strekkgrænse på 950 MPa og et tretverrsnitt som er forspent til ca. 1 MPa ved oppspenning.*

Ved kontroll av glidning mellom lameller skal det tas hensyn til kombinasjonen av plateskjær fra for eksempel hjullast og skiveskjær fra samtidig virkende horisontallaster der dette er relevant. Følgende krav skal oppfylles:

$$\sqrt{\left(\frac{V_v}{\mu_{0,d}}\right)^2 + \left(\frac{V_H}{\mu_{90,d}}\right)^2} \leq p_{\min} \quad (9.7)$$

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

*Horisontalt skjær  $V_H$  kan regnes jevnt fordelt over 0,9 ganger platebredden forutsatt at tilhørende momentkapasitet er tilstrekkelig og det kontrolleres at det ved parabolisk fordeling ikke skjer glidning mellom lamellene i bruksgrensetilstand.*

I tabell 9.4 er gitt anbefalte verdier for dimensjonerende friksjonskoeffisient  $\mu_d$ .

*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.*

Lamelloverflatens ruhet	Normalt på fibre $\mu_{90,d}$	Parallelt med fibre $\mu_{0,d}$
Skurlast mot skurlast	0,40	0,30
Høvellast mot høvellast	0,30	0,25
Skurlast mot høvellast	0,40	0,30

Justert skurlast regnes som høvellast mot høvellast da lamellene ofte er høvlet på begge sider. Limrelameller regnes som høvellast mot høvellast.

**Tabell 9.4: Dimensjonerende friksjonskoeffisienter**

#### 9.6.1.4 Oppsprekking mellom lameller

Oppsprekking mellom lamellene ved bøyning på tvers av lamellene er tillatt i bruddgrensetilstand såfremt det tas hensyn til stivhetsreduksjonen ved beregning av lastfordelingen fra hjullast. Se for øvrig 9.5.2.3.

#### 9.6.2 Effekt av buttskjøter ved dimensjonering

Ved kapasitets- og spenningskontroll skal det tas hensyn til redusert effektiv tverrsnittsbredde i snitt med buttskjøter.

*Dette kan gjøres ved enten å redusere tverrsnittsparemeterne (for eksempel  $I_x$ ) med faktoren  $k_b$  eller ved å øke opptredende spenning med en faktor lik  $1/k_b$ . Faktoren  $k_b$  er definert i 9.5.2.3.*

#### 9.6.3 Konsentrerte laster

Ved innføring av konsentrerte laster i bjelker, innfesting av hengestenger i buer osv. skal det gjennomføres en kapasitetskontroll i henhold til NS-EN 1995-1-1:2004+A1:2008+NA:2010, punkt 6.4.3.

#### 9.6.4 Utmatting

Utmatningskontroll utføres i henhold til NS-EN 1995-2:2004+NA:2010, punkt 6.2.

Ved knutepunkter med innslissede plater og dybler og med vekslende last ( $R < 0$ , dvs. én eller flere snittkrefter skifter retning) skal dyblene sikres mot at de arbeider seg ut.

## 9.7 Bruksgrensetilstander

### 9.7.1 Tøyningsbegrensning

For vegbruer med tredekker og slitelag av asfalt skal strekktøyning i overkant av dekket over tverrbærer ikke overskride 1,2 ‰ av hensyn til oppsprekking av belegningen. Kontrollen utføres i bruksgrensetilstand, kombinasjon ofte forekommende.

### 9.7.2 Oppsprekking mellom lameller

For tverrspente dekker skal det kontrolleres at bøyning på tvers av lamellene ikke forårsaker åpning av fugen mellom lamellene. Kontrollen utføres i bruksgrensetilstand, kombinasjon ofte forekommende.



## 9.8 Fabrikasjons- og konstruksjonsregler

### 9.8.1 Laminerte brudekker

Laminerte brudekker er massive plater som består av lameller av konstruksjons- eller limtre. Lamellene holdes sammen av spennsystemer, lim eller skruer.

### 9.8.2 Tverrspente brudekker

#### 9.8.2.1 Utforming

Det skal være god tilkomst til alle forankringer. Beskyttelse av utstikkende del av spennsystemer skal være utformet slik at kontroll av spennkraft og eventuell re-oppspenning kan gjennomføres på en sikker og effektiv måte.

Forankringsplatene skal sikres mot nedfall ved uforutsette brudd i spennsystemet dersom brua går over veg eller annet trafikkert område. Ved bruk av spennstenger skal det prosjekteres sikkerhetsanordning som sikrer at stangen ikke skyter ut ved brudd.

Kantavstand fra hull for spennenhet til lamellens ende skal være minimum 150 mm.

#### 9.8.2.2 Oppspenning

Tverrspente dekker spennes opp som angitt i 9.5.2.2.

Minste tillatte spennkraft skal være angitt på tegning, se 1.4.5.7. Beregning av minste tillatte spennkraft gjøres for stedets kaldeste temperatur eller  $-30\text{ }^{\circ}\text{C}$ .

Det skal føres spennprotokoll i henhold til *håndbok R762 Prosesskode 2, prosess 86*. Protokollen skal angi lufttemperaturen når spennkrefter avleses. Dette gjelder også ved kontroll av spennkraft og eventuell re-oppspenning.

#### 9.8.2.3 Innfestinger

Innfesting av tverrspente dekker i tverrbærere skal utformes slik at det ikke oppstår tvangskrefter ved oppspenning, re-oppspenning eller ved langtidsdeformasjoner.

Tilsvarende gjelder også for innfesting av rekkverk og beslag.

#### 9.8.2.4 Rekkverk

Ved innfesting av kjøresterkt rekkverk i tverrspente dekker skal følgende forhold ivaretas:

- Innfesting av rekkverk skal ikke påvirke oppspenningsnivået i dekket.
- Alle festelementer skal være utskiftbare også etter påkjørsel.
- Ved innfesting i dekkets sidekant skal strekkraften ved strekkstag forankres minst 1,5 m inn i dekket.
- Dekketykkelsen skal være minimum 350 mm.

Håndlister og andre elementer som vender mot gang- og sykkelanlegg skal ikke være kreosotimpregnert trevirke.

### 9.8.2.5 Sluk og drenasje

For tverrspente dekker skal lamellenes buttskjøter sentreres i planlagt slukplassering. Lamellbredde skal tilpasses krav til slukdimensjon. Dersom slukdimensjon er  $> 1,5$  x lamellbredden skal området forsterkes lokalt.

*Dette kan blant annet gjøres ved å øke lamellbredden i området rundt sluket.*

*For tetting mellom sluk og treverket kan slukrøret forsynes med en flens med bredde minimum 100 mm slik at fuktisoleringen kan klemmes mot plant avrettet overkant dekke og gi god tetting.*

Det vises for øvrig til 12.6.3.

### 9.8.3 Opplegg av brudekke

Bredde på kontaktflate mellom brudekke og opplegg skal begrenses til det som er beregningsmessig nødvendig. Opplegg skal utformes slik at fuktighet ikke kan komme inn i kontaktflaten mot tredekket.

*Kontaktflaten mellom tre og opplegg kan gis en forhøyning i forhold til utstikkende del av tverrbærer slik at vann ikke renner inn fra siden og suges opp i treet.*

For å unngå hvitrust ved opplegg av tre direkte på varmforsinket stål, skal kontaktflaten overflatebehandles med for eksempel minimum 100  $\mu$ m epoksymaling.

### 9.8.4 Knutepunkter med innslissede stålplater

All innslissing skal være drenert.

*For å begrense tvang forårsaket av temperatur og fukt anbefales det at innslissede plater og beslag ikke har større dimensjon mellom festepunkter, på tvers av fiberretningen, enn 1000 mm.*

### 9.8.5 Lynvern

Behovet for lynvern skal vurderes i hvert enkelt tilfelle.

Landkar og pilarer skal forsynes med jordelektrode med tilstrekkelig dimensjonert kapasitet for eventuell senere montasje av lynvern eller annet behov for jording.

For øvrig vises til 12.7.2.

## 10 Andre konstruksjonsmaterialer

### 10.1 Aluminiumkonstruksjoner

Regler for det enkelte prosjekt skal avklares skriftlig med Vegdirektoratet før oppstart av prosjekteringen. Det vises for øvrig til 1.3.5.8.

### 10.2 Stein- og blokkmurkonstruksjoner

For stein- og blokkmurkonstruksjoner brukt som støttemurer vises det til *håndbok V220 Geoteknikk i vegbygging*.

Steinhvelvbruer er behandlet under 13.5.

### 10.3 Konstruksjoner i kunststoff

For bærende konstruksjoner i kunststoff, som for eksempel ulike plastmaterialer, skal regler for det enkelte prosjekt avklares skriftlig med Vegdirektoratet før oppstart av prosjekteringen.

For ekspandert polystyren (EPS) eller ekstrudert polystyren (XPS) vises det til *håndbok V221 Grunnforsterkning, fyllinger og skråninger* og *håndbok N200 Vegbygging*.



# 11 Fundamentering

## 11.1 Generelt

### 11.1.1 Innledning

I dette kapitlet gis krav med hensyn til konstruktiv utforming og dimensjonering av konstruksjoner i grunnen som fundamenter, landkar, støttemurer og forankringskonstruksjoner. Slike konstruksjoner skal også, avhengig av det konstruksjonsmaterialet som benyttes, oppfylle kravene i kapittel 7 til 10.

Gjennomførbarhet av valgte fundamenteringsløsninger i forhold til grunnforhold, stabilitet og påvirkning på omgivelsene skal vurderes som en del av prosjekteringen.

### 11.1.2 Frostsikring

All fundamentering og tilbakefylling inntil fundamenter eller andre konstruksjonselementer skal være i frostsikker utførelse. Det skal dimensjoneres for en frostmengde minst tilsvarende 100-års returperiode, se *håndbok N200 Vegbygging*.

### 11.1.3 Erosjon og erosjonssikring

Erosjonsfare skal vurderes, og tilstrekkelig erosjonssikring skal etableres. Ved fundamentering i og ved vassdrag eller sjø, skal fundamentering på peler vurderes for å unngå uønskede konsekvenser av erosjon. Dimensjoneringsgrunnlaget skal, når annet ikke er angitt, være flom/strøm med returperiode i henhold til 4.2.4.

*Når det benyttes pelefundamentering kan det etableres erosjonssikring dimensjonert ut fra flom/strøm med returperiode minimum 100 år. Valg av returperiode ved pelefundamentering gjøres ut fra en vurdering av alle relevante forhold, herunder peletype og tilhørende stivhet.*

Dimensjonering av erosjonssikring for skråninger skal utføres i henhold til *håndbok V221 Grunnforsterkning, fyllinger og skråninger*, og for vassdrag i henhold til *Veileder for dimensjonering av erosjonssikringer av stein (NVE, 2009)*.

*Utfyllende informasjon kan også finnes i Vassdragshåndboka: Håndbok i vassdragsteknikk (Tapir forlag, 2010)*

### 11.1.4 Drenering og tilbakefylling

Oppbygging, komprimering og drenering av fyllmasser inntil kulverter, støttemurer og landkar skal være i henhold til *håndbok N200 Vegbygging*.

*Oppbygging av fyllmasser inntil konstruksjoner kan utføres som vist i samlingen av Brudetaljer på Statens vegvesens hjemmeside for bruer: <http://www.vegvesen.no/Fag/Teknologi/Bruer>.*

For oppbygging av filterkonstruksjoner vises det til *håndbok N200 Vegbygging*.

### 11.1.5 Dimensjonerende lastvirkning

Dimensjonerende laster og lastvirkning skal bestemmes i overensstemmelse med *NS-EN 1990*. Dimensjonerende lastvirkning skal inkludere virkningen av horisontale laster og eventuelle påhengslaster på peler.

Eventuell påhengslast fra jord er permanent last med lastfaktor lik 1,0 i alle grensetilstander, men skal kun regnes med dersom lastvirkningen er ugunstig.

For pelefundamenter skal egenlast av pel, korrigert for oppdrift, regnes som last på pel.

### 11.1.6 Bæreevne

Fundamentenes bæreevne skal bestemmes etter 11.2 – 11.4.

### 11.1.7 Setninger

Setninger (konsolidering) skal beregnes etter anerkjente metoder.

*Beregningen kan eksempelvis gjøres som angitt i håndbok V220 Geoteknikk i vegbygging.*

Setningene betraktes som deformasjonslaster og størrelsen beregnes i bruksgrensetilstand, kombinasjon tilnærmet permanent.

Bruas overbygning skal prosjekteres slik at den minst kan oppta en setningsdifferanse på 1/1000 av avstanden mellom fundamentaksene eller, ved lange spenn, inntil 50 mm. Dersom beregnet setningsdifferanse mellom nabofundamenter er større enn 1/1000 av avstanden mellom fundamentaksene eller større enn 50 mm, skal alternativ fundamenteringsmetode vurderes, for eksempel fundamentering på peler.

Ved pelefundamentering skal det i hvert enkelt tilfelle vurderes om setning og/eller skjevsetning av pelegruppen er aktuelt lasttilfelle.

Ved fundamentering med «svevende peler» i bløt leire skal det vurderes tilrettelegging for jekking av overbygning, se 3.3.

Dersom overbygningen forberedes for kabler og/eller ledninger, se 12.7, skal overgang til vegfyllingen utformes og dimensjoneres slik at setninger ikke påfører installasjonene skadelige påkjenninger.

### 11.1.8 Supplerende analyser av grunnens bæreevne- og deformasjonsegenskaper

For store konstruksjoner, som hovedfundament for hengebru, skråstagbru og fritt frambyggbru osv., skal det ved fundamentering direkte på løsmasser eller på peler som ikke føres til berg («svevende peler»), utføres supplerende analyser med egnet programvare for å klarlegge grunnens bæreevne- og deformasjonsegenskaper. Slike analyser gjennomføres i nødvendig omfang for å sikre at fundamentet har tilfredsstillende oppførsel i alle lasttilfeller, herunder også sykliske laster.

## 11.2 Direkte fundamentering

### 11.2.1 Generelt

Grunnens materialparametre og grunnvannstand/poretrykksforhold skal bestemmes som del av forundersøkelsene for prosjekteringen.

*Vurdering av mulig dimensjonerende bæreevne kan også inngå som en del av forundersøkelsene, slik at undersøkelsene kan tilpasses behovet ved den aktuelle fundamenteringsløsningen.*

Ved direkte fundamentering på berg skal det sprenge en tilnærmet horisontal bergfot, se 7.9.4. Det vises til 11.6 med hensyn til andel av nødvendig kapasitet som kan opptas av bergankere og bergbolter.

I tillegg til etterfølgende kontroller skal også sikkerhet mot velting kontrolleres i bruddgrensetilstand.

### 11.2.2 Kontroll av eksentrisitet

Ved direkte fundamentering skal følgende betingelse være oppfylt i underkant fundament i bruksgrensetilstand, kombinasjon *sjeldent forekommende*:

$$\sqrt{\left(\frac{e_x}{b_x/3}\right)^2 + \left(\frac{e_y}{b_y/3}\right)^2} \leq 1 \quad (11.1)$$

hvor:

- $e_x = M_{y,Ed} / (N_{Ed} + P)$  - lasteksentrisitet i bruas lengderetning (langs x-aksen)
- $e_y = M_{x,Ed} / (N_{Ed} + P)$  - lasteksentrisitet i bruas tverretning (langs y-aksen)
- $b_x$  - fundamentets dimensjon i bruas lengderetning
- $b_y$  - fundamentets dimensjon i bruas tverretning
- $P$  - kraft i oppspente, sentrisk plasserte bergankere
- $N_{Ed} + P$  - dimensjonerende vertikallast

For fundamenter med eksentrisk plasserte, oppspente bergankere innføres momentene  $M_{x,Ed}$  og  $M_{y,Ed}$  som summen av ytre momenter og momenter fra oppspenning regnet om fundamentsentrum.

### 11.2.3 Dimensjonerende grunntrykk og effektiv fundamentflate

Ved direkte fundamentering beregnes fundamentets dimensjonerende grunntrykk i bruddgrensetilstand,  $\bar{q}_v$  som:

$$\bar{q}_v = \frac{N_{Ed} + P}{4(b_x/2 - e_x)(b_y/2 - e_y)} \leq \bar{\sigma}_v \quad (11.2)$$

hvor nye symboler i forhold til 11.2.2, er:

$\bar{\sigma}_v$  - grunnens dimensjonerende bæreevne for bruddgrensetilstand

Formelen for  $\bar{q}_v$  forutsetter konstant grunntrykksfordeling over en rektangulær flate med sidekanter lik  $(b_x - 2e_x)$  og  $(b_y - 2e_y)$ .

For eksentrisk plasserte, oppspente bergankere kan samme formel benyttes, men momentene  $M_{x,Ed}$  og  $M_{y,Ed}$  innføres i beregningen som spesifisert i 11.2.2. Alternativt kan kontrollen utføres etter de prinsipper som er gitt i NS-EN 1992 for konstruksjoner med spennarmering uten kontinuerlig heftforbindelse. Ved beregning av kapasitet kan kraften i bergankerene beregnes på grunnlag av en antatt deformasjonstilstand av fundamentets underside. Økning av ytre momenter som følge av konstruksjonens utbøyning skal tas hensyn til.

#### 11.2.4 Dimensjonerende bæreevne

Dimensjonerende bæreevne for berg skal bestemmes på grunnlag av representative karakteristiske fasthetsverdier i henhold til *håndbok V220 Geoteknikk i vegbygging*. 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  $\geq 2,0$ .

Dimensjonerende bæreevne for løsmasser skal beregnes etter *håndbok V220 Geoteknikk i vegbygging*. Bæreevnen er en funksjon av den dimensjonerende skjærkraft (horisontalkraften) i underkant fundament, og inkluderer dermed kontroll mot glidning av fundamentet. Se også 11.1.8 med hensyn til supplerende analyser.

#### 11.2.5 Kontroll mot glidning på berg

Ved direkte fundamentering på berg skal kontroll mot glidning av fundamentet utføres i bruddgrensetilstand etter følgende formel:

$$\sqrt{V_{x,Ed}^2 + V_{y,Ed}^2} \leq \mu (N_{Ed} + P) \quad (11.3)$$

hvor nye symboler i forhold til 11.2.2 og 11.2.3 er:

- $V_{x,Ed}$  - dimensjonerende skjærkraft i underkant fundament i bruas lengderetning (langs x-aksen)
- $V_{y,Ed}$  - dimensjonerende skjærkraft i underkant fundament i bruas tverretning (langs y-aksen)
- $\mu$  - friksjonskoeffisient fundament/berg

Antatt friksjonskoeffisient skal dokumenteres i det enkelte tilfelle.

*Ved støping direkte mot sprengt berg kan friksjonskoeffisienten settes til  $\mu = 1,0$ .*

*Ved bruk av avrettingsstøp kan friksjonskoeffisient settes til  $\mu = 0,7$ .*

### 11.3 Peler og pelefundamenter

#### 11.3.1 Generelt

Reglene gjelder for alle typer peler og pelefundamenter. I det etterfølgende er pilar definert som et delsystem av hele brukonstruksjonen som omfatter søyle med eventuell sokkel, fundamentplate og pelegruppe.

Tilleggsregler for frittstående pelegrupper i vann er gitt under 11.4. Reglene i 11.4 gjelder foran mer generelle regler i 11.3.



### 11.3.2 Valg av peletype

Valg av peletype skal begrunnes på bakgrunn av tekniske vurderinger i henhold til 1.1.3.2.

*Aktuelle peletyper er gitt i Peleveiledningen (NGF, 2012), og er nærmere spesifisert i håndbok R762 Prosesskode 2. I spesielle tilfeller kan andre peletyper benyttes.*

*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.*

Peler av profilstål bør ikke benyttes ved pelelengder som medfører behov for sveiseskjøting på byggeplass, på grunn av tidkrevende sveiskontroll.

Dersom eksponeringsklasse etter NS-EN 1992-1-1 medfører betongpeler med armeringsoverdekning større enn angitt i håndbok R762 Prosesskode 2, prosess 83.12, skal det benyttes annen peletype.

### 11.3.3 Dimensjoneringsprinsipper

#### 11.3.3.1 Generelt

Generelle dimensjoneringsprinsipper er gitt i Peleveiledningen og håndbok V220 Geoteknikk i vegbygging.

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.

For lange peler (lengde > 30 m) og for peler som rammes gjennom faste masser, skal det gjøres vurderinger samt eventuelle beregninger av rambarhet (rambarhetsanalyser). Det skal benyttes materialdimensjoner (eksempelvis godstykkelse i stålrørspeler) som medfører at elastisk deformasjon i pelene under hard ramming blir  $\leq 20$  mm.

Peletverrsnittets kapasitet beregnes på grunnlag av dimensjonerende materialfastheter multiplisert med reduksjonsfaktoren  $f_a$ .

Det skal tas hensyn til elasticitet i peler der dette har betydning, for eksempel for fundamenter med store forskjeller i pelelengde, eller ved vurdering av knekking.

#### 11.3.3.2 Reduksjonsfaktor

Reduksjonsfaktoren  $f_a$  skal velges ut fra en vurdering av forhold angitt i Peleveiledningen (2012), punkt 1.5.3, samt eventuelt andre forhold som har betydning for pelens kapasitet (usikkerhet i regnemodeller og lignende). Valg av reduksjonsfaktor skal begrunnes.

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.*

For frittstående pelegrupper i vann med utstøpte stålrørspeler, gjelder spesielle regler for bestemmelse av reduksjonsfaktoren, se 11.4.2.6.

### 11.3.3.3 Sidestøtte fra jord

For knekningsvurdering skal parametere for jordens sidestøtte velges konservativt.

*Støtte fra jord mot pel kan beregnes ved å modellere sidestøtte og aksial opplagring som fjærer, eventuelt ved hjelp av dataprogrammer spesielt utviklet for formålet.*

Ved beregning av sidestøtte fra jord skal det tas hensyn til eventuell fare for erosjon av løsmassene, se også 11.1.3. Eventuell risiko for redusert sidestøtte, for eksempel av boretekniske grunner, skal vurderes.

*Boreteknikk og boresystemer er omtalt i håndbok R762 Prosesskode 2, prosess 83.3 og 83.5. Det kan være aktuelt å spesifisere et bestemt boresystem.*

### 11.3.3.4 Korrosjon på stålpeler av profilstål

Stålpeler av profilstål skal ha korrosjonsbeskyttelse eller korrosjonstillegg i materialdimensjoner, slik at kapasiteten er tilfredsstillende under hele den dimensjonerende brukstiden. For stålrørspeler gjelder kravene i 11.3.5.1.

## 11.3.4 Strekkpeler

### 11.3.4.1 Generelt

I bruddgrensetilstand regnes en pel ikke å ha geoteknisk bæreevne for strekk forårsaket av permanente laster i kombinasjon med temperaturlaster, samt sykliske laster og eventuelle andre laster med varighet over én time (lastvirkning beregnes ved pelespiss, dvs. inkludert neddykket tyngde av pel). Dersom beregningsmessig strekk opptrer ved pelespiss, skal pelegruppen beregnes uten disse pelenes medvirkning.

I bruddgrensetilstand, for lastkombinasjoner hvor kortvarige laster gir strekk i pelene, skal bæreevnen for strekklast bestemmes som angitt i 11.3.4.2 og 11.3.4.3. Med kortvarige laster menes i denne sammenheng alle laster som ikke er definert i foranstående avsnitt, eksempelvis trafikk, påkjørsel, skipsstøt osv.

I bruksgrensetilstand, kombinasjon *karakteristisk* skal det ikke være strekk i de deler av en pel som bidrar til pelens geotekniske bæreevne i løsmasser eller i berg.

For strekkpeler i løsmasser og berg gjelder følgende generelle krav i tillegg til kravene i 11.3.4.2 og 11.3.4.3:

- Det skal ikke regnes bidrag fra både løsmasser og berg i samvirke.
- Det skal ikke oppstå veksling mellom strekk og trykk for sykliske laster.
- Strekkapasitet i peleskjøt skal dokumenteres.
- Pelegrupper hvor det beregningsmessig opptrer strekk, skal kontrollregnes med alle pelene fullt virksomme på trykk og strekk.

Hvis akseptable data fra prøvebelastning foreligger, legges disse til grunn for bestemmelse av bæreevne.

### 11.3.4.2 Strekkpeler i løsmasser

Bæreevne på strekk for peler i sand (friksjonsjord) og for peler i leire (kohesjonsjord) beregnes i henhold til *håndbok V220 Geoteknikk i vegbygging*.

I mellomjordarter (siltige jordarter) gjelder den laveste bæreevnen beregnet i henhold til henvisningene over.

Ved bestemmelse av dimensjonerende bæreevne multipliseres partialfaktoren med en modellfaktor  $\gamma_{R;d} = 1,65$  i bruddgrensetilstand og  $\gamma_{R;d} = 1,10$  for ulykkessituasjon.

#### 11.3.4.3 Strekkpeler i berg:

Strekkforankringer for rammede peler med bolter, stag eller andre typer forankringer i berg skal kun benyttes for ferjekaier.

Når vinkelen mellom pelens lengdeakse og antatt bergoverflate er  $\geq 80^\circ$  skal dimensjonerende bæreevne på strekk beregnes etter anerkjente metoder. For pelens bæreevne på strekk skal det 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.

Når vinkelen mellom pelens lengdeakse og antatt bergoverflate er  $< 80^\circ$  skal medvirkende bergvolum vurderes særskilt i det enkelte tilfelle.

Ved beregning av dimensjonerende bæreevne skal innstøpningslengde begrenses til maksimalt 4,0 meter.

### 11.3.5 Stålrørspeler

#### 11.3.5.1 Kapasitetsbidrag fra stålrør

Stålrøret skal ikke medregnes i peletvernsnittets kapasitet i ferdigtilstand, med følgende unntak:

- Bidrag fra stålrøret kan medregnes dersom den nederste delen av stålrøret ligger dypt i grunnen, og i finkornige homogene masser. Pelen vil da på dette partiet kunne regnes som friksjonsspel selv uten utstøping.
- Bidrag fra stålrøret kan medregnes dersom den øvre delen av stålrøret står i homogene og finkornige masser.

Når bidrag fra stålrøret medregnes i ferdigtilstand, skal det dokumenteres at materialdimensjon og korrosjonshastighet er slik at restkapasiteten er tilfredsstillende under hele den dimensjonerende brukstiden. Bruk av korrosjonsbeskyttelse i form av belegg tillates ikke.

Bidrag fra stålrøret skal ikke medregnes for fri pelelengde i vann eller ved pel i inhomogene og/eller grovkornige løsmasser. Det skal heller ikke medregnes for del av pel som ligger over laveste grunnvannstand, uansett masstype omkring røret.

#### 11.3.5.2 Stivhet

Ved beregning av stivhet skal stålrøret medregnes dersom større stivhet gir ugunstigere lastvirkninger.

#### 11.3.5.3 Armering

Armeringsoverdekning for utstøpte stålrørspeler skal være som angitt i tabell 7.2.

*Som monteringsjern benyttes normalt innvendige ringer med nøyaktig mål, ikke utvendige stenger.*

Minimumsarmering skal bestemmes som for søyler i henhold til NS-EN 1992-1-1.

*For del av friksjonsspel i jord settes minste armeringsmengden til  $0,005 A_c$ , forutsatt at lastvirkningene gir mulighet for slik reduksjon.*

## 11.4 Frittstående pelegrupper i vann med utstøpte stålrørspeler

### 11.4.1 Generelt

Dette kapitlet inneholder regler for frittstående peler eller pelegrupper i vann hvor pelene utføres som utstøpte stålrørspeler, og hvor deler av pelene er uten sidestøtte.

Reglene forutsetter at pelene i gruppa har samme diameter og samme, konstante armering over effektiv fri lengde (lengde uten vesentlig sidestøtte fra jord).

*For mellomliggende tilfeller som ikke naturlig dekkes verken av 11.3 eller 11.4, kan det med utgangspunkt i disse to avsnittene utarbeides modifisert prosjekteringsgrunnlag. Prosjekteringsgrunnlaget skal avklares skriftlig med Vegdirektoratet før oppstart av prosjekteringen.*

En frittstående pelegruppe i vann kan bestå av én eller flere peler, og være plan eller romlig. Pelene kan være spissbærende til berg eller meget fast grunn, eller friksjonspeler i løsmasser.

*Plan pelegruppe har alle peletoppene (i kappnivå) på samme akse i horisontalplanet, men kan ha skråpeler ut av vertikalplanet gjennom aksene. Romlig pelegruppe er pelegruppe som ikke er plan.*

En romlig pelegruppe skal bestå av minimum 8 peler, og være symmetrisk.

### 11.4.2 Dimensjoneringsprinsipper

#### 11.4.2.1 Beregningsmodell

Beregningsmodell for pilaren skal inkludere fundamentplatens stivhet/fleksibilitet der dette er av betydning for innbyrdes lastfordeling på pelene.

Det skal tas hensyn til avvik fra tilsiktet systemgeometri i samsvar med gitte toleranser. Enkeltpel skal ikke regnes å ha mindre forhåndskrumning (formfeil) over effektiv fri lengde,  $L$ , enn svarende til en pilhøyde lik  $L/200$ .

Ved kontroll mot systemknekkning av pilaren under ett regnes pilhøyden i forhold til pelens forskjøvne lengdeakse. Formavviket for pelegruppa skal tilstrebes å samsvare med kritisk knekkform, men likevel slik at kravet til pilhøyde er oppfylt for hver enkelt pel i gruppa.

#### 11.4.2.2 Lastvirkninger

Lastvirkninger skal bestemmes etter én av følgende:

- Beregning basert på lineær elastisk teori. Det skal tas hensyn til virkningen av konstruksjonens forskyvninger (2. ordens teori) og til eventuell opprissing av betongen.
- Beregning som tar hensyn til ikke-lineær materialoppførsel for betong og armering og til geometrisk ikke-lineære effekter.

#### 11.4.2.3 Utsiktet eksentrisitet

For søyle skal utsiktet eksentrisitet antas å opptre langs den av tverrsnittets hovedakser hvor virkningen blir mest ugunstig, og samtidig med virkning av 1. og 2. ordens bøyemomenter.

For pel er utsiktet eksentrisitet i dimensjonerende snitt ivare tatt idet virkning av formfeil og avvik i peleplassering, retning og helning medtas i beregningene.

#### 11.4.2.4 Sidestøtte fra jord

Lastvirkninger skal beregnes for hele pelen inkludert del av pel i jord. Sidestøtte og spissmotstand fra jord inngår som parametere ved beregning av knekk lengder og tilleggsmomenter.

#### 11.4.2.5 Kontroll med bortfall av enkeltpel

For pelegrupper med mer enn 4 peler skal lastvirkninger kontrollregnes med bortfall av enkeltpel. Beregning av lastvirkninger utføres i bruksgrensetilstand, kombinasjon *karakteristisk*. Den pel som tas ut av statisk modell skal velges slik at ugunstigste lastvirkning på gjenværende peler oppnås.

Gjenværende peler som nå får lastvirkninger som er større enn den geotekniske bæreevnen (på trykk eller strekk), skal også tas ut av beregningsmodellen før beregning av endelige lastvirkninger.

Ved beregning av geoteknisk bæreevne benyttes modellfaktor  $\geq 0,9$  på de korrelasjonsfaktorer som er angitt i *håndbok V220 Geoteknikk i vegbygging, figur 11.3*.

*Dette kan innebære at pelegruppen må omarbeides, og/eller det må settes inn flere peler.*

#### 11.4.2.6 Reduksjonsfaktor for frittstående pelegrupper i vann

For frittstående pelegrupper i vann med utstøpte stålrørspeler benyttes en særskilt reduksjonsfaktor  $f_v$ . Denne er gitt som et produkt av fire delfaktorer:

$$f_v = f_{v1} \cdot f_{v2} \cdot f_{v3} \cdot f_{v4} \quad (11.4)$$

Verdier for delfaktorene er gitt i tabell 11.1. Deres betydning er:

- $f_{v1}$  - faktor avhengig av antall peler i pelegruppa.
- $f_{v2}$  - faktor avhengig av om pelene i gruppa er spissbærende eller friksjonspeler.
- $f_{v3}$  - faktor avhengig av konstruktive forhold knyttet til utførelse og mulighet for kontroll av betong- og armeringsarbeider. Videre skal risiko og følsomhet for utilsiktet lastvirkning i ferdig tilstand være med i vurderingen.
- $f_{v4}$  - faktor knyttet til mulighet for utilsiktede pelekrefter for eksempel på grunn av ujevne setninger. Vurdering av rammeutstyr og utførelseskompetanse inngår også.

Antall peler	1-2	3-4	> 4
$f_{v1}$	0,75	0,80 <sup>(A)</sup>	0,95
<b>Bærevirkning</b>		<b>Spissbærende pel</b>	<b>Friksjonspel</b>
$f_{v2}$		0,90	1,0
<b>Konstruktive forhold</b>	<b>Dårlige</b>	<b>Middels</b>	<b>Gode</b>
$f_{v3}$	0,80	0,85	0,90
<b>Geotekniske forhold</b>	<b>Dårlige</b>	<b>Middels</b>	<b>Gode</b>
$f_{v4}$	0,90	0,95	1,0

(A): Alternativt kan grupper med 3 – 4 peler beregnes med  $f_{v1} = 0,95$ . Det kreves i så fall for pelegruppa at kapasitet påvises i en situasjon med bortfall av enkeltpel, som omtalt i 11.4.2.5.

**Tabell 11.1: Verdier for delfaktorene til  $f_v$**

#### 11.4.2.7 Pelens kapasitet

Pelens kapasitet som armert betongsøyle skal beregnes etter *NS-EN 1992*, men med innføring av reduksjonsfaktor  $f_v$  i henhold til 11.4.2.6. Materialfaktorer for betong og armeringsstål skal være i henhold til *NS-EN 1992-1-1*.

For undervannsstøpte, armerte betongsøylar vises det til *Norsk Betongforenings publikasjon nr. 5: Prosjektering og utførelse av betongkonstruksjoner i vann*.

#### 11.4.2.8 Dimensjonering av pelespiss

Beregning og dimensjonering av pelespiss skal være i henhold til *Peleveiledningen*. Dimensjonering skal gjennomføres med  $f_a$ -faktor som bestemmes særskilt for pelespissen i samsvar med *Peleveiledningen*.

*Merk at det for dimensjonering av pelespissen benyttes vanlig reduksjonsfaktor  $f_a$ . Det kan være hensiktsmessig å benytte annen  $f_a$ -faktor for dimensjonering av pelespiss enn for hele pelar for øvrig.*

#### 11.4.2.9 Ulykkessituasjon

Beregning av en pels kapasitet utføres som for bruddgrensetilstand, se 11.3.3, med samme reduksjonsfaktor  $f_v$ , og med materialfaktorer for betong og armering i henhold til *NS-EN 1992-1-1*.

*Merk dessuten kravet til påvisning av kapasitet med bortfall av enkeltpel som omtalt i 11.4.2.5 og i kommentar (A) til tabell 11.1. Kravet til påvisning av kapasitet gjelder også i fundamentplate og søyle.*

### 11.4.3 Konstruktiv utforming

#### 11.4.3.1 Slankhet

Slankhetskriterium bestemmes i henhold til *NS-EN 1992-1-1*.

#### 11.4.3.2 Styrke i rørskjøter

For å unngå lokal krumning og eventuell ansamling av riss, skal stålrøret skjøtes på en slik måte at rørskjøter får minst like stor momentkapasitet som røret for øvrig.

#### 11.4.3.3 Avstivning av pelar i byggefase

Det skal vurderes om det er nødvendig å etablere innbyrdes avstivning av pelene i byggefase for å unngå forskyvning av pelar på grunn av egenlast, ubalansert vanntrykk, bølgelaster osv. Dersom innbyrdes avstivning ikke benyttes skal det dokumenteres at pelene har stabilitet uten slik avstivning.

Eventuelle krav til rekkefølge for utførelse av vannlensing og utstøping av pelar skal også angis.

#### 11.4.3.4 Opptak av horisontalkrefter

Dersom horisontale skjærkrefter ikke kan tas opp av løsmasser, skal pelespissen prosjekteres og utføres slik at den sikrer overføring av horisontalkreftene gjennom spissen, eksempelvis ved fordybning av spissen i berg.

#### 11.4.3.5 Betong og armering

Det skal foreskrives fasthetsklasse B35 eller B45. Videre skal behov for å stille krav til betongens E-modul av hensyn til knekking vurderes.

Samlet tverrsnittsareal av lengdearmeringen i pelene skal ikke være mindre enn  $0,015A_c$  og normalt ikke større enn  $0,030A_c$ .

## 11.5 Spunt, slissevegger og andre støttevegger

### 11.5.1 Generelt

Spunt, slissevegger og andre støttevegger skal dimensjoneres i overensstemmelse med *NS-EN 1997-1 og håndbok V220 Geoteknikk i vegbygging*. Ved bruk av spunt skal det framgå av tegning om spunten er midlertidig eller permanent. Det skal om nødvendig isoleres mot frost i bakenforliggende løsmasser.

Krav med hensyn til forankringer er gitt under 11.6.

Regler for spunt og slissevegger gjelder også for tilsvarende konstruksjoner i form av sekantpeler, stålrør, bjelkestengsler og lignende.

### 11.5.2 Korrosjon av stålpunt

Stålpunt som inngår i den permanente konstruksjon skal korrosjonsbeskyttes eller være dimensjonert for korrosjonsutvikling, slik at kapasiteten er tilfredsstillende under hele den dimensjonerende brukstiden.

## 11.6 Forankringer

### 11.6.1 Generelt

Forankringskonstruksjoner i grunnen skal prosjekteres i henhold til *NS-EN 1537*. Forankringene skal minst bestå av 2 enheter.

Bergmassens bruddvinkel  $\psi$  og medvirkende bergfigur skal velges i henhold til *håndbok V220 Geoteknikk i vegbygging*. Dersom bergmassens sprekemønster og bruddvinkel på lokaliteten er kjent, skal disse verdiene vurderes brukt. For krav til materialer og utførelse, se *håndbok R761 Prosesskode 1, prosess 23.2* og *håndbok R762 Prosesskode 2, prosess 83.7*.

Når kabler og stag benyttes til forankringer, skal alle øvrige konstruksjonseenheter og kraftoverføringsdetaljer ha minst like stor kapasitet som kablen/staget.

Bortfall av enkeltstag skal kontrolleres etter de samme prinsipper som i 11.4.2.5, med unntak av andre avsnitt.

Regler for dimensjonering av hengebruforankringer er gitt under 13.2.6.

### 11.6.2 Forspente forankringer

#### 11.6.2.1 Forankringslengde i berg

Forspente forankringer (bergankre) skal kun regnes med i kapasiteten dersom grunnen på forhånd er undersøkt og godkjent av geolog/geotekniker for slik forankring.

Total innboringslengde og forankringslengde i berg skal beregnes i henhold til prinsipper gitt i *håndbok V220 Geoteknikk i vegbygging*.

### 11.6.2.2 Kapasitetskontroll av forankrede fundamenter

Ved kontroll av kapasitet skal kun bidrag fra gravitasjon og eventuelle bergankere med forankringslengder i henhold til 11.6.2.1 medregnes. Friksjonskoeffisient for glidning betong mot berg bestemmes etter vurdering av geolog.

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

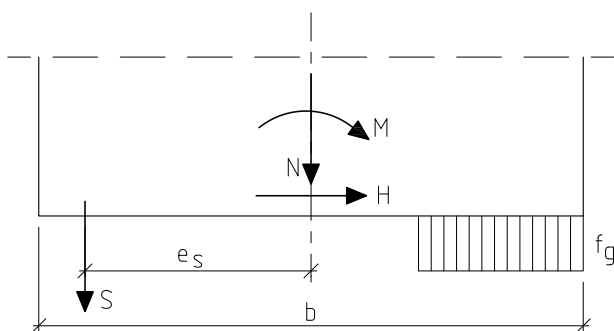
I ferdigtilstand, både for bruddgrensetilstand og ulykkessituasjon, skal andelen,  $p$ , av total kapasitet som tillates tatt opp av bergankre begrenses til:

$$p \leq \begin{cases} 0,2 & ; \text{ingen omlagringsmulighet} \\ 0,3 & ; \text{omlagring kan finne sted} \end{cases}$$

I byggetilstanden skal nødvendig heftkapasitet av medvirkende bergfigur multipliseres med en faktor,  $f$ , avhengig av den relative andel,  $p$ , av nødvendig kapasitet som opptas av bergankere.

Faktoren  $f$  bestemmes slik:

$$f \leq \begin{cases} 1,0 & ; p \leq 0,3 \\ p/0,3 & ; 0,3 \leq p \leq 0,6 \\ 2,0 & ; p \leq 0,6 \end{cases}$$



**Figur 11.1: Kapasitet av forankringer**

For rektangulært fundament bestemmes bergankrenes statisk nødvendig kapasitet,  $S$ , fra følgende betingelser basert på énaksial bøyning, se figur 11.1:

1) Bestemt av velting:

$$\frac{S(1 + (2e_s/b)N_0) - 2N - S}{N_0 - N} \leq \frac{p}{1-p} \quad (11.5)$$

2) Bestemt av glidning:

$$\frac{S}{N} \leq \frac{p}{1-p} \quad (11.6)$$

hvor:

$$N_0 = f_g b l$$

$l$  - fundamentets dimensjon på tvers av bøyeretningen

$f_g$  - dimensjonerende grunntrykk i bruddgrensetilstand (ikke større enn betongens dimensjonerende trykkfasthet)

$S$  - statisk nødvendig forankringskapasitet (ikke større enn bergankrenes dimensjonerende kapasitet)



Øvrige betegnelser, ( $b, e_s$ ), se figur 11.1.

*Merk at foranstående betingelser baserer seg på forholdet mellom kapasitet med og uten bergankre. Aktuell skjær- og momentbelastning inngår ikke. Betingelsen for velting er dessuten basert på antagelse om fullt utnyttet grunntrykk  $f_g$  i en rektangulær spenningsblokk både for tilstanden med og uten bergankre. Etterfølgende kontroll i henhold til 11.2 skal derfor utføres med aktuell belastning basert på statisk nødvendig kapasitet på bergankre som bestemt etter dette punkt. Bergankre som ligger i trykksone skal da medregnes fullt i grunntrykkskontrollen etter 11.2.3, men for øvrig reduseres til statisk nødvendig verdi.*

### 11.6.2.3 Oppspenningsprosedyre

Det skal framgå av oppspenningsprosedyren at oppspenning til prøvelast utover låselast ikke tillates dersom forlengelse ved prøvelast er større enn slaglengden på jekken.

### 11.6.2.4 Korrosjonsbeskyttelse

Permanente, forspente forankringer skal ha dobbel korrosjonsbeskyttelse.

## 11.6.3 Motvektskasseforankringer

Kapasiteten av motvektskasseforankringer skal beregnes etter reglene gitt under 11.6.2, men med den begrensning at inntil 20 % av nødvendig kapasitet kan opptas av forspente bergankre også i det tilfellet at omlagring av krefter kan finne sted.

Egenvekt av fyllmasser i ballastkasser skal dokumenteres.

## 11.6.4 Bergbolter

### 11.6.4.1 Kapasitetskontroll

Ved kontroll av kapasitet i bruddgrensetilstand skal kun bidrag fra gravitasjon og eventuelle bergbolter medregnes. Kapasitet regnes tilsvarende som i 11.6.2.

Ved bestemmelse av bergboltens kapasitet skal det benyttes modellfaktor som velges slik at partialfaktor multiplisert med modellfaktor blir  $\geq 2,0$ .

I ferdigtilstanden skal ikke mer enn 10 % av nødvendig kapasitet opptas av bergbolter, der omlagring av krefter ikke kan finne sted. Der omlagring av krefter kan finne sted, skal ikke mer enn 20 % av nødvendig kapasitet opptas av bergboltene.

*I byggetilstand og for ulykkessituasjon i ferdigtilstand kan inntil 50 % av nødvendig kapasitet opptas av bergbolter.*

### 11.6.4.2 Forankringslengde i berg

Bergboltens forankringslengde i berg skal ikke være mindre enn 60 $\phi$  ved tørrstøp og 80 $\phi$  ved undervannsstøp.

Ved undervannsstøp skal boltens forankringslengde opp i fundamentet økes med 150 mm ut over kravet i NS-EN 1992-1-1.

#### **11.6.4.3 Korrosjonsbeskyttelse**

Alle bergbolter skal enten være korrosjonsbeskyttet som angitt i *håndbok R761 Prosesskode 1, prosess 23.2*, eller være i rustfritt stål.

*For bolter som kun regnes virksomme i byggetilstanden, kan korrosjonsbeskyttelse sløyfes.*

#### **11.6.5 Forankringer i løsmasser**

Forankringer i løsmasser dimensjoneres i henhold til *håndbok V220 Geoteknikk i vegbygging*.

## 12 Brubelegning og utstyr

### 12.1 Generelt

#### 12.1.1 Produkter

Der prosjekteringen er avhengig av produkt eller produktdata skal det prosjekteres lengst mulig uten de nevnte dataene. Det skal framgå tydelig av tegningene hvilke produkter eller produktdata som ikke er komplette. Når produkt er valgt og spesifikasjonene foreligger skal prosjekteringen fullføres slik at konstruksjonen er tilpasset produktet. Dette gjelder også der mål ikke kan gis før for eksempel temperatur og byggetidspunkt er gitt.

#### 12.1.2 Korrosjonsbeskyttelse av stål

Alt utstyr i stål skal være varmforsinket i klasse B eller bedre som angitt i *håndbok R762 Prosesskode 2, prosess 85.342*, eller rustfritt i henhold til *NS-EN 10088, nummer 1.4404, 1.4435, 1.4436* eller tilsvarende. For brurekkverk, se *håndbok N101 Rekkverk og vegens sideområder*.

Festemidler (skrueforbindelser og lignende) skal være i rustfritt stål i henhold til *NS-EN ISO 3506*, kvalitet A4-80. Del av varmforsinket stål som blir eksponert for fersk mørtel, skal beskyttes mot kjemisk reaksjon og gassutvikling.

Stål i lagre og fuger skal være korrosjonsbeskyttet som beskrevet i *håndbok R762 Prosesskode 2*.

## 12.2 Belegning

### 12.2.1 Belegningsklasser

Det skal benyttes belegning på

- kjørebane
- fortau
- gang- og sykkelanlegg
- brudekke på separate gang- og sykkelbruer
- overkant av hel bunnplate i kulverter, miljøtunneler osv. der det er trafikk direkte på bunnplata

*Belegning kan også benyttes på midtrabatter og i sikkerhetsrom.*

Følgende belegningsklasser benyttes:

- A2 asfaltlitelag med forenklet fuktisolering av brudekket
- A3 asfaltlitelag med full fuktisolering av brudekket
- B1 betonglitelag støpt monolittisk sammen med konstruksjonsbetongen

For beskrivelse av belegningsklassene A2 og A3 vises det til *håndbok R762 Prosesskode 2, prosess 87.1*. Klasse B1 er beskrevet i 7.4.5.

Belegningsklasse A3 skal benyttes, med følgende unntak:

- Inne i gangkulverter kan belegningsklasse A2 benyttes.
- For fugefrie bruer med betongdekke på vegger med grusdekke kan belegningsklasse B1 benyttes.

På bruer med ståldekker skal det benyttes belegningsklasse A3-3 eller A3-4. På bruer med tredekke skal det benyttes A3-4. Mellom kreosotimpregnert tredekke og fuktisolering skal det benyttes et

beskyttelseslag for å hindre oppløsning av fuktisoleringen. Dette beskyttelseslaget skal ha tilstrekkelig heft til dekket.

Fugefrie bruer skal ha minimum to lag (bind- og slitelag) asfaltbetong, skjelettasfalt eller støpeasfalt over fuktisoleringen. Asfalten skal ha polymermodifisert bindemiddel.

For bindlag og slitelag vises det til *håndbok N200 Vegbygging*. Krav til dimensjonerende belegningsvekter er behandlet i 5.2.2.2.

## 12.2.2 Konstruksjoner i løsmasse

### 12.2.2.1 Generelt

Punktet gjelder kulverter, rør, løsmassetunneler, veglokk, tunnelportaler og skredoverbygg. Konstruksjoner uten trafikk i løpet, med hovedhensikt å være vanngjennomløp, omfattes ikke. Hel bunnplate med løsmasser mellom betong og asfalt skal betraktes som et fundament.

På utsiden av vegger og tak skal det benyttes selvklebende eller helsveiset asfaltmembran i henhold til *håndbok R510 Vann- og frostsikring i tunneler* eller membran som beskrevet i belegningsklasse A3-2. Ved overgang fra en type membran til en annen, skal de to membranene være kompatible.

### 12.2.2.2 Konstruksjoner over grunnvannstanden med drenerte forhold

Konstruksjoner i løsmasse skal beskyttes mot overflatevann som trenger ned i grunnen.

*For tunnelportaler med lengde < 35 m der det benyttes prefabrikkert plastmembran i kontaktstøpen mot berg, kan denne membranen også benyttes på resten av portalen. Membranen skal være i henhold til håndbok R510 Vann- og frostsikring i tunneler.*

*For tilnærmet vertikale flater under overgangsplate og på støttmurer, kan drenerende knotteplate benyttes.*

Over fuger i betong skal det legges en ekstra stripe membran med bredde 1,0 m under den gjennomgående membranen. Stripen skal kun festes i de ytterste 250 mm på ytterkantene. Fuger i betong skal utformes slik at de i størst mulig grad holder vann unna fugespalten.

### 12.2.2.3 Konstruksjonsdeler helt eller delvis under grunnvannstanden

Konstruksjoner i løsmasse skal være vanntette og sikret med doble tetningsbarrierer hvorav konstruksjonsbetongen kan være den ene. Det skal benyttes forskalingsstag med vanntetting. Mellom hel bunnplate og underste asfaltlag skal det være et lag av puk og kult.

Under laveste nivå for grunnvannstanden skal konstruksjonen ha selvklebende/ helsveiset asfaltmembran eller svelleleiremembran (bentonitt). Membranen skal være tilpasset saltmengde i vannet. Der konstruksjonen ligger delvis under grunnvannstanden, skal overlapp med membran over grunnvannstanden føres ned til minimum 1,0 m under laveste grunnvannstand. Det skal vurderes sannsynligheten for senkning av grunnvannstanden på sikt.

Fuger i betong skal ha doble tettesjikt i tillegg til membranen. Tettesjiktene skal være kontinuerlige i hele tverrsnittets lengde og ha færrest mulig skjøter. Indre tetningsbarriere bør være utskiftingsbar. I støpeskjøter skal det vurderes bruk av injeksjonsslanger, svellebånd eller waterstop.

## 12.2.3 Tilslutninger og avslutninger

### 12.2.3.1 Generelt

Det skal benyttes klemlist ved innfesting av prefabrikkerte membran på vertikale flater. Klemlister, beslag og forbindelsesmidler skal være i rustfritt stål.

### 12.2.3.2 Avslutning uten kantdrager eller føringskant

Fuktisolering og beskyttelseslag skal føres helt ut til avfasing i ytterkant brudekke. Asfalt skal legges med avslutning 50 mm inn på fuktisolering og avfases til full høyde.

### 12.2.3.3 Tilslutning mot betongkanter

For belegningsklasse A2 og A3 skal det påføres polymermodifisert bitumenemulsjon C60BP3 100 mm opp på betongkant og minimum 80 mm over overkant slitelag.

For belegningsklasse A2 skal overkanten av slitelaget forsegles i en bredde på 400 mm ut fra føringskant.

For belegningsklasse A3 skal det etableres en minimum 20 mm bred fuge av Topeka 4S mellom føringskanten og asfalten. Fugen skal ha monolittisk forbindelse med fuktisoleringen på brudekket og ha hulkil i overkant med fall ut fra betongkant mot slitelaget. Der det ligger løsmasser mellom membran og overliggende asfaltlag skal det benyttes prefabrikkert membran som tilslutning.

Ved bruk av prefabrikkert membran skal overkant klemlist ligge i nivå med underkant bindlag. Mellom slitelag/bindlag og betongkant skal det etableres fuge av Topeka 4S som beskrevet over.

### 12.2.3.4 Avslutning i bruende og tilslutning mot fuge

Ved bruende skal membran føres helt ned til underkant av endeskjørt, fundament eller ut på overkant overgangsplate. Det skal benyttes en selvklebende eller helsveiset asfaltmembran i henhold til *håndbok R510 Vann- og frostsikring i tunneler* eller belegningsklasse A3-2.

Fuktisolering skal i sin helhet føres fram til fugekonstruksjonen.

Slitelag på bru skal føres minimum 20 m inn på tilstøtende veg før buttskjøt etableres.

### 12.2.3.5 Tilslutning mot rekkverksstolper

Polymermodifisert bitumenemulsjon C60BP3 skal påføres eventuell understøp, fotplate og bolter opp til nivå med overkant slitelag. Det samme gjelder ved bruk av fuktisolering med polyuretan. Overkant slitelag skal gis godt fall ut fra rekkverksstolpe i hele stolpens omkrets.

### 12.2.3.6 Tilslutning mot vannavløp

Fuktisolering skal legges helt inn til vannavløpet og med overlapp. Det skal sikres at vann som renner på fuktisoleringen og «i» asfalten kommer ned i vannavløpet.

## 12.2.4 Oppbygging av fortau

Fortau på ikke-overbygde konstruksjoner og på konstruksjoner med belegningsklasse A3 skal bygges opp av asfalt uten bruk av andre materialer. Det skal være sammenhengende fuktisolering over hele brubredde. Fortauskanten skal være i plasstøpt betong eller naturstein, og det skal være minimum ett lag asfalt mellom fuktisoleringen og kantmaterialet. For fugefrie bruer skal det være åpen spalte som fuge i fortauskanten ved overgang fra bru til veg. Åpningen dimensjoneres som angitt i 12.4.4.

### 12.2.5 Fugeterskel

Fugekonstruksjoner skal ha en terskel på hver side. Terskelen skal være av støpeasfalt og ha en bredde i kjøreretningen på minimum 600 mm. Overkant fugeterskel skal ligge 5 mm høyere enn fugekonstruksjon og flukte med overkant slitelag.

## 12.3 Rekkverk

Brurekkverk skal utformes i overensstemmelse med håndbøkene *N101 Rekkverk og vegens sideområder*, *V160 Standard vegrekkverk* og *V161 Brurekkverk*. For øvrig vises til *håndbok R762 Prosesskode 2, prosess 87.2*.

Fuge i rekkverk (dilatasjonsskjøt) skal forhåndsinnstilles på samme måte som for lagre, se 12.4.4. Plassering av rekkverksstolper skal tilpasses fugekonstruksjoner.

## 12.4 Lagre og ledd

### 12.4.1 Generelt

Lagertyper skal være i henhold til *NS-EN 1337*. Ledd som tar rotasjon skal ha sfærisk foring for å unngå tvangskrefter.

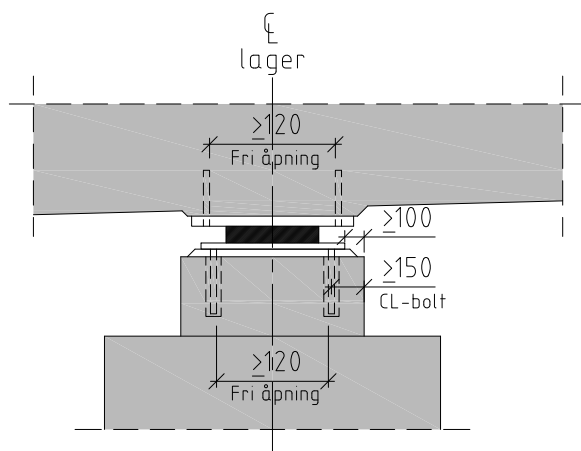
Lagre og ledd skal enkelt kunne skiftes. Dette skal kunne gjøres ved at festebolter demonteres og uten at betong fjernes.

Glidelagre og andre typer bevegelige lagre skal forhåndsinnstilles og ha påmontert millimeterskala og viser for enkel og sikker forhåndsinnstilling under montering samt oppfølging i driftsfasen.

Innstøpingsmørtel i utsparinger og understøp skal minst tilfredsstillende fasthetsklasse B45.

### 12.4.2 Lagre i betongkonstruksjoner

Fri åpning mellom forankringsbolter skal være  $\geq 120$  mm, avstand mellom forankringsboltens senter og kant av konstruktiv betong skal være  $\geq 150$  mm, og avstand fra kant lager eller glideplate til kant konstruktiv betong skal være  $\geq 100$  mm. Målene er vist i figur 12.1. For øvrig vises det til 4.7.2.



Figur 12.1: Geometriske krav til lagre forankret i betong

### 12.4.3 Lagerhelning

Lagre på pilarer og i fugefrie bruender skal monteres horisontalt. For landkar med fugekonstruksjon skal lagre monteres med samme stigning/fall som overkant slitelag i lagerets glideretning. Vinkelrett på primær glideretning skal alle lagre monteres horisontalt.

*For buer eller sprengverk kan det også være aktuelt å orientere lagre på skrå.*

### 12.4.4 Dimensjonering og forhåndsinnstilling

For å beregne forhåndsinnstilling skal det tas hensyn til deformasjonene fra

- temperatur
- kryp og svinn
- oppspenning
- byggemåte

Det skal gjennomføres kontroll av maksimums- og minimumsverdi samt beregning av aktuell verdi ved montasjetidspunktet.

Dersom kapasiteten er angitt i bruksgrensetilstand, skal lastkombinasjon *karakteristisk* benyttes. Dimensjonerende lagerbelastning skal alltid være positiv (trykk) i brudd- og bruksgrensetilstand.

Lagerforskyvning skal beregnes i bruksgrensetilstand, kombinasjon *karakteristisk*.

Det skal tas hensyn til tids- og temperaturavhengige materialegenskaper ved beregning av krefter som overføres mellom tilstøtende konstruksjonsdeler gjennom lager. Kreftene skal bestemmes på grunnlag av leverandørens spesifikasjoner (for eksempel friksjon i lagre).

### 12.4.5 Inspeksjon, vedlikehold og utskifting

Lagre og ledd skal kunne inspiseres, se 4.7.2. Bruas over- og underbygning skal utformes og dimensjoneres slik at overbygningen kan jekkes opp for justering og utskifting av lagre og ledd. Alle anleggsflater for jekker skal være horisontale.

Mål knyttet til jekkpunktene anleggsflater skal samsvare med nødvendig jekkestørrelse inkludert toleranser.

For fastlagre skal festepunkter og system for midlertidig avlastning prosjekteres. Festepunktene skal bygges inn i konstruksjonen.

For pendellagre skal det lages festepunkter for midlertidig pendel i forbindelse med utskifting av den ordinære pendelen eller deler av denne.

## 12.5 Fugekonstruksjoner

### 12.5.1 Generelt

Fugekonstruksjoner med tilhørende endeavslutninger, gjennomføringer i føringskanter, kantdragere eller betongrekkverk samt overvannsystem under åpne fuger skal prosjekteres.

Fugekonstruksjonen skal forhåndsinnstilles, og endelig høyde på fugen bestemmes etter at høyden på topp slitelag er endelig bestemt.

Fugekonstruksjoner skal være avdempet slik at unødig støy unngås. Det skal framgå om det stilles spesielle krav til avdemping mot støy eller framkommelighet for gående og syklende.

Løse fuger skal ikke benyttes. Fugekonstruksjoner skal være av type som ikke er til ulempe for snøbrøyting. Vinkler som medfører at fugekonstruksjonen blir parallell med ploger bør unngås.

*Vinkler på ploger kan antas være 35°–40°. Ved utkjøring fra rundkjøring kan dette gi parallellitet nesten uavhengig av hvordan fugen plasseres.*

Spalter under brua mellom overbygning og landkar, som gir adgang til lukkede rom og avsatses, skal tettes med stålplate eller lignende for å hindre fugler og dyr i å komme inn.

Det skal benyttes rustfritt stål der stålet kommer i direkte kontakt med kloridholdig avrenningsvann.

### 12.5.2 Fugeseng og armering

Utforming av fugeseng, armering i fugeseng for fastholding av fugekonstruksjon, endeavslutninger og montasje skal tilpasses fugekonstruksjonen som benyttes. Mål som er avhengige av temperatur eller framdrift skal angis tydelig.

Fugespalter skal ha forskaling med lemmer eller gjenstående forskaling i rustfritt stål.

*Ved bruk av forskaling i rustfritt stål kan stålet danne dryppnese i underkant av fugesengen.*

Fugeseng skal prosjekteres slik at armering for feste av fuge i fugeseng ikke er faststøpt ved fugemontering. Armeringen skal kunne tilpasses fugebolter, fugehøyde (dersom veglinje må heves eller senkes) og fugekonstruksjonens variable mål samtidig som krav til overdekning ivaretas.

Bøyeliste utarbeides etter at forhåndsinnstilling, oppmålt geometri og slitelagshøyde (geometri av veglinje) er bestemt.

### 12.5.3 Helning

Fugekonstruksjonen skal ligge parallelt med og 5 mm under overkant tilstøtende fugeterskel og slitelag.

### 12.5.4 Dimensjonering og forhåndsinnstilling

Forhåndsinnstilling og forskyvninger skal beregnes som for lager, se 12.4.4. Krefter som overføres mellom tilstøtende konstruksjonsdeler gjennom fugekonstruksjoner skal bestemmes på grunnlag av leverandørens spesifikasjoner.

For elementfuger gjelder følgende:

- Avstanden mellom fugekanter eller lameller på tvers av kjøreretningen skal ikke overstige 80 mm i bruksgrensetilstand, kombinasjon ofte forekommende.
- For gang- og sykkelbruer er tilsvarende grenseverdi 40 mm.
- Lameller på tvers av kjøreretningen skal ikke ha mindre bredder enn 50 mm.

### 12.5.5 Fuger i kantdrager, føringskant og betongrekkverk

Fuger skal bestå av en åpen spalte med dekkplate i rustfritt stål. Dekkplate skal forsenkes minimum 30 mm i forhold til betongoverflata mot kjørebanelen og festes i den enden man først passerer i kjøreretningen. Det skal være minst to rader med festepunkter mot vegbanen, og skruedimensjoner skal være minimum M10. Nedre vertikalt parti mot vegbanen skal også ha festepunkter.



### 12.5.6 Åpne og tette fugekonstruksjoner

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.

Vanntette fugekonstruksjoner skal enten bøyes opp ved kantdrager eller føres rett ut gjennom utsparing i kantdrager. Ved gjennomføring i kantdrager skal overvann føres kontrollert ned utenfor konstruksjonen. Fugekonstruksjoner på bruer uten kantdrager skal utformes tilsvarende.

Under åpen fugekonstruksjon skal det anordnes system for kontrollert vannavrenning. Hvis det i framtiden kan forventes vegsaltying, skal den åpne fugen sikres slik at vannet ikke kommer i kontakt med konstruksjonsbetongen. Relevante krav fra 12.6 skal legges til grunn.

### 12.5.7 Inspeksjon og vedlikehold

Fugekonstruksjonens slitasjedeler skal kunne demonteres for ett kjørefelt av gangen. Fugekonstruksjonen skal være tilgjengelig for inspeksjon fra undersiden, se 4.7.3.

## 12.6 Overvann

### 12.6.1 Generelt

Alle bruer skal prosjekteres slik at overvann blir ivaretatt. Det skal sikres at vannet kan tas videre til overvannssystem eller resipient.

Det skal brukes materialer som ikke korroderer eller brytes ned som følge av ultrafiolett lys, temperatur, forurenset vann eller lignende. For alle innstøpte gjennomføringer skal det benyttes rustfritt stål. Ved alle utløp skal det være erosjonssikring.

Overvannssystem skal dimensjoneres for treminuttersregn med returperiode 200 år.

*Dimensjoneringen kan gjøres i henhold til «avrenning fra små felt» i håndbok N200 Vegbygging. Dersom ikke mer nøyaktig vurdering av nedbørsintensiteten gjøres, kan det benyttes en verdi for treminuttersregn lik 600 liter per sekund per hektar (tilsvarer 3,6 mm per minutt).*

### 12.6.2 Steinsatt renne i bruende

For fugefrie bruer skal vannet føres kontrollert ned skråningen i bruenden ved å benytte ei steinsatt renne, dersom dette er mulig med tanke på videre vannhåndtering.

*Oppbygging av renna kan være med leire eller annen tetting, fiberduk og grov stein. For lengre bruer kan denne løsningen kombineres med løsninger beskrevet nedenfor.*

### 12.6.3 Sluk

Sluk skal plasseres nærmest mulig oppstrøms brufuge, i teoretisk lavbrekk i lengderetningen og i de laveste punktene i tverretning.

Dersom vannet slippes fritt ned under brua skal sluket plasseres lengst mulig unna søyler og landkar og på en slik måte at vannet ikke slippes ned eller blåses inn på brubjelker, underliggende veg, sporområder,

parkeringsplasser eller lignende. Ved sporgående trafikk skal respektive sporforvalters regler legges til grunn.

Dersom vannet føres kontrollert ned skal slukplassering tilpasses dette.

Rist og flytende, justerbar ramme for rist skal være i samsvar med kravene i *NS-EN 124*. Retning på ristspalter skal danne 45° med kjøreretningen. Ramme og rist skal være i seigjern/kulegrafittjern. Minimum innvendig diameter for rør under sluk skal være 150 mm og minimum fritt nedstikk under underkant brudekke skal være 150 mm. Det skal ikke være skjøtemuffe på røret i betongtverrsnittet. Sluket skal kunne tres ned i røret.

For bruer med belegningsklasse A2 eller A3 skal flytende, justerbar ramme legges i asfalt og ikke støpes fast, fuges rundt eller lignende.

Nedsenket ramme for sluk i tre- og ståldekker skal utføres i rustfritt stål.

#### **12.6.4 System for håndtering av vann**

Langsgående overvannsledninger, glidemuffer og rørkompensatorer skal begrenses mest mulig. Overvannsledning skal kun henges på tvers av brua fra sluk og til inn- eller utsiden av steg/bjelke.

Der vannet føres kontrollert ned ved søyle skal det benyttes rustfritt rør.

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.

For gjennomføring i brukasser og bjelkesteg skal det benyttes system med rør i rør. Det ytterste røret skal være i rustfritt stål og ha utløp utenfor kassa. Røret skal være rett. Kravene gjelder ikke i endetverrbjelker ved behov for fastpunkt.

For rør inne i brukasser skal også krav i henhold til 12.7.6.4 og 12.7.6.7 ivaretas.

## **12.7 Elektriske anlegg, kabler og væskeførende ledninger**

### **12.7.1 Generelt**

Prosjektering av elektriske anlegg er regulert i *forskrift om kvalifikasjoner for elektrofagfolk*. Den som prosjekterer skal utstede en samsvarserklæring for sine arbeidere i henhold til forskriftene.

### **12.7.2 Jording**

Dersom konstruksjonen utrustes med elektrisk lavspennings-, høyspennings- eller teleanlegg, har lynvernanlegg eller er føringsveg for høyspenningskabler, skal brua utstyres med jordingsanlegg i henhold til de elektriske forskriftene (FEL og FEF).

Bruer og andre bærende konstruksjoner der elektrisk sporgående trafikk krysser over, under, passerer nær inntil, eller som har andre former for høyspenningsanlegg i nærheten, skal vurderes spesielt og

foregges de respektive baneforvaltere. Det skal spesielt utredes om returstrøm fra disse baneanleggene kan benytte brua som returledning og hvilke farer og problemer det kan medføre.

Det skal vurderes om brua på et senere tidspunkt kan bli utrustet med elektriske anlegg (inkludert instrumentering) som da vil utløse krav om jordingsanlegg. Brukonstruksjonen skal da være forberedt og tilrettelagt for etablering av jordingsanlegg.

Det skal etableres jordingsforbindelse over lagre som forbinder armeringen på hver side.

### 12.7.3 Innvendig belysning og arbeidsstrøm

Det skal installeres belysning i alle hulrom som benyttes som gangveg eller er tilgjengelig for inspeksjon. Avstanden mellom lyspunktene skal ikke være større enn 10 meter. Det skal minst være én lysbryter ved hver utgang hvor lyset skal kunne slås av/på uavhengig av av/på-posisjon på øvrige brytere.

Det skal installeres jordet uttak for arbeidsstrøm i kassebruer, hengebruer og skråstagbruer. Jordet uttak av typen 3/32A + j plasseres innvendig i tårnet ved kjørebanelnivå, i tårntopp, i bunnen av hule søyler og innvendig i brukassen ved hver ende og med 50 meters mellomrom.

### 12.7.4 Vegbelysning

Alle bruer bør forberedes for vegbelysning.

*For bruer med totallengde < 50 m, vil det være tilstrekkelig med ekstra trekkerør.*

For lys- og elektrotekniske krav, se håndbok N100 Veg- og gateutforming og V124 Teknisk planlegging av veg- og tunnelbelysning.

Avstand fra trekkerør til rekkverksinnfestinger skal være  $\geq 300$  mm.

### 12.7.5 Sikkerhetsinstallasjoner for luftfart og sjøtrafikk

Bruer som kan være et luftfartshinder skal være merket etter regler gitt i FOR-2014-07-15-980: forskrift om rapportering, registrering og merking av luftfartshinder.

Bruer som går over farbart farvann skal utstyres med navigasjonsinnretninger og farvannsskilt i henhold til FOR 2012-12-19 nummer 1329 forskrift om farvannsskilt og navigasjonsinnretninger og retningslinjer for utforming, tekniske krav til og plassering av navigasjonsinstallasjoner, utgitt av Kystverket. Det vises til Kystverkets farledsnorm og IALA rekommandasjon for merking av faste bruer over navigerbart farvann.

Merkingen skal tilpasses for hvert enkelt tilfelle og avklares med Kystverket.

### 12.7.6 Kabler og ledninger som eies av andre enn Statens vegvesen

#### 12.7.6.1 Generelt

Installasjonene skal være sikret mot påkjørsel og hærverk. Ved utforming av overgang mellom overbygning og landkar skal det tas hensyn til bruas bevegelse.

Hvis det er behov for egne sikkerhetsinstrukser skal disse plasseres ved alle adkomståpninger. Alle installasjoner skal merkes med eier og eiers kontaktadresse. Behov for tilleggsmerking (installasjonstype, tekniske data osv.) skal vurderes i hvert enkelt tilfelle.

Installasjoner som er synlige skal utformes på en slik måte at de ikke virker skjemmende.

### 12.7.6.2 Utredning

For høyspenningskabler og ledninger for vann, spillvann, overvann, fjernvarme, gasser og brennbare væsker skal det gjøres en separat utredning. Utredningen skal inneholde en vurdering av tekniske og økonomiske forhold, samt samfunnets forsyningsmessige sårbarhet ved brudd. Vurdering om installasjonene skal føres i, under eller utenom brua skal være en del av utredningen. Utredningen skal inkludere en risikoanalyse som dekker følgende forhold:

- lekkasjer fra installasjonene
- fare for eksplosjoner eller brann
- trafikkulykker med påfølgende brann
- hærverk
- kortslutning eller jordslutning
- overføring av farlig eller forstyrrende strøm eller spenning til andre installasjoner, både i normal- og feilsituasjon
- skade eller forstyrrelse fra elektromagnetiske felt
- risiko installasjonene utgjør for personer som utfører bruvedlikeholdet
- forhold i overgangssonen mellom bru og vegfylling
- risiko for korrosjon (vekselstrømkorrosjon) av spennarmering

For høyspenningskabler skal det i tillegg foreligge en skriftlig uttalelse fra elektroansvarlige i regionen, som bekrefter at løsningen er i henhold til gjeldende regelverk på området.

### 12.7.6.3 Trekkerør

Trekkerør skal ikke plasseres i kantdragere, betongrekkverk, opphøyet gang- og sykkelanlegg eller fortau. Trekkerørene skal plasseres innenfor overflatearmering. Avstand fra trekkerør til armering skal oppfylle overdekningskravene i 7.4.

Innstøpte trekkerør skal utformes slik at vanninntrengning hindres. Alle lavpunkter skal dreneres slik at ansamling av kondensvann unngås.

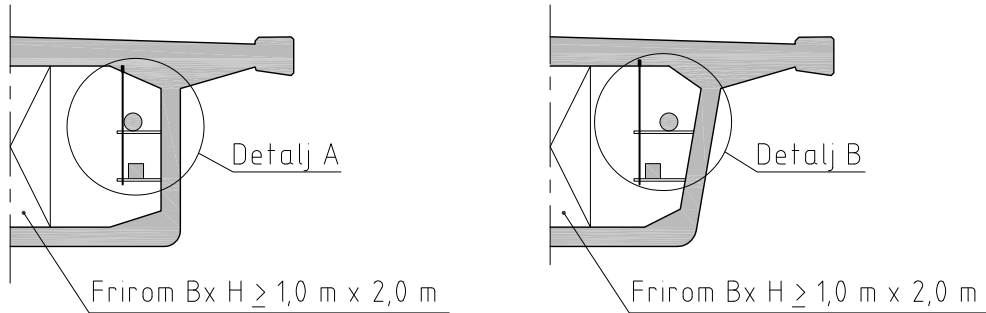
Der det er brufuge skal det være fuge i trekkerørene. Fugen skal forhåndsinnstilles på samme måten som for lager, se 12.4.4. Trekkerør skal forsynes med muffe i bruende og føres fram til trekkekum utenfor bruenden. Trekkerør skal plasseres slik at de ikke kommer i konflikt med fundamentering av overgangsrekkverk.

Alle kabler skal ligge i trekkerør gjennom hele brua. Dette gjelder også for kabler på kabelstige. Spesifikke krav til trekkerør er gitt for den enkelte kabeltype.

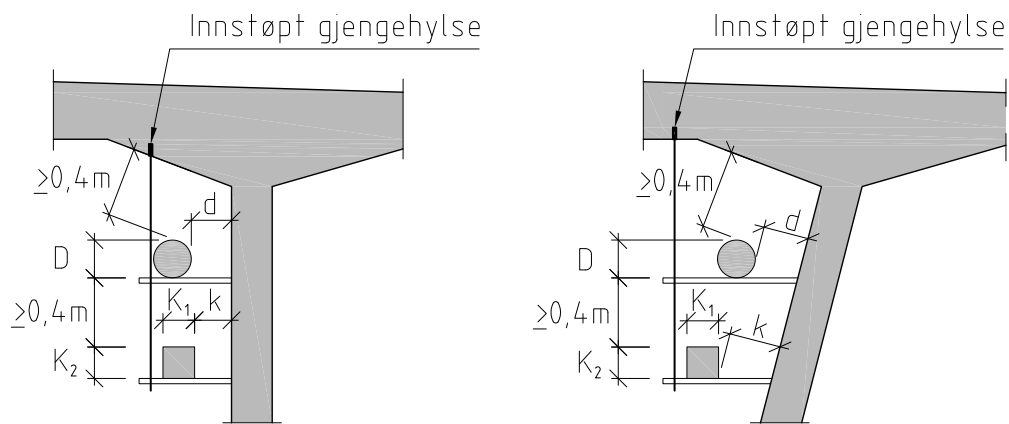
Det skal gjøres en vurdering av behovet for ekstra trekkerør for framtidig bruk.

### 12.7.6.4 Plassering av rør, kabler og kabelstiger

Minimumsavstander til enheter skal følge krav i figur 12.2 og 12.3. Kravene gjelder ikke ved tverrskott og festepunkter.



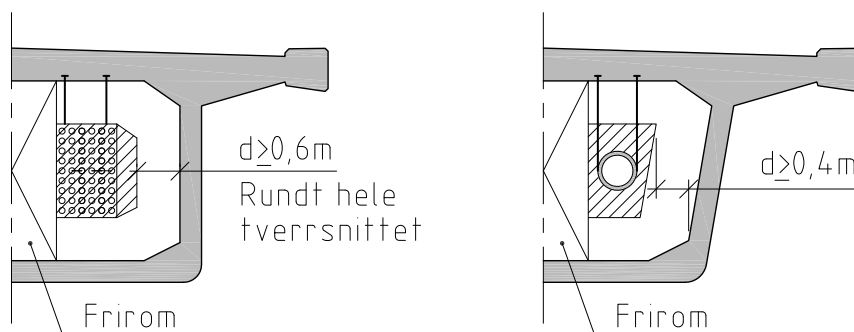
Figur 12.2: Kabel- og ledningsplassering i kassebru



Figur 12.3: Detalj A og Detalj B

- For runde enheter med  $D \leq 300$  mm skal minste avstand til vegg,  $d$ , være  $\geq 0,75 D$ .
- For rektangulære enheter med  $K_1 \leq 200$  mm skal minste 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

Festepunktene skal ikke ligge innenfor friomsprofilen i henhold til 4.5.

Kabelstigen skal planlegges med hensyn til framtidig behov. Avstand mellom tele-/signalkabler og høyspenningskabler skal være i henhold til kabelløsløstørrelseskrav, men minimum 600 mm.

### 12.7.6.5 Tele- og signalkabler

Avstanden fra ytterside trekkerør til betongoverflaten skal være  $\geq 150$  mm. Kabler som plasseres inne i brukassen, skal anordnes systematisk på egnede kabelstiger. Dersom tele- og signalkabler plasseres fritt under bruplaten, skal samme regler som inne i brukasser legges til grunn.

### 12.7.6.6 Høyspenningskabler

Høyspenningskabler skal utstyres med vern slik at det skjer en momentan utkobling ved jordfeil eller kortslutning. Oljeisolerte kabler skal ikke benyttes. Kablene skal legges i jordede metallrør med eller uten innvendig plastrør for å lette trekking.

Muligheten for at kabelbrann oppstår og utvikler seg til en fare for selve brukonstruksjonen skal vurderes i forhold til bru- og kabeltype, geometriske forhold og eventuelle brennbare materialer i nærhet av kabelen.

Dersom høyspenningskabler plasseres i den konstruktive delen av betongtverrsnittet, skal kabelens tre ledere buntet sammen i en trekant. Det forutsettes at kabelen er praktisk trekkelig for den aktuelle brulengden. Ledere plassert i separate trekkerør skal ikke benyttes.

Avstanden fra øverste trekkerør til overkant konstruktivt brudekke skal være  $\geq 300$  mm. Til øvrige betongoverflater er kravet 150 mm. All armering som er tilnærmet parallell med kablene innen en avstand på 200 mm skal for innstøpte trekkerør være sammenbundet med tverrarmring i alle krysningspunkter.

Avstand fra kabel (ledere i trekant) til for- eller etterspent armering som er tilnærmet parallell med kabelen, skal være  $\geq 500$  mm. For kabler med ledere i samme plan skal minimumskravet økes med 200 mm.

Dersom kablene plasseres fritt under bruplaten eller inne i brukassen gjelder kravene til minimumsavstandene på figurene 12.2 og 12.3 for kabler med de tre lederne buntet i en trekant. For fritt plasserte kabler der lederne ligger i samme plan skal minimumskravene økes med 200 mm.

Det skal være minimum 1000 mm fri bredde på den ene siden for inspeksjon. Festepunktene skal ikke ligge innenfor frimprofilen.

For gjennomføringer i stålkonstruksjoner som tverrbærer, tverrskott og lignende skal fri avstand fra kabler til konstruksjonsdeler være  $\geq 200$  mm.

*Avstanden kan reduseres til 100 mm ved bruk av brannhemmende tiltak.*

### 12.7.6.7 Væskeførende ledninger

Væskeførende ledninger skal vurderes frostsikret. Bruer med kassetverrsnitt som har 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.

## 12.8 Øvrig utstyr

### 12.8.1 Luker og dører

Fra utsiden skal det være hensiktsmessig og trygg adkomst til innvendige rom for inspeksjon. Adkomsten skal kunne stenges med låsbare luker eller dører. Dører skal ha stål med platetykkelse minimum 5 mm. Alle låsbare luker og dører skal i en nødsituasjon kunne åpnes fra innsiden uten nøkkel.

Mannhull i bunnplaten av brukasser, der det ikke er plattform under, skal være utstyrt med fastskrudde luker.

## 12.8.2 Trapper og gangbaner

Alle trapper, reposer, plattformer og gangbaner skal ha rekkverk med høyde  $\geq 1,20$  m. Rekkverk på tårntopp skal ha høyde  $\geq 1,30$  m.

Det skal installeres trapper og gangbaner i hulrom slik at alle flater og detaljer kan inspiseres. Trapp i tårn/hul søyle skal ha avstigningsrepos ved hver åpning/utgang og hvilerepos for hvert 25. trinn.

Underliggende fagverk/platebærer skal ha gangbane mellom bjelkene dersom høyden er som for kassebruer i henhold til 4.5.2.

Foran dører som ikke ligger på bakkenivå skal det være plattform sikret med rekkverk.

Gangbaner og rette trapper skal ha bredde  $\geq 800$  mm. Spiraltrapp skal ha ytre radius  $\geq 750$  mm. Alle trapper, reposer, plattformer og gangbaner skal dimensjoneres for en nyttelast på  $2,0$  kN/m<sup>2</sup>. De skal i tillegg dimensjoneres for en punktlast på  $2,0$  kN med belastningsflate  $0,1 \times 0,1$  m<sup>2</sup>.

Tårn/søyle med to bein som er forbundet skal ha trapp i begge beina, eventuelt heis i det ene og trapp i det andre.

Leidere bør ikke benyttes innvendig.

## 12.8.3 Inspeksjonsanordninger

### 12.8.3.1 Inspeksjonsvogn

Henge- og skråstagsbruer med spennvidde  $\geq 500$  m skal utstyres med inspeksjonsvogn. Avstigningsbærer skal i hvert spenn utstyres med en underliggende, hjulgående inspeksjons- og arbeidsvogn. Vogna skal være minimum 3 m bred i bruas lengderetning, og i tverretningen skal den ikke ha mindre lengde enn avstigningsbærerens bredde.

Vogn for avstigningsbærer utformet som fagverk bør ha en lengde lik avstanden mellom tverrbærerne. Vognas hoveddekke bør ligge omtrent 300–400 mm under fagverket og i tillegg utstyres med en nedsenket plattform, 1,0 m bred i bruas lengderetning og med lengde som hovedplattformen. Nedsenket plattform skal være 1,90 m under fagverkets underkant og ha adkomst til hovedplattformen.

Vogn for avstigningsbærer utformet som kasse skal ha dekke liggende 2,1 m under avstigningsbæreren.

På hver side av avstigningsbæreren skal vogna være utstyrt med plattform med trapp som gir adkomst fra brubanen. Vogna inkludert adkomstanordningene skal utstyres med sklissikkert dekke.

Vogna skal tilfredsstillе Arbeidstilsynets krav, men minimum dimensjoneres for følgende:

- flatelast  $1,0$  kN/m<sup>2</sup> og punktlast  $2,0$  kN med utstrekning  $0,1 \times 0,1$  m<sup>2</sup> plassert i ugunstigste stilling
- bremselast lik  $0,5 \times$  vertikallasten
- vindlast som for avstigningsbæreren; vogna regnes innkledd, det vil si med tette vegger

Vogna skal ha tilstrekkelig stivhet slik at den ikke sporer av når den lastes opp.

Vogna skal sikres mot enhver form for avsporing eller forkiling, for eksempel som følge av usymmetrisk bremsing eller framdrift. Hvis vogna likevel skulle forkile seg eller låse seg fast av andre grunner skal ikke motoren være så kraftig at den skader vogna, men koble ut før skader oppstår.

Hjulene skal ha kulelager og doble flenser dersom de løper på skinner.

Vogna skal ha tilstrekkelig bremseeffekt under alle forhold. Dersom vogna går på hjul som løper på glatte skinner eller glatte flater, er det ikke tilstrekkelig med brems som virker på hjulene. Da skal det være ekstra bremsesystem i tillegg.

*Ved hjul som går på skinner kan dette være for eksempel bremseklosser som griper om skinnen.*

Vogna skal utstyres med motorframtrekk. Kabelframtrekk skal ikke benyttes. Motoren skal være bygget for å stå ute, eventuelt skal motoren være demonterbar og egnet for manuell håndtering og utstyrt med bærehåndtak. Framdrifts- og bremsesystem ved hjelp av tannstangsystem bør vurderes. Som reserve skal vogna være utstyrt med manuelt framtrekksystem.

Vogna skal kunne oppnå en hastighet  $\geq 1,1$  m/s.

### 12.8.3.2 Bærekabler

Kabelen skal som et minimum utstyres med rekkverk eller sikkerhetstau dersom det er mulig å gå på den. Behovet for inspeksjonsvogn skal vurderes i det enkelte tilfelle. Dersom det ikke er mulig å gå på kabelen skal den utstyres med en inspeksjonsanordning.

*Slik anordning kan for eksempel være en vogn som løper på bærekabelen, eventuelt på egen kabel.*

### 12.8.3.3 Hengestenger

Behov for egen anordning for inspeksjon og vedlikehold av hengestenger skal vurderes i det enkelte tilfelle.

### 12.8.4 Nivelleringsbolter

Nivelleringsbolter 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. Avhengig av spennvidde gjelder følgende:

- For bruer med spennvidde  $10 \leq L < 50$  m skal boltepar plasseres ved opplegg og i feltmidt.
- For bruer med spennvidde  $50 \leq L < 100$  m skal boltepar plasseres ved opplegg, i feltmidt og i 4-delspunktene.
- For bruer med spennvidde  $L \geq 100$  m skal det plasseres boltepar i opplegg, feltmidt og med maksimal avstand 25 m ut fra feltmidt slik at avstand mellom siste boltepar og opplegg blir maksimalt 35 m.

For andre konstruksjoner vurderes behovet for nivelleringsbolter i hvert enkelt tilfelle.

### 12.8.5 Lysmaster og skiltmaster

Lysmaster og skiltmaster skal plasseres utenfor bruene dersom det er mulig. Festebolter for master skal plasseres utenfor ytterrekkverk eller mellom rekkverk i midtdeler.

Festepunkter, konsoller osv. skal dimensjoneres for vindlaster i henhold til NS-EN 1991-1-4. Der det er to parallelle bruer med felles mast skal denne kun festes i den ene brua.



## 13 Konstruksjonsspesifikke krav

### 13.1 Fritt frambyggbruer

#### 13.1.1 Generelt

I dette kapitlet gis tilleggskrav for brukonstruksjoner utført som fritt frambyggbruer (FFB-bruer). Tilleggskravene gjelder brukonstruksjonens byggetilstand.

#### 13.1.2 Laster

Usymmetrisk egenlast ved tosidig utbygging fra hovedsøytle skal bestemmes i overenstemmelse med forutsatt støperekkefølge, se 13.1.9.

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

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

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.*

#### 13.1.3 Dimensjonerende lastkombinasjoner for stabilitetskontroll

Stabilitetskontroll skal utføres for lastkombinasjoner i i henhold til NS-EN 1990. NS-EN 1990:2002/A1:2005+NA:2010, tabell NA.A2.4 (A), MERKNAD 1, skal forstås slik at  $\gamma_{G,sup}$  for egenlast velges for den ene kragarmen og  $\gamma_{G,inf}$  velges for den andre.

Før eventuelle hjelpesøyler etableres skal søylas og fundamentets kapasitet også kontrolleres for lastkombinasjoner i NS-EN 1990:2002/A1:2005+NA:2010, tabell NA.A2.4 (A), MERKNAD 2.

#### 13.1.4 Dimensjonerende lastkombinasjoner i bruksgrensetilstand

Følgende kombinasjonsfaktorer gjelder for Laster i byggetilstand,  $Q_c$ , i henhold til NS-EN 1990:2002/A1:2005+NA:2010, 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 11.6, og for kombinasjon ofte forekommende, for eksempel ved kontroll betongspenninger 13.1.7. Se også NS-EN 1991-1-6:2005 + NA:2008, punkt 3.3 (5).*

### 13.1.5 Overhøyder

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

### 13.1.6 Kontroll av grensebetingelser

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

### 13.1.7 Kontroll av strekkspenninger

Strekkspenninger i overbygning og søyle skal ikke overstige betongens dimensjonerende strekkfasthet. Kontrollen utføres i bruksgrensetilstand, kombinasjon *ofte forekommende*, og med egenlast på grunn av usymmetrisk utstøping i overensstemmelse med 13.1.2.

*Spenningsene kan beregnes for urisset tverrsnitt (elastisk material)*

### 13.1.8 Kapasitetskontroller

Kapasitetskontroller skal baseres på betongens dimensjonerende fasthet på det tidspunkt lastene påføres konstruksjonen.

Strekkøyningene i armeringen skal ikke overskride flytetøyningen,  $\epsilon_{sy} = f_{yk}/E_s$ . Kravet gjelder ikke for eventuelle dynamiske virkninger av ulykkeslast.

### 13.1.9 Forutsetninger vedrørende utførelse av FFB-etapper

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.*

#### 13.1.10 Støpeskjøter

Undergurten skal projekteres uten konstruktiv støpeskjøt.

#### 13.1.11 Kabelkanal

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

#### 13.1.12 Sammenkobling

Kragarmenes plassering ved sammenkobling vil kunne avvike fra teoretisk plassering. Det skal derfor kontrolleres at både brua og vogna har tilstrekkelig kapasitet til å tåle tvangskreftene som kan oppstå ved sammenkoblingen.

## 13.2 Hengebruer og skråstagbruer

### 13.2.1 Generelt

I dette avsnittet gis tilleggskrav for prosjektering av hengebruer, skråstagbruer og tilsvarende konstruksjoner. Krav vedrørende prosjektering av kabler og kabelsystemer er gitt i 13.3.

*Dimensjonerende verdier for laster på hengebruer med spennvidde > 500 meter kan fastlegges i henhold til NS-EN 1990:2002/A1:2005+NA:2010, tabell NA.A2.4 (B), MERKNAD 4. I ligning 6.10 a) kan da  $\gamma_G$  deles opp i  $\gamma_G = 1,15$  som ivaretar usikkerheten i egenlasten og  $\gamma_{sd} = 1,05$  som ivaretar usikkerheten i beregningsmodellen.*

Nedbøyningskrav som angitt i 3.6 gjelder ikke for hengebruer. For hengebruer med fritt opplagte bruspen, skal rotasjonsvinkel ved opplegg,  $\alpha$ , begrenses til  $\tan \alpha < 1/30$ .

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

### 13.2.2 Beregningsmodeller

Statisk beregning av hengebruer skal utføres etter en metode som tar hensyn til 2. ordens effekter og det statiske systems geometriske stivhet.

*For skråstagbruer kan snittkrefter fra statiske laster beregnes på grunnlag av 1. ordens elastisitetsteori forutsatt at metoden tar tilstrekkelig hensyn til skråstagenes reduserte stivhet på grunn av pilen (nedhenget).*

For knekkingskontroll av tårn og brubjelke/-plate skal det benyttes regnemodell som tar hensyn til 2. ordens effekter.

### 13.2.3 Virkning av lengdeavvik i hengestenger

Når det ikke er mulighet for justering av lengden av hengestenger, skal hengestengene dimensjoneres for et avvik i teoretisk lengde på minimum 10 mm. Hengestengene skal minimum dimensjoneres for et tillegg på 10 % av lastvirkningen i bruddgrensetilstand.

### 13.2.4 Utskifting av skråstag eller hengestang

Det skal dimensjoneres for utskifting av én hengestang/ett skråstag.

*Hvis hengestangen eller skråstaket er bygd opp av flere elementer som kan skiftes ut uavhengig av de øvrige, kan dette tas hensyn til ved dimensjoneringen.*

Kontrollen gjennomføres for lastkombinasjoner i brudd- og bruksgrensetilstand. Returperioder til naturlaster bestemmes etter 5.4.1 og 5.4.3.3. Det skal regnes trafikklast i alle felt unntatt avsperrert areal i forbindelse med utskiftingen. På avsperrert areal skal det regnes med følgende laster:

- egenlast lik 20 kN ved stagforankring (vekt av stillas)
- vekt av mobilkran lik 130 kN betraktet som uavhengig variabel last
- uavhengig, variabel nyttelast i 3 m bredde lik 0,5 kN/m<sup>2</sup> innenfor en avstand lik 2 × stagavstanden til begge sider av forankringspunktet

For betongkonstruksjoner skal armeringsspenningene ikke overstige 300 MPa i bruksgrensetilstand, kombinasjon sjeldent forekommende.

### 13.2.5 Brudd i skråstag/hengestang

Det skal dimensjoneres for plutselig brudd i én hengestang/ett skråstag. Dersom kabler eller hengestenger er montert parvis inntil hverandre eller i gruppe, gjelder kravet for samtidig brudd i hele enheten. Tilstanden skal kontrolleres i henhold til 6.3.6.

Skaden skal antas å inntreffe for bru med trafikklast i henhold til lastmodell 1. For permanente laster skal det regnes med et dynamisk tillegg som følge av bruddet.

Kontroll av kapasitet skal utføres som ulykkessituasjon. Det skal regnes med virkningen av forskyvninger ut fra 2. ordens teori.

### 13.2.6 Forankring av bærekabler i grunnen

Kablenes forankringspunkter, K-punkt, skal ligge over mark- og vannivå. Kabelkraften overføres fra forankringspunktet til en forankringskonstruksjon av betong i berg eller jord. Under mark- eller vannivå skal kabelkraften overføres ved hjelp av fullt oppspente og injiserte spennkabler. Før spennkablene gjennom borehull i berg, skal det benyttes foringsrør som sentreres i borehullet og som tåler trykket av injisering mellom røret og berget ved tomt (eventuelt vannfylt) rør. Røret skal være i rustfritt stål i henhold til *NS-EN 10088* og ha en PRE-verdi  $> 20$ . Mellomrommet mellom foringsrør og berg, og foringsrøret selv, skal injiseres.

Ved kontroll av forankringskapasitet i bruddgrensetilstand skal det kun medregnes bidrag fra friksjons- og gravitasjonskrefter.

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

Forankringskapasiteten  $F_d$  beregnes som følger:

$$F_d = (F_g + F_f) / \gamma_m \quad (13.1)$$

hvor:

$F_g$  - karakteristisk gravitasjonskapasitet

$F_f$  - karakteristisk friksjonskapasitet

$\gamma_m$  - materialfaktor som ivaretar usikkerhet i karakteristisk bergvolum = 1,4

## 13.3 Kabler og kabelsystemer

### 13.3.1 Generelt

I dette avsnittet gis krav med hensyn til materialvalg, dimensjonering og konstruktiv utforming av kabler og kabelsystemer brukt som selvstendige konstruksjonselementer som for eksempel bærekabler for hengebruer, skråstag, hengestenger i buebruer, barduner og forankringssystemer for flyte- og rørbruer. Material- og dimensjoneringskrav for slike konstruksjonselementer i annen utførelse enn kabler skal avklares skriftlig med Vegdirektoratet før oppstart av prosjekteringen.

Det vises til *håndbok R410 Kabler til henge-, skråstag- og buebruer* for krav til spiralslåtte kabler, trådmaterialer, fasthetsegenskaper og materialer i kabelhode. Kravene vedrører ikke spennkabler for betongkonstruksjoner.

Krav med hensyn til beregning og konstruktiv utforming av brukonstruksjoner, hvor kabler eller kabelsystemer inngår som konstruktive elementer, er gitt i 13.2.

### 13.3.2 Materialer og utførelse

#### 13.3.2.1 Kabler i hengebruer

Hengestenger skal leveres som spiralslåtte kabler.

Bærekabler utføres som spiralslåtte kabler, eller som kabler bygget opp av parallelle enkelttråder lagt i bunt, levert prefabrikkert eller montert sammen på stedet.

Kabel i lukket bunt skal bendsles for å sikre tverrsnittsformen. Bendslingen skal utføres slik at den er vann tett, og den skal tjene som ekstra korrosjonsbeskyttelse.

Kabel i åpen bunt bygges opp av enkeltkabler i inntil to lag og med fri avstand mellom lagene  $\geq 25$  mm. Når kablene ligger i to lag, skal den fri avstand mellom enkeltkablene i samme lag være  $\geq 60$  mm. Når kablene ligger i ett lag, skal den fri avstand mellom kablene være  $\geq 30$  mm. Kabelen skal være utstyrt med tilstrekkelig antall klemmer eller lignende, som hindrer at enkeltkablene slår mot hverandre i sterk vind. Kabler i åpen bunt skal være av lukket utførelse, også hvor det kun benyttes en enkelt kabel.

#### 13.3.2.2 Kabler i skråstagbruer

Som kabler for skråstag benyttes:

- lukkede, spiralslåtte kabler
- kabler bygget opp av parallelle tau
- kabler bygget opp av parallelle tråder

De to sistnevnte kabeltypene skal ligge i et ytre beskyttelsesrør av stål eller plast. For kabeltype med parallelle tau skal tauene/trådene ligge i et indre beskyttelseslag av plast og området mellom tauene/trådene, og det indre beskyttelseslaget skal injiseres med godkjent injiseringsmasse. For kabeltype med parallelle tråder, skal røret fylles med godkjent injiseringsmasse.

*Se for eksempel Fib recommendation bulletin 30: Acceptance of stay cable systems using prestressing steels (2005).*

#### 13.3.2.3 Kabelhoder

Kabelhodet skal ha et konusformet hull for innstøpning av kabelen som vist på figur 13.1. Kabelhodets dimensjoner bestemmes på grunnlag av beregninger eller ved hjelp av forsøk.

Hulldiameter  $\varnothing$  kan beregnes etter (13.2).

$$\varnothing = k \cdot d + 6 \text{ mm} \quad (13.2)$$

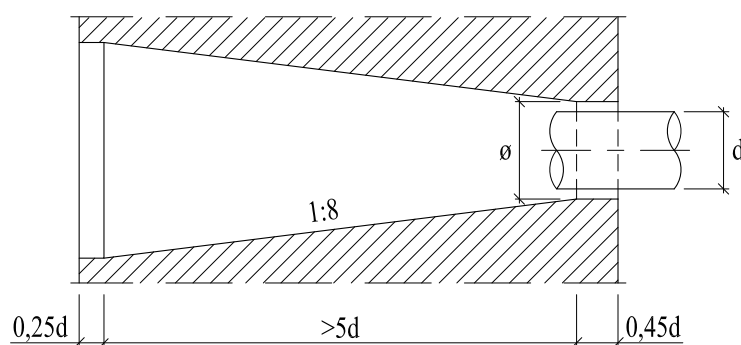
hvor:

$d$  - kabeldiametere

$k$  - faktor hvis verdi bør vurderes spesielt, eventuelt i samarbeid med kabelprodusenten.

For  $d \geq 40$  mm, bør  $k$  velges større enn 1,0.

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



Figur 13.1: Kabelhode

### 13.3.3 Dimensjonering

Ved kontroll av bruddgrensetilstand skal kapasitet av bærekabel, hengestenger og skråstag settes til:

$$F_{Rd} = \frac{F_{uk}}{1,5\gamma_m} \quad (13.3)$$

hvor:

$F_{Rd}$  - kabelens dimensjonerende kapasitet

$F_{uk}$  - kabelens spesifiserte minimum bruddlast

$\gamma_m$  - materialfaktor = 1,2

### 13.3.4 Konstruksjonskrav

#### 13.3.4.1 Generelt

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

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

#### 13.3.4.2 Sadler og hengestangsfester for lukkede, spiralslåtte kabler

Hvor kablene føres over tårntopp eller kabelpilar, skal kabelen legges i en kabelsadel av stål som sikrer at kabelen ikke bøyes med en mindre bøyeradius enn 30 x kabeldiametere. Kabelen skal legges i et utfrest spor som tilsvarer kabeldiametere med et tillegg på 4 %. Kantene av sporet skal avrundes. Linjelast mellom kabel og underlag skal være maksimalt 2,5 kN/mm. Friksjonskoeffisient mellom kabel og underlag skal settes til 0,1 dersom ikke annen verdi dokumenteres. Sadelen skal gjøres 3 % lengre i hver ende enn teoretisk nødvendig.

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

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.*

### 13.3.4.3 Sadler og hengestangsfester for parallelltrådkabler

Hvor kablene føres over tårntopp, kabelpilarer og spredesadler, skal kabelen legges i kabelsadel som er inndelt i vertikale rom for hver vertikal rekke av delkabler. Skilleplatene mellom de vertikale rommene i sadelen skal låses fast slik at de beholder sin posisjon under kabelmontasjen. Radius for sadel skal være  $\geq 30 \times$  diameteren for en delkabel. Friksjonskoeffisient mellom kabel og underlag skal settes  $\leq 0,15$  dersom ikke annet kan dokumenteres. Kabelen skal ikke ri mot skarpe kanter. Sadelen skal gjøres 3 % lengre i hver ende enn teoretisk nødvendig.

Hengestangsfester utføres av to halvdelar med innvendig sirkulær form. De to halvdelene bindes sammen ved hjelp av skruer (gjengede stag). Av hensyn til duktilitet bør ikke skruene ha høyere fasthet enn 8.8. Dersom skruene syrebeises i forbindelse med varmforsinking, skal skruene oppvarmes til 200° Celsius i 4 timer etter syrebeising for å unngå hydrogensprøhet. De to halvdelene av 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 skal beregnes på følgende måte:

$$G_{Rd} = \frac{(K k_r \alpha_k + U \alpha_u) \mu}{\gamma_m} \quad (13.4)$$

hvor:

- $G_{Rd}$  - dimensjonerende kapasitet mot glidning
- $K$  - samlet klemkraft i skruene (skruene spennes til 80 % av prøvelasten)
- $k_r$  - reduksjonsfaktor på klemkraften fra skruene = 0,5 (tidstap på grunn av relaksasjon i skruene og ytterligere sammenpakking av kabelen)
- $\alpha_k$  - trykkfordelingsfaktor på klemkraften fra skruene = 2,8
- $U$  - hengestangkraften (settes inn med negativt fortegn når hengestangen festes til nedre del av hengestangsfestet)
- $\alpha_u$  - trykkfordelingsfaktor på hengestangkraften = 1,4
- $\mu$  - friksjonskoeffisient = 0,15
- $\gamma_m$  - sikkerhetsfaktor = 1,25

## 13.3.5 Bestandighet

### 13.3.5.1 Generelt

Kabler og kabelsystemers enkelte elementer skal ha korrosjonsbeskyttelse. Kabler skal beskyttes med belegg, vikling, eller av ytre, injisert beskyttelsesrør.

### 13.3.5.2 Overflatebehandling av sadler og hengestangsfester

Ved kabelsadel og hengestangsfester skal alle ståldeler som er i kontakt med kabelen, belegges med minimum 100  $\mu$ m sprøytesink, og alle kanter avrundes med radius  $\geq 5$  mm.

### 13.3.5.3 Korrosjonsbeskyttelse av parallelltrådkabler for hengebru

Parallelltrådkabler for hengebruer skal avfuktes ved at tørr luft blåses gjennom kablene. Maksimal avstand mellom innblåsingspunkt og utblåsingspunkt skal ikke overstige 200 m.

For å oppnå tilfredsstillende tetting ved skruene som forbinder de to delene av hengestangsfestet, skal det monteres kopp/hette med gummipakning over skruendeene.

## 13.4 Bevegelige bruer

### 13.4.1 Generelt

Bevegelige vegbruer skal utformes som klaffe- eller svingbru.

*Gang- og sykkelbruer kan også utformes som rulle- eller heisebru.*

Kraften til åpning og lukking skal overføres fra elektrisk/hydrauliske aggregater via hydrauliske sylindre eller motorer til det bevegelige spennet.

*Gang- og sykkelbruer kan i tillegg åpnes og lukkes ved kraft fra elektromotorer kombinert med mekaniske girbokser.*

Alle rotasjonslagre for klaff, løftestag, motvektssarmer, hydrauliske løftesyndere osv. skal ha sfærisk utforming slik at tvangskrefter ikke oppstår.

Hydrauliske sylindre, aggregater og øvrig utstyr skal være CE-merket. Hydrauliske sylindre bør orienteres mest mulig stående.

*Liggende orientering vil kunne føre til økt slitasje med derav følgende oljelekkasjer og økt risiko for driftsproblemer.*

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 skal hindres fra å gå i vannet.

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.

Nedbøyningsdifferanse (saksing) vertikalt i fugene skal tilfredsstillende kravene i 3.6.2.

Overkant golv i maskinhus som inneholder styringssystemer og/eller hydrauliske drivaggregater, skal ikke ligge lavere enn vannstanden tilsvarende en flom med returperiode 200 år. Kravet gjelder ikke for løftesyndere, se 13.4.2.

### 13.4.2 Klaffebruer

Klaffebruer skal være enarmet, dvs. kun én klaff per spenn.

Klaffen skal være tilstrekkelig fortung i den enden som løftes slik at låsemekanismer er overflødig når brua er åpen for trafikk. Det skal være to oppleggspunkt per klaff med minimums fortunghet på 100 kN per oppleggspunkt ved ubelastet bru.

Klaffen skal under åpning og lukking rotere om to lagre.



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

Hvis deler av løftesyndrene blir stående under høyeste observerte vannstand, skal de plasseres i vannrette rom. For sylindrene, inkludert nedre opplagring/festekonsoll, skal det velges materialer og overflatebehandling som muliggjør at komponentene kan stå en periode under vann uten at disse må demonteres for vedlikehold, i tilfelle det oppstår lekkasje i rommene. Det skal være tilstrekkelig med normal vask og spyling.

### 13.4.3 Svingbruer

Svingbruer skal ha én svingemekanisme, men kan ha ett eller to svingespenn. Med ett seilløp skal det benyttes et ensidig svingespenn kombinert med ballast.

*Hvis et seilløp er delt i to fartsretninger kan en dobbeltarmet svingmekanisme være et alternativ.*

Opplegg for svingspennets tupp eller tupper skal tilfredsstillende de samme krav som for klaffbruer, se 13.4.2. Hele den svingbare delen skal kunne løftes for å frigjøres fra gaffellagringen på sidespennene før svingedelen av svingmekanismen overtar.

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

## 13.5 Steinhvelvbruer

### 13.5.1 Generelt

Dette avsnittet gjelder prosjektering av steinhvelvbruer med mørtlede fuger. Det vises også til veiledning for både beregninger og utførelse i *håndbok V421 Steinhvelvbruer*.

### 13.5.2 Statistiske beregninger

Bæresystemet antas å bestå av buen alene. Buens beregningsmessige tykkelse skal ivareta toleranser på steinstørrelsen, samt at fugene gjerne har mindre høyde enn selve hvelvsteinen.

Virkninger av konstruksjonsmaterialets ikke-lineære egenskaper (null strekkstyrke) skal ivaretas i beregningsmodellen, enten ved ikke-lineære analyser eller andre anerkjente og dokumenterte metoder.

E-modulen skal være representativ for det sammensatte materialet av stein og mørtel.

Buen skal belastes med jevnt fordelt brutemperatur i henhold til *NS-EN 1991-1-5:2003+NA:2008, figur NA.6.1, type 3*, mens bidrag fra temperaturdifferanse kan neglisjeres.

### 13.5.3 Dimensjoneringskriterier

I bruddgrensetilstand skal trykklinjas eksentrisitet ingen steder være større enn 1/4 av tverrsnittshøyden ( $|M/N| < h/4$ ).

## 13.6 Skredoverbygg, tunnelportaler og løsmassetunneler

### 13.6.1 Skredoverbygg

#### 13.6.1.1 Generelt

Skredhistorikk og skredfare skal detaljkartlegges med hensyn til type skred, frekvens, utbredelse, massetransport og hastighet som grunnlag for utforming og dimensjonering.

Skredoverbyggene skal anlegges der vegen passerer et naturlig skredløp, eller i terreng der det er nedfall av stein eller is fra skjæringer eller bratte fjellsider.

*Skredbanen for snø- og flomskred er oftest på skredvifter, bekkeløp, daler og gjel.*

For å oppnå ønsket effekt skal skredenes bevegelsesform og strømningsforhold over konstruksjonen tas hensyn til, og ledevoller og ledemurer skal utformes slik at skredmassene kanaliseres over sikringstiltaket.

Det skal tas hensyn til at større vannmengder må kanaliseres over overbygget i eget løp. I tillegg skal det tas hensyn til at nedbør og smeltevann må dreneres fra tilbakefylte masser bak konstruksjonen, fra takflaten og tilstøtende terreng på oppsiden.

#### 13.6.1.2 Utforming

Skredoverbygg skal utformes med åpen eller lukket yttervegg avhengig av terrengforhold og konstruksjonstype.

*For å kunne oppta punktlaster fra skredblokker kan det brukes gruspute på taket.*

Der det velges overfylte konstruksjoner skal det påses at samvirke mellom jord og skallkonstruksjon er tilfredsstillt.

Konstruksjonen skal utformes slik at skredene går mest mulig uhindret over bygget for å redusere lastene.

Ledemurer for å styre skred over overbygget skal bygges parallelt med forventet skredretning eller med maksimum 10° vinkel i forhold til denne.

#### 13.6.1.3 Laster

Det vises til 5.4.6 for laster fra skred. Det skal tas hensyn til akkumulasjon av skredmasser over konstruksjonen, dynamiske krefter idet skredet passerer konstruksjonen, og sug- og trykkrefter på yttervegg. Det skal dessuten tas hensyn til eventuelle tilleggskrefter som skyldes at skredet forandrer retning ved treff av skredoverbygget.

#### 13.6.1.4 Dimensjonering

Skredoverbygg skal dimensjoneres for lastene fra forventet skredtype.

Ved overbygg med bakfylling og nedfylte konstruksjoner skal det tas hensyn til tilleggskreftene fra jordtrykket, og eventuelle samvirkekrefter mellom jord og skallkonstruksjon.

Ledevoller/murer for å styre skredmasser over overbygget skal dimensjoneres for skredkrefter der det tas hensyn til at skredet kan treffe konstruksjonen under ugunstig vinkel. Det skal minimum tas hensyn til en dreiningsvinkel på 10° under dimensjoneringen.

Overbyggene skal dimensjoneres for skred med en returperiode på 100 år.

### 13.6.2 Tunnelportaler og løsmassetunneler

Portaler skal dimensjoneres for nedfall av stein og skred på samme måte som skredoverbygg. Portalens lengde bestemmes ut fra rekkevidden på eventuelle skred.

*Konstruksjonen kan fylles over for å redusere virkningen av skredlaster eller av estetiske hensyn.*

## 13.7 Støttekonstruksjoner

Støttekonstruksjoner dimensjoneres i henhold til *håndbok V220 Geoteknikk i vegbygging*. For spunt, slissevegger og andre støttevegger vises det også til 11.5.

For forankring av støttekonstruksjoner vises det til 11.6.

## 13.8 Kulverter og rør

Der det er fylling over kulvert skal høyde på krage være  $\geq 300$  mm.

*Fleksible kulverter og rør som er avhengig av omkringfylte masser for å oppnå bæreevne ut over egenvekt, kan dimensjoneres i henhold til håndbok V220 Geoteknikk i vegbygging.*

Varmforsinkede stålrør skal ikke brukes som vanngjennomløp, men tillates i øvre del av et gjennomløp dersom det ikke kommer i kontakt med gjennomløp svannet.

*Typiske tverrsnitt er vist i håndbok V220 Geoteknikk i vegbygging.*

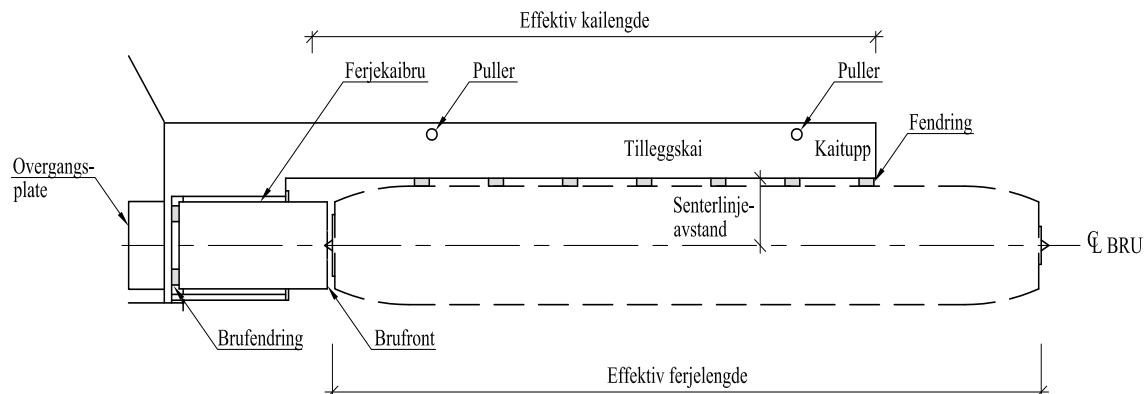
Krav til korrosjonsbeskyttelse skal følge *håndbok V220 Geoteknikk i vegbygging*. Klasse B på varm-forsinking skal som minimum benyttes.

For plastrør vises det til *håndbok N200 Vegbygging*.

## 13.9 Ferjekaier

### 13.9.1 Generelt

Et *ferjeleie* består av hovedelementene ferjekai, landområde og havneområde. En *ferjekai* består av tilleggskai, ferjekaibru, landkar, heisetårnramme og diverse utstyr.



Figur 13.2: Illustrasjonsfigur av ferjekai uten landområde

### 13.9.2 Spesielle forutsetninger for ferjer som skal trafikkere et samband

#### 13.9.2.1 Generelt

Reglene for ferjekaier forutsetter at kravene til ferjer som skal trafikkere et samband er i henhold til 13.9.2.2 - 13.9.2.11.

#### 13.9.2.2 Recess

Recessen skal ha en utstrekning i ferjas tverretning som er minst  $2/3$  av ferjekaibruas bredde. I ferjas lengderetning skal recessen ha en utstrekning som ligger i intervallet 0,51 m-0,60 m.

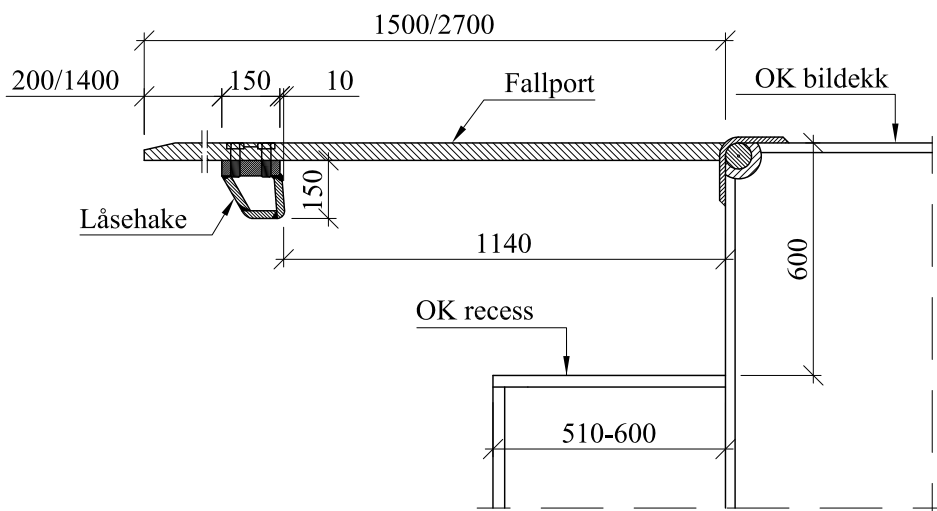
Recessen skal ligge minimum 0,60 m under bildekket.

#### 13.9.2.3 Låsehake på fallport

Låsehakens plassering og utforming skal være koordinert med tilhørende spalte på brufront. Låsehaken skal dimensjoneres slik at den ryker dersom ferja trekker med større kraft enn 300 kN.

#### 13.9.2.4 Lengde på fallport

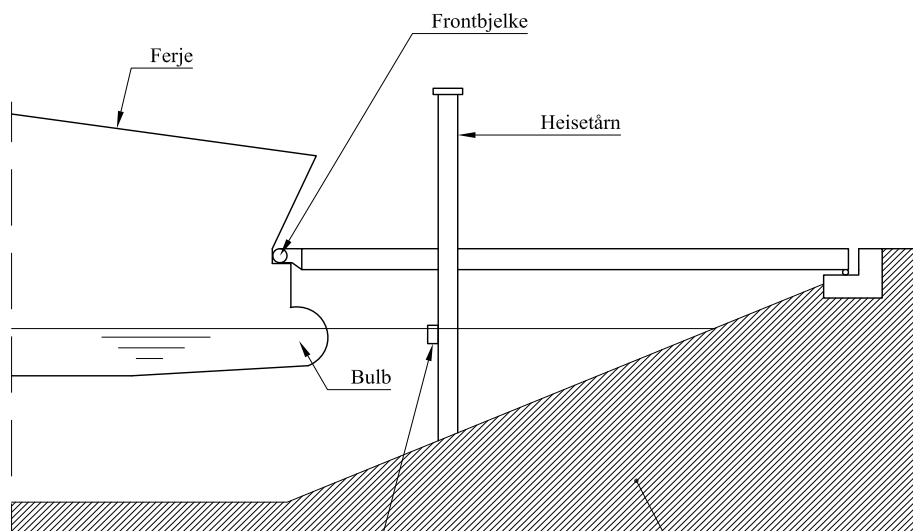
Lengde på fallport skal være enten 1,5 m eller 2,7 m. Det skal velges samme fallportlengde på alle ferjer som trafikkerer samme samband. Fallporten skal være hengslet ved bakkant recess og i høyde med bildekk.



Figur 13.3: Snitt av fallport og recess

### 13.9.2.5 Bulb

Ferja skal være utformet slik at eventuell bulb ikke kommer i konflikt med fylling, frontbjelke på ferjekaibru eller sikringsbjelke på heisetårnramme.



Figur 13.4: Bulb, fylling, frontbjelke og sikringsbjelke på heisetårn

### 13.9.2.6 Fenderlist

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

### 13.9.2.7 Vertikalavstand fra bildekk til vannlinje

Vertikalavstanden fra vannlinje til overkant av bildekk målt ved enden av bildekk skal ikke være mindre enn 1,70 m og ikke mer enn 2,80 m. Dette for å sikre en forsvarlig lastning og lossing av fartøyet.

### 13.9.2.8 Ferjas baug

Ferjas baug skal utformes slik at den er avrundet og ikke har skarpe hjørner som kan huke tak i utstikkende fenderverk.

### 13.9.2.9 Løftebaug

Løftebaug skal utformes slik at den ikke tar borti heisetårn i alle stillinger.

### 13.9.2.10 Rulling

Ferja skal ved rulling utover maks vridning på 5° om ferjas lengdeakse, enten koble seg fra ferjekaibrua eller forlate ferjekaien.

### 13.9.2.11 Ferjas effektive lengde

Ferjer som trafikkerer et samband skal maksimalt ha en effektiv lengde som svarer til 4/3 av effektiv kailengde, se figur 13.2.

## 13.9.3 Laster på ferjekai

### 13.9.3.1 Generelt

Dette kapitlet beskriver last fra ferje mot ferjekai. Det vises til *forskrift for trafikklast* for trafikklast på ferjekaier og kapittel 5 for øvrige laster.

### 13.9.3.2 Last fra ferje på ferjekaibru

Bevegelsesenergien skal beregnes fra maksimal hastighet ved tillegging og deplasement etter følgende formel:

$$E_1 = 1,1 \cdot \frac{v^2 \cdot D}{2} \quad (13.5)$$

hvor:

$v$  - ferjas hastighet ved sammenstøt i m/s

$D$  - ferjas maksimale deplasement i tonn

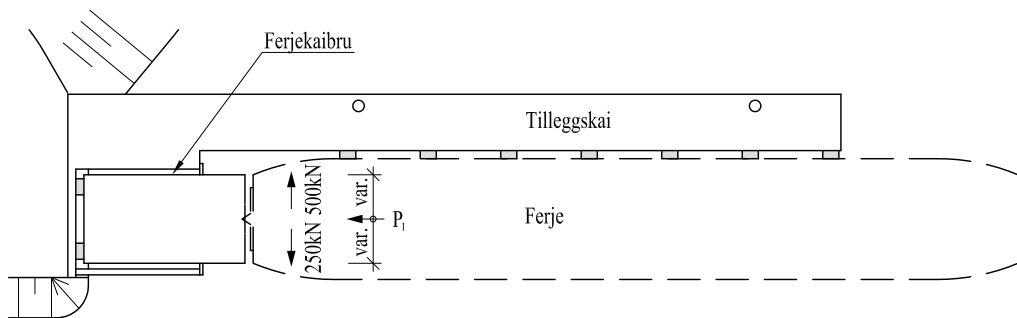
Faktoren 1,1 utgjør et tillegg i ferjas deplasement på grunn av medfølgende vannmasser i lengderetningen under fart.

Ferjekaibru og brubås skal dimensjoneres for laster fra ferje ved at brufrenten belastes med punktlaster som beskrevet nedenfor. Punktlastene er horisontale, og brufrenten står vilkårlig plassert mellom nederste og øverste begrensning.

Ferjekaibru uten trafikklast skal dimensjoneres for følgende laster fra ferje:

- Horisontalt trykk fra ferja,  $P_1$ , i bruas lengderetning, se figur 13.5 og tabell 13.1. Lasten plasseres 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 13.5.

Lastene er uavhengig av hverandre og opptrer ikke samtidig.


**Figur 13.5: Laster fra ferje mot ferjekaibru uten trafikk på brua**

$D$	$P_1$	$E_1$	Kommentar
1000	600	100	Små samband*
1000 – 2000	800	150	Mellomstore samband
2000 - 4000	1000	200	Store samband
> 4000	Vurderes spesielt	Vurderes spesielt	Spesielle samband

\* Benyttes kun i tilfeller der det forventes lav trafikkvekst i løpet av stipulert levetid

**Tabell 13.1: Karakteristisk støtlast  $P_1$  med tilhørende energimengde  $E_1$** 

I tabell 13.1 benyttes følgende betegnelser:

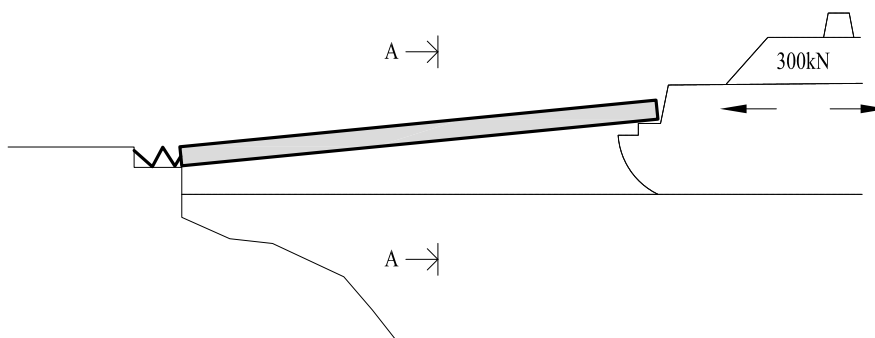
- $D$  - maksimalt deplasement (tonn)
- $P_1$  - maksimal støtkraft (kN)
- $E_1$  - maksimal støtenergiergi (kNm)

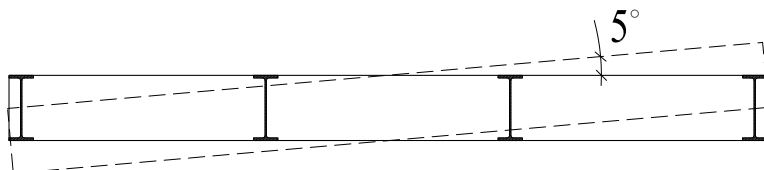
Ovennevnte støtlaster forutsetter fenderverk som sikrer at disse støtlastene ikke overskrides. Fenderene bak ferjekaibru dimensjoneres i tillegg til å ta opp energimengden,  $E_1$ , i henhold til tabell 13.1.

Ferjekaibru med trafikklast skal dimensjoneres for følgende laster fra ferje:

- 300 kN horisontalt trykk fra ferja i bruas senterlinje, alternativt 300 kN horisontalt strekk fra låsehake på ferja i bruas senterlinje, se figur 13.6.
- Deformasjonslast som svarer til en rotasjon av brufront om senterlinjen på  $5^\circ$ , se figur 13.7.

Horisontallast og last fra påtvungen rotasjon vil kunne opptre samtidig med trafikklast fra kjøretøy på brua.


**Figur 13.6: Laster fra ferje mot ferjekaibru med trafikk på brua - oppriss**



Figur 13.7: Deformasjoner fra ferje mot ferjekaibru med trafikk på brua – snitt A-A

### 13.9.3.3 Last fra ferje på tilleggskai

Bevegelsesenergien skal beregnes etter følgende formel:

$$E = 1,5 \cdot \frac{v^2 \cdot D}{2} \quad (13.6)$$

hvor:

$v$  - ferjas maksimale hastighet vinkelrett på tilleggskaiens fenderfront ved sammenstøt (m/s)

$D$  - ferjas maksimale deplasement i tonn

Faktoren 1,5 utgjør et tillegg i ferjas deplasement på grunn av medfølgende vannmasser sideveis under fart.

Støtlaster fastsettes ut fra den største ferja som er forventet å trafikkere ferjeleiet, de lokale forholdene og det fenderverk som benyttes. Støtlaster skal ikke regnes mindre enn 500 kN.

Fortøyningslaster fastsettes ut fra den største ferja som er forventet å trafikkere ferjeleiet og de lokale forhold med hensyn til vind, strøm og bølger. Lasten skal ikke regnes mindre enn 300 kN pullerstrekk per puller i ugunstigste retning. Lasten regnes å virke på to pullere som anvendes samtidig.

Tilleggskai skal kontrolleres for støtlaster (punktlast) som er vist i tabell 13.2, dersom ikke nøyaktigere beregninger utføres.

$D$	$P_2$	$E_2$	$S$	Klasse
1000	500	150	300*	Små samband*
1000 - 2000	1000	300	500	Mellomstore samband
2000 - 4000	2000	500	800	Store samband
> 4000	Vurderes spesielt	Vurderes spesielt	Vurderes spesielt	Spesielle samband

\* Benyttes kun i tilfeller der det forventes lav trafikkvekst i løpet av stipulert levetid

Tabell 13.2: Karakteristisk støtlast  $P_2$ , energimengde  $E_2$  og pullerstrekk  $S$

I tabell 13.2 benyttes følgende betegnelser:

$D$  - maksimalt deplasement (tonn)

$P_2$  - maksimal støtkraft (kN)

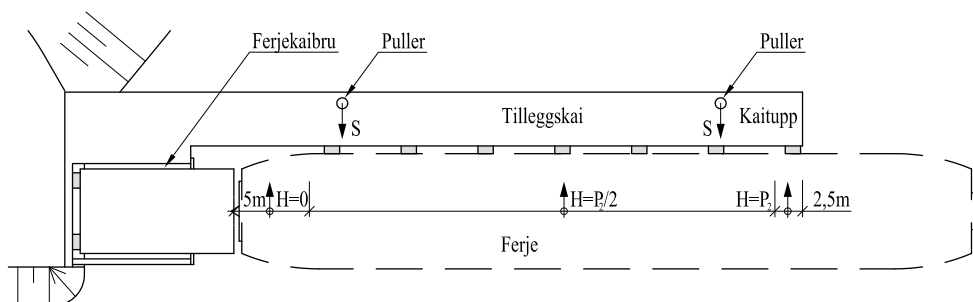
$E_2$  - maksimal støtenergi (kNm)

$S$  - maksimal strekkraft (kN) per puller

Ovennevnte støtlaster forutsetter fenderverk som sikrer at disse støtlasterne ikke overskrides.

Støtlaster angitt ovenfor regnes å virke på de ytterste 2,5 m av tilleggskaien. Fra 2,5 m fra kaitopp og til 5 m fra brufrent regnes halv støtlaster. Støtlasterne antas ikke å kunne angripe tilleggskaien nærmere brufrenten enn 5,0 m, se figur 13.8. Støtlaster forutsettes å angripe horisontalt og vinkelrett på tilleggskaien mellom øvre og nedre grense på fenderverket. Disse grensene vil variere med tidevann, ferjetype, svell og trim, og skal bestemmes for hver enkelt kai. Nærmere retningslinjer er gitt i *håndbok V431 Ferjekaier - Prosjektering*.





Figur 13.8: Virkeområde for støtlaster fra ferje mot tilleggs kai

### 13.9.3.4 Lastkombinasjonsfaktorer for støt- og fortøyningslaster fra ferje

I lastkombinasjon i henhold til *NS-EN 1990* med støt- og fortøyningslast fra ferje skal følgende verdier benyttes:

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

## 13.9.4 Ulykkeslast

### 13.9.4.1 Brudd i én heisesylinder

For å unngå totalhavari av ferjekaibrua på grunn av svikt i oppheng/ sylinder, skal det regnes på en ulykkesituasjon der bru henger kun i én heisesylinder. Lasttilfellet består kun av bruas egenvekt. Dimensjoneringskriteriet for denne situasjonen er at hovedbæresystemet etter reetablering av heisesystemet, skal ha samme kapasitet som før ulykken. Heisetårn, ferjekaibru og lagere skal kontrolleres.

### 13.9.4.2 Unormalt stor støtlast på kaitupp

Hvis ei ferje støter på tilleggs kaien med større hastighet enn 0,5 m/s eller med en energimengde større enn 1,2 x tabulerte verdier av  $E_2$ , regnes det som ulykkeslast. Tilleggs kaien skal fortrinnsvis oppta et slikt støt med en duktil oppførsel og uten at reaksjonskraften overstiger  $3 \times P_2$ , se tabell 13.2.

## 13.9.5 Ferjekaibru

### 13.9.5.1 Funksjonskrav til ferjekaibru

Det skal sikres en god og trygg forbindelse mellom ferje og land for alle trafikanter. Rekkverk på ferjekaibru skal utformes i henhold til *håndbok N101 Rekkverk og vegens sideområder, punkt 3.4.4*.

Ferjekaibrua skal:

- oppta definerte støtlaster fra ferje ved hjelp av støtabsorberende fendere mellom ferjekaibru og landkar, og kunne oppta strekk mellom ferje og ferjekaibru
- tåle virkning av vind på ferja når ferja ligger mot ferjekaibrua
- følge ferjas bevegelser ved kai
- være så vridbar at den hviler på ferjas recess under trafikkavvikling  
*maks vridning kan antas 5° om ferjekaibruas lengdeakse*
- kunne heises ved hjelp av hydrauliske sylindere, og opplagres slik at den minst klarer full tidevannsvariasjon
- 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 brufrent skal være koordinert med utforming, plassering og kapasitet av låsehake på fallport.

**13.9.5.2 Lengde på ferjekaibru**

Lengde på ferjekaibru skal bestemmes på grunnlag av tidevannsvariasjon på stedet, høyden på landkaret og normert høyde på recess på ferja. For nye ferjekaier skal det benyttes en av de standardiserte lengdene, 15 m, 18 m eller 22 m. For å ha en forsvarlig trafikkavvikling over ferjekaibru, skal maksimal helning på ferjekaibrua være 7° opp eller ned i forhold til horisontalplanet.

**13.9.5.3 Bredde på ferjekaibru**

Bredde på ferjekaibru skal bestemmes på grunnlag av forventet trafikkmengde og ferjestørrelse. For nye ferjekaier skal det benyttes en av de standardiserte breddene 6 m, 9 m eller 12 m.

**13.9.5.4 Retningsavvik ved opplegg**

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

**13.9.5.5 Fenderelement bak ferjekaibru**

Fenderelement bak ferjekaibru skal kunne ta imot og absorbere aktuell energimengde fra gjeldende ferje.

**13.9.6 Tilleggskai og brubås****13.9.6.1 Funksjonskrav til tilleggskai og brubås**

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

Tilleggskaiene skal:

- virke som støtte for ferje ved anløp til ferjekaibru og være utstyrt med støtabsorberende fendere som sikrer et mykt opptak av støtenergi ved normal bruk
- kunne overføre horisontale krefter inn til land eller ned til grunnen
- virke som en støtabsorbent ved ulykkeslaster større enn bruddgrenselast
- dimensjoneres for vegtrafikklast som spesifisert i *forskrift for trafikklast*

**13.9.6.2 Hoveddimensjoner**

Det skal tas hensyn til hele ferjekaias dimensjonerende brukstid når hoveddimensjoner bestemmes. Det skal legges til rette for at senere utvidelse (bredde, lengde og dybde) er mulig med enkle midler.

*De styrende geometriske størrelser er effektiv kailengde, senterlinjeavstand, dybde i ferjekaibås og bredde på ferjekaibru.*

**13.9.6.3 Fundamentering**

Ferjekaia skal fundamenteres direkte på berg eller på peler. Fundamenteringen skal kunne overføre horisontale krefter inn til terreng eller ned til grunnen.

**13.9.6.4 Erosjonssikring og vandybde**

Der grunnen under ferjekaien består av løsmasser eller det benyttes fylling i sjøen, skal disse erosjonssikres for opptredende virkning av strøm, bølger og propellstrøm. Det vises til 11.1.3. Vandybde skal velges med bakgrunn i største dypgående fartøy som tenkes benyttet i kaiens dimensjonerende brukstid.

### 13.9.6.5 Pullere

Tilleggskaien eller terrenget skal utstyres med pullere for fortøyning av ferja. Pullere skal dimensjoneres for stedlige vind og strømkrefter på ferja, og det skal tas hensyn til fortøyningskreftene og retningen. Tilleggs kai og pullere skal dimensjoneres slik at det blir brudd i pullerne før tilleggskaien.

### 13.9.6.6 Bergankere

Horisontale støt- og fortøyningskrefter tillates å bli tatt opp av permanente bergankere. Det vises til regler som angitt i kapittel 11 med følgende presisering:

- permanent oppspenningskraft før langtids tap skal ikke være høyere enn 75 % av  $F_{p0,1k}$
- permanent oppspenningskraft etter langtids tap skal ikke være høyere enn 67 % av  $F_{p0,1k}$

Bruksgrensetilstand, kombinasjon *karakteristisk*:

- peler med bergankere skal ikke oppleve oppløft av pelespiss

Bruddgrensetilstand, *vedvarende og forbigående*:

- materialfaktor for spennstag settes til  $\gamma_s = 1,25$
- forankringssonens dimensjonerende kapasitet skal være minimum lik  $F_{p0,1k}$

### 13.9.6.7 Landkar

Landkar skal utstyres med overgangsplate i henhold til 4.4.5.

### 13.9.6.8 Hydraulisk anlegg

Det hydrauliske anlegget skal utformes og dimensjoneres etter *håndbok V432 Standard ferjekaibruer-2 Elektrohydrauliske styringssystemer*.

### 13.9.6.9 Elektroutstyr

Elektroutstyret som eltavle, styreskap, sperrebommer, radiostyring og lysmaster skal utformes og dimensjoneres etter *håndbok V432 Standard ferjekaibruer-2 Elektrohydrauliske styringssystemer*.

### 13.9.6.10 Annet utstyr

Annet utstyr som fendere, redningsutstyr, aggregatbus, pullere, kantlister og rekkverk skal utføres og dimensjoneres etter *håndbok V431 Ferjekaier - Prosjektering*.

Eventuelle vannanlegg/brannslukkeranlegg skal monteres med tilbakeslagsventil, slik at man forhindrer sjøvann å trenge inn på vannettet.

## 13.10 Segmentbruere i betong

### 13.10.1 Generelt

Kapitlet gir tilleggskrav for brukonstruksjoner i betong med kassetverrsnitt utført som prefabrickerte segmenter.

Ved prosjektering skal det planlegges om skjøtene mellom segmenter skal utføres som:

- tørre skjøter
- tørre skjøter med etterfølgende forsegling
- skjøter som limes med epoksyrim under montering eller ved etterinjisering

### 13.10.2 Dimensjonering

Det skal tas hensyn til skjærdeformasjoner (Shear lag). Det skal ikke regnes med omfordeling av momenter og skjærkrefter.

*Lineær elastisk analyse og bjelketeori kan benyttes.*

I byggetilstand skal det være trykkspenninger på alle deler av segmentskjøtene i bruksgrensetilstand, kombinasjon *karakteristisk*. For ferdig bru skal det være en trykkspenning på minst 1 N/mm<sup>2</sup> på alle deler av segmentskjøten i bruksgrensetilstand, kombinasjon *karakteristisk*. Tverrsnittsanalysene kan da utføres med antagelse om urisset tverrsnitt.

Ved bruk av limte skjøter skal det ikke tas beregningsmessige hensyn til limets fasthet.

I bruddgrensetilstand ferdig bru skal minst 2/3 av høyden på segmentskjøten være trykkpåkjent. Det skal tas hensyn til at det blir en rask reduksjon i trykksonehøyden når bøyemomentet overstiger rissmomentet, samt at torsjonskapasiteten reduseres. Midlere trykktøyning i bruplate eller bunnplate skal være  $\leq 2\%$ .

*Beregningen kan utføres som angitt i NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008, punkt 6.2.5, eller etter andre dokumenterte metoder. Skjæroverføring antas bare å skje på de deler av tverrsnittet som er trykkpåkjent.*

*Ekstern spennarmering kan betraktes som en ytre last. Som en forenkling kan en tøyningøkning i spennarmeringen på grunn av andre ytre laster neglisjeres. Dersom det utføres en ikke-lineær analyse, kan det tas hensyn til den kapasitetsøkningen som økt tøyning i spennarmeringen representerer. Tilleggstøyningen kan beregnes som midlere betongtøyning mellom 2 kontaktpunkter/ omlenkingspunkter for spennarmeringen.*

## 13.11 Buebruere

Utskifting og brudd av eventuelle hengestenger skal beregnes etter 13.2.4 og 13.2.5.

## 13.12 Flytebruer og rørbruer

### 13.12.1 Funksjonskrav

#### 13.12.1.1 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  $MV + Z$ , hvor  $Z$  er største forventede tidevannsdifferanse med returperiode 1 år, skal stigningen ikke overstige 1 prosentenheter over kravet til stigningsprosent for dimensjoneringsklassen.

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

Største tillatte knekk i kjørebanelen ved fuger eller ledd er:

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

hvor  $\theta_v$  er knekk i vertikalplanet og  $\theta_h$  er knekk i horisontalplanet. Returperioden skal være 1 år for naturlaster og tidevann. For bølger skal det benyttes midlere bølgeperiode  $T_p$ .

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

#### 13.12.1.2 Seilløp

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

#### 13.12.1.3 Vanntetthet

Oppdriftslegemer skal være vanntette. Se også 13.12.4.4

#### 13.12.1.4 Fribord

Fribord 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 forankringsystemet. 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 klimaendringer skal tas hensyn til.

### 13.12.2 Egenlaster

#### 13.12.2.1 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. For egenlast for rørbruer vises det til 13.12.4 og 13.12.5.

### 13.12.2.2 Permanent oppdrift

Brutto permanent oppdrift  $B_1$  bestemmes i forhold til middelvann (MV) for ferdig installert konstruksjon. Brutto permanent oppdrift er resultatanten av vanntrykket på konstruksjonens ytterflater. 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  $\pm \Delta B_1$ .

Hvis ikke en annen og dokumentert verdi legges til grunn, skal vannets tyngdetetthet regnes til å være  $9,955 \text{ kN/m}^3 \pm 1\%$ . Det skal benyttes ugunstigste verdi for den lastvirkning som undersøkes.

### 13.12.2.3 Marin begroing

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

Hvis ikke andre og dokumenterte verdier legges til grunn, skal marin begroing antas som angitt i tabell 13.3.

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

Tabell 13.3: Marin begroing

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

### 13.12.2.4 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 tørrdøkk, og den delen av egenlasten  $\tilde{G}_1$  som installeres etter at en slik tyngdebalansering er utført og som dermed har en større usikkerhet.

Usikkerheten i  $\bar{G}_1$  bestemmes ved hjelp av måletoleransen på vannlinja, bestemmelse av ytre mål av rørbrua og vannets tyngdetetthet. Hvis 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 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 13.12.2.2, samt tyngdevariasjoner langs rørbruelementene.

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

Permanent egenlast  $G_1$  omfatter:

- beregnet tyngde av selve rørbrukonstruksjonen,  $\beta_1$
- beregnet tyngde av konstruksjoner inne i rørbrua,  $\beta_2$
- tyngde av permanent og flyttbar ballast,  $\beta_3$
- tyngde av permanent kjørebanebelegning,  $\beta_4$
- tyngde av permanent utstyr,  $\beta_5$

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

### 13.12.2.5 Variabel egenlast for rørbru

Variabel egenlast kan ha en tidsvariasjon og skal således 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 for den fri (flyttbare) egenlast skal det velges den romlige fordeling som er ugunstigst for den aktuelle dimensjonerende situasjon.

Som variabel, bunden påvirkning regnes:

- tyngde av marin begroing,  $\beta_6$
- tyngde av vannabsorpsjon i rørbrukonstruksjonen,  $\beta_7$   
*Ved manglende data kan  $\beta_7$  settes til  $0,01 \beta_1$ .*
- tyngde av vannabsorpsjon i permanent ballast,  $\beta_8$   
*Størrelsen på  $\beta_8$  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,  $\beta_7$  og  $\beta_8$ , skal dokumenteres for 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,  $\beta_9$
- tyngde av variabel (flyttbar) ballast,  $\beta_{10}$   
*Den kan være null, eller den kan ha en positiv eller negativ verdi. Hvis det kan fremlegges en detaljert prosedyre for hvordan økningen av  $G_2$  kan overvåkes og kontrolleres, kan den flyttbare ballasten,  $\beta_{10} = 1,5G_2$ , reduseres, men  $\beta_{10}$  skal ikke være mindre enn  $0,75G_2$ .*
- tyngde av variabel kjørebanebelegning,  $\beta_{11}$   
*Den variable belegningen vil variere mellom en positiv og negativ verdi (når tykkelsen er mindre enn den som er gitt ved  $\beta_4$ ).*
- tyngde av utskiftbart utstyr,  $\beta_{12}$ , 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.

### 13.12.3 Naturlaster

#### 13.12.3.1 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. Karakterisk last i 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*.

#### 13.12.3.2 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 parametre
- 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 forankringselementer.

*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.

#### 13.12.3.3 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, hvor det antas at strømprofil og hastigheter kan virke i begge retninger på tvers av brua:

- 1) jevnt fordelt strømhastighet over hele lengden av brua
- 2) jevnt fordelt strømhastighet over midtre halvdel av brua
- 3) en skjærstrøm med jevnt fordelt strømhastighet over hver halvdel av brua



### 13.12.3.4 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 dempning, som er basert på måledata, skal anvendes. Totale globale lastvirkninger bestemmes ved å kombinere de dynamiske lastvirkningene med globale statiske lastvirkninger, hvor 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 lastvirkningssyklusene bestemmes.

Virkningen av lokale hydrostatiske og hydrodynamiske laster skal også kombineres med globale lastvirkninger, hvor det tas hensyn til korrelasjonen mellom dem. Dette gjelder bestemmelse av trykklast, 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.

### 13.12.3.5 Ulykkeslaster

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

- påseiling av skip eller ubåt
- utilsiktet fylling av oppdriftslegeme
- skred og eventuell skredindusert bølge
- brann
- eksplosjon (for lukket bru)
- uhell med 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 rørbrua
- unormale naturlaster (med 10 000-års returperiode)

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

## 13.12.4 Dimensjonering

### 13.12.4.1 Generelt

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

### 13.12.4.2 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 stagene 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  $\Delta B_1$  behandles som «øvrige variable laster» med lastfaktorer.*

#### **13.12.4.3 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  $\Delta B_1$  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.

#### **13.12.4.4 Kontroll i bruksgrensetilstand**

Kontroll i bruksgrensetilstand skal baseres på *NS-EN-1992*, som suppleres med bestemmelsene i *NS 3473:2003* 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.

#### **13.12.4.5 Kontroll av ulykkesituasjoner**

Ulykkesituasjoner 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 sammenhengen svare til globalt sammenbrudd.

I trinn to skal det utføres kontroll av eventuell overlevelse, dvs. at globalt sammenbrudd unngås for den skadede 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. Hvis instabilitet på grunn av hvirvelavløsning medfører store konsekvenser, skal egenfrekvenser ligge utenfor eksitasjonsfrekvensområdet med referanse til 10 000-årsstrøm.

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

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

### 13.12.5 Brukshåndbok

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.

### 13.12.6 Oppdriftslegemer

Oppdriftslegemer skal seksjoneres for å redusere konsekvensene av utilsiktet vannfylling.

### 13.12.7 Forankringssystem

Forankringssystemet skal utformes slik at det er mulig å skifte ut systemets enkelte elementer. Metode for slik utskifting skal beskrives.

Det skal prosjekteres slik at måling og etterjustering av forspenningskraften i forankringssystemets enkelte elementer kan gjennomføres.

Alle elementer i forankringssystemet skal korrosjonsbeskyttes. Kabler skal beskyttes med belegg, eventuelt kombinert med katodisk beskyttelse.

Bunnankere skal utformes slik at de muliggjør utskifting av forankringssystemets enkelte elementer.

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

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.

### 13.12.8 Utstyr

#### 13.12.8.1 Fugekonstruksjoner

Fuger som utsettes for permanent vanntrykk eller bølgeslag, skal ha dobbel tetting. Det skal være god tilgjengelighet rundt fugene. Festeordninger skal være bestandige mot sjøvann og være lette å skifte ut.

Ledd som følger tidevannsvariasjonen, skal ha dobbel tetting opp til 0,5 m over vannivå. Faste ledd skal ha dobbel tetting opp til 0,5 m over høyeste astronomiske tidevann (HAT).

#### 13.12.8.2 Annet utstyr

Adkomst til oppdriftslegemer etableres via mannhull med vanntette luker. Det skal være adkomst til alle rom i oppdriftslegemer slik at pumper kan monteres i tilfelle lekkasje. Gangveier mellom rom skal ligge over ytre vannstand.

Instrumenter for systematisk registrering av konstruksjonens bevegelser og annen lastrespons, samt for overvåking av eventuelle beskyttelsessystemer, armeringskorrosjon eller annen nedbryting, skal installeres.

Det skal videre installeres instrumenter tilkoplede alarmanlegg for registrering av uventet stor vannansamling i oppdriftslegemer.



## 14 Bruer i driftsfasen

### 14.1 Bruklassifisering

#### 14.1.1 Generelt

Ved klassifisering av bruer, ferjekaier og andre bærende konstruksjoner på riks- og fylkesvegnettet skal det benyttes trafikkklaster i henhold til *håndbok R412 Bruklassifisering*.

Spesialtransporter eller engangstransporter som ikke dekkes av veggruppe eller eventuelt spesielt vegnett, skal kontrolleres i henhold til *håndbok R412 Bruklassifisering*, men med lastkonfigurasjon for den spesifikke transporten.

#### 14.1.2 Bruksklasse og veggruppe

Tillatt bruksklasse i vegnettet er gitt i veglister som *Vedlegg 1 til forskrift om bruk av kjøretøy*. Dersom bruksklasse for en vegstrekning ikke er gitt med trafikklast i *håndbok R412 Bruklassifisering*, benyttes trafikklast som har akseltrykk og totalvekt med lik eller større verdi enn den aktuelle bruksklassen.

Bruer trafikkert med tømmervogntog og/eller modulvogntog med totalvekt over 50 tonn skal klassifiseres for Bk 10/60 i henhold til *håndbok R412 Bruklassifisering*.

### 14.2 Forsterking/ombygging

#### 14.2.1 Dimensjonerende brukstid

Konstruksjonens dimensjonerende brukstid skal fremgå av prosjekteringsgrunnlaget, med begrunnelse. Den dimensjonerende brukstiden skal være forankret i funksjon og tilstand til tilstøtende veg for å sikre et enhetlig og funksjonelt veisystem over tid med tilfredsstillende trafikkikkerhet og ressursbruk. Utførelse av vedlikeholdsarbeider som må forventes med utgangspunkt i bruas alder, utforming og tilstand skal være forenlig med krav til sikker trafikkavvikling og HMS.

#### 14.2.2 Dokumentasjon

Ved forsterkning/ombygging skal det foreligge dokumentasjon (tegningsgrunnlag, fundamenteringsforhold osv.) som sikrer at krav til pålitelighet og bæreevne blir ivaretatt for ombygd/forsterket konstruksjon.

Dersom fundamenteringsforhold ikke er kjent skal stabilitet påvises basert på langtidserfaring med eksisterende konstruksjon forutsatt at det ikke blir en vesentlig lastøkning på fundamentene. Supplerende bakgrunnsmateriale eller undersøkelse skal fremskaffes ved behov.

Dersom det ikke er mulig å fremskaffe tilfredsstillende dokumentasjon innenfor rimelige grense skal konstruksjonen skiftes ut.

### 14.2.3 Inspeksjon og tilstandsvurdering

Som grunnlag for prosjektering skal det utføres inspeksjon og tilstandsvurdering av aktuell bru med omfang som minst tilsvarer en hovedinspeksjon i henhold til *håndbok V441 Inspeksjonshåndbok for bruer*. Som en del av hovedinspeksjonen skal det vurderes og eventuelt utføres oppmålinger og materialundersøkelser for å avdekke mulige skjulte skader/mangler.

### 14.2.4 Analyse av livssyklus kostnader

Ved forsterkning/ombygging skal det påvises ved analyse av livssyklus kostnader (LCC) at løsningen er optimal. Dette gjelder også dersom bruken endres fra vegbru til gang- og sykkelbru og det bygges ny vegbru til erstatning for den gamle. Krav til LCC-analyse utgår dersom kostnad for forsterkning/ombygging ikke overstiger 30 % av nyverdi for forsterket/ombygd konstruksjon.

### 14.2.5 Engangstransporter

Før forsterkning/ombygging skal det vurderes om konstruksjonen ligger på strekning med beredskapsmessig betydning. Dersom det er behov for fremføring av engangstransporter med transformatorer eller annet tungt utstyr, skal brua etter forsterkning/ombygging ha tilfredsstillende kapasitet til at disse transportene kan gjennomføres for den spesielle lastkonfigurasjon.

### 14.2.6 Midlertidig og permanent forsterkning/ombygging

Avhengig av konstruksjonens dimensjonerende brukstid skal dimensjonerende belegningsvekt og trafikklast i tabell 14.1 legges til grunn ved midlertidig og permanent forsterkning/ombygging.

Dim. brukstid	Dimensjonerende belegningsvekt	Dimensjonerende trafikklast	
		Riksveger og primære fylkesveger	Sekundære fylkesveger
< 5 år	Bestemmes i hvert enkelt tilfelle	Som for midlertidige konstruksjoner i henhold til 1.1.6.3.	Som for midlertidige konstruksjoner i henhold til 1.1.6.3.
5 – 15 år	≥ 2 kN/m <sup>2</sup> (60 mm)	Bk 10/60 tonn, veggruppe A og Sv 12/100 med restriksjoner.	Fylkeskommunen fastsetter nødvendig kapasitet for bruksklasse og spesielle vegnett.
16 – 50 år	I henhold til tabell 5.1 og 5.2	Ved forsterkning/ombygging av bruer som er prosjektert med trafikklast i henhold til NS-EN 1991-2 skal regelverk for nye bruer legges til grunn ved prosjektering av ny del.  For øvrige bruer på riksveg skal kapasiteten tilfredssette Bk 10/60, veggruppe A og Sv 12/100 fritt i kombinasjon med Bk 10/60.  For øvrige bruer på primære fylkesveger skal kapasiteten tilfredssette Bk 10/60, veggruppe A og Sv 12/100 fritt i kombinasjon med Bk 10/50.	Fylkeskommunen fastsetter nødvendig kapasitet for bruksklasse og spesielle vegnett.
> 50 år	I henhold til tabell 5.1 og 5.2	Ved forsterkning/ombygging av bruer som er prosjektert med trafikklast i henhold til NS-EN 1991-2 skal regelverk for nye bruer legges til grunn ved prosjektering av ny del.  Forsterkning/ombygging av øvrige bruer skal prosjekteres etter <i>håndbok N400 Bruprosjektering, utgave oktober 2009</i> .  Hvis behov, skal bru etter forsterkning/ombygging ha tilfredsstillende kapasitet for engangstransporter i henhold til <i>forskrift for trafikklast</i> .	

Tabell 14.1: Dimensjonerende laster ved forsterkning/ombygging

### 14.2.7 Vannføringsberegninger

Vannføringsberegninger for bruer over vassdrag gjennomføres med utgangspunkt i beregnet vannstand for 200 års-flo. Eventuelle tiltak for å tilfredsstillere krav i 4.2.4 skal vurderes i forhold til konsekvens av flom og kostnader for å tilfredsstillere kravet.

### 14.2.8 Bredeutvidelse

Ved bredeutvidelse som er så omfattende at gammel del kan skiftes ut på et senere tidspunkt mens ny del gjenbrukes, skal reglene for nye bruer legges til grunn for prosjekteringen av ny del.

### 14.2.9 Utskifting av overbygning

Ved ombygging som omfatter full utskifting av overbygning, skal reglene for nye bruer legges til grunn for prosjekteringen.

### 14.2.10 Opplagring

Utførelse som tilfredsstillere krav i 4.7 og 12.4 skal tilstrebes men tilpasses eksisterende underbygning og utførelse.

*Ved utskifting i to eller flere deloperasjoner av hensyn til trafikkavvikling, kan det benyttes flere enn 2 lagre i hver oppleggsakse. Det skal imidlertid dimensjoneres og legges til rette for opplagring med kun 2 lagre i hver akse ved eventuell framtidig utskifting av lagre.*

Ved utskifting av overbygninger hvor opplagring på asfaltmembran eller lignende har fungert tilfredsstillende i minst 30 år, tillates det å benytte samme opplagringssystem på ny overbygning. Det skal imidlertid påvises at dimensjonerende horisontalkrefter kan tas opp, og utforming av ny overbygning skal sikre at det ikke lekker vann inn på oppleggsflaten. Ved behov skal eksisterende oppleggsflate gis tilfredsstillende vannavrenning ved at det anordnes tverrfall slik at vann forhindres fra å renne inn på oppleggsflaten fra bruflatens yttersider.

### 14.2.11 Forsterkning av stålbelegbruer

Ved forsterkning av stålbelegbruer med påskrudd/påsveiset stål kan kapasitet for forsterket tverrsnitt beregnes i henhold til kapittel 8 under forutsetning av at ekstra ståltverrsnitt fra forsterkning utgjør minst 50 % av samlet tverrsnittsareal av flenser før forsterkning. Påskrudd stål skal da kun utnyttes for trafikklast og eventuelt ekstra belegningsvekt. Videre skal forbindelse mellom stålbeleg og forsterkning dimensjoneres for full utnyttelse av tverrsnitt i forsterkning i elastisk spenningsstilstand.

## 14.3 Eksisterende bruer som inngår i nye veganlegg

Med eksisterende bruer som inngår i nytt veganlegg menes bruer på og over veger i strekningsvise utbyggingsprosjekter hvor eksisterende veg helt eller delvis inngår som en del av nytt vegsystem etter ferdigstillelse.

14.2.7 – 14.2.11 gjelder også for eksisterende bruer som inngår i nye veganlegg.

Det skal planlegges for fremtidig utskifting av eksisterende bru ved bygging av gang- og sykkelbru parallelt med eksisterende vegbru eller ny vegbru parallelt med eksisterende vegbru. Dette gjelder også når denne omgjøres til gang- og sykkelbru. Det skal derfor settes av nødvendig plass og legges til rette for trafikkavvikling i periode hvor utskifting pågår.

Bruer som er bygd etter lastforskrifter som gir mindre trafikklast enn SVV 1969, skal ikke benyttes som vegbruer i nye veganlegg.

Hvis brua har dimensjonerende brukstid på mindre enn 50 år, skal kapasitet påvises etter *håndbok 185 Bruprosjektering, utgave oktober 2009* for opptredende belastning og lastkombinasjoner. Eventuell ombygging på grunn av endret bruk prosjekteres etter samme regelverk.

Hvis brua har mer enn 50-års dimensjonerende brukstid i det nye veganlegget, skal den kontrolleres for trafikklast etter regelverk for nye bruer. Eventuell ombygging på grunn av endret bruk prosjekteres etter samme regelverk.

Det skal vurderes om brua ligger på strekninger med beredskapsmessig betydning, hvor det for eksempel er behov for fremføring av engangstransporter med transformatorer og annet tungt utstyr til strømforsyning. Det skal da gjennomføres kontroll for lastfigurasjoner for engangstransporter etter *forskrift for trafikklast*.

Eksisterende bruer som inngår i nye veganlegg forutsettes oppgradert slik at trafiksikkerheten blir tilsvarende øvrige deler av anlegget. Videre skal et eventuelt forfall innhentes. Det forutsettes da at skader og mangler utbedres slik at minst 20-års funksjon sikres med et for brutypen normalt nivå på drift og vedlikehold. Spesielt skal det sikres at det også utover nevnte 20-års dimensjonerende brukstid blir unødvendig med tiltak som kommer i konflikt med trafikkavviklingen.

## 14.4 Vedlikeholds- og reparasjonstiltak

Ved utskifting av bruelementer som rekkverk og bruoverbygging på grunn av dårlig tilstand skal reglene for nye bruer legges til grunn for prosjekteringen.

## 14.5 Belegningsarbeider

### 14.5.1 Kapasitetskontroll

Ved etablering av belegning på eksisterende bruer skal følgende legges til grunn:

- 1) Det skal som et minimum gjennomføres klassifiseringsberegning for å påvise tillatt belegningsvekt for nåværende bruksklasse og veggruppe, samt eventuelle spesielle vegnett.
- 2) For vegbruer i riksvegnettet skal det i tillegg gjøres klassifiseringsberegning for å påvise eventuell kapasitet og i så fall maksimalt tillatt belegningsvekt ved Bk10/60 veggruppe A og alle spesielle vegnett som Sv 12/65 og Sv 12/100.
- 3) For vegbruer i fylkesvegnettet bør det i tillegg gjøres klassifiseringsberegning for å påvise eventuell kapasitet og i så fall maksimalt tillatt belegningsvekt ved Bk10/60 veggruppe A og alle spesielle vegnett som Sv 12/65 og Sv 12/100.
- 4) Det skal ikke legges større belegningsvekt enn det som er lagt til grunn ved prosjektering. (Gjelder bruer hvor det er prosjektert med belegningsvekt som en del av egenvekten).
- 5) Det skal være minimum 100 mm fra overkant belegning til overkant kantdrager/vinge for å ivareta trafiksikkerhet, og sikre at forutsetning om største føringsbredde ved klassifisering er tilfredsstillende. Hvis dette kravet ikke kan tilfredsstillende skal trafiksikkerhet og bæreevne vurderes spesielt.

### 14.5.2 Belegningsarbeider på eksisterende bruer i driftsfasen

Ved dimensjonerende brukstid > 5 år skal belegningsklasse velges i henhold til 12.2 dersom det påvises tilfredsstillende kapasitet for belegningsvekten i henhold til 14.5.1. Ved manglende kapasitet benyttes



egnet tynn belegning som ivaretar krav til fuktisolering og beskyttelse av brudekke mot sporslitasje.

Ved breddeutvidelser eller andre ombyggingsarbeider som innebærer at deler av belegning må fornyes helt ned til brudekket, skal hele belegningen på brua fornyes fullstendig. Unntak fra dette kravet gjelder ved:

- Punktvis gjennomhulling av fuktisoleringen i forbindelse med prøvetaking, etablering av rekkverksinnfestinger osv. Unntak tillates under forutsetning av at eksisterende fuktisolering er helklebet til underlaget og at det gjøres lokale tiltak i areal hvor fuktisolering er brutt for å gjenopprette full fuktisolering.
- Spleising mellom ny og eksisterende fuktisolering. Unntak tillates når eksisterende fuktisolering tilfredsstillende gjeldende krav til materialer og bruk. Eksisterende fuktisoleringstype skal være kjent og uten skader. Fuktisolering på ny del skal være av samme type/fabrikat som på eksisterende. Detalj som viser utførelse av skjøt skal fremgå av belegningstegning som angitt i 1.3.5.10.



[www.vegvesen.no/Fag/Publikasjoner/Handboker](http://www.vegvesen.no/Fag/Publikasjoner/Handboker)

ISBN 978-82-7207-680-0

**Trygt fram sammen**