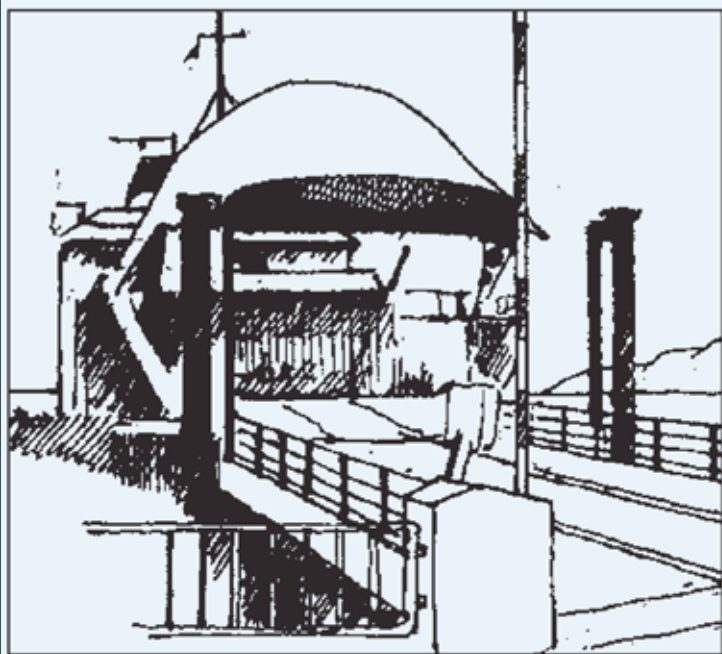


Bruprosjektering

Eurokodeutgave

VEILEDNING

Håndbok V499



Statens vegvesens håndbokserie får nye nummer fra 1. juni 2014.

Håndbøkene i Statens vegvesen er fra juni 2014 inndelt i 10 hovedtema der hvert tema får sin unike 100-nummerserie. Under hvert hovedtema er håndbøkene, som før, gruppert etter normaler, retningslinjer og veiledninger. Håndbøkene får oppdaterte kryssreferanser til de andre håndbøkene i samsvar med det nye nummereringssystemet.

Se håndboksidene (www.vegvesen.no/Fag/Publikasjoner/Handboker) for mer informasjon om det nye nummereringssystemet og dokument-speil som viser oversikt over nye og gamle nummer.

Det faglige innholdet er uendret. Det er kun håndboknummeret på forsiden og kryssreferanser som er endret. Nye håndboknummer influerer ikke på gyldigheten av separate kravdokumenter, som for eksempel rundskriv, som er tilknyttet håndbøkene med den gamle nummerserien.

Denne håndboken erstatter etter omnummereringen
håndbok 185, Bruprosjektering - Eurokodeutgave, 2011

Vegdirektoratet, juni 2014

Bruprosjektering - Eurokodeutgave

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.

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 Eurokodeutgave
Nr. V499 i Statens vegvesens håndbokserie

ISBN: 82-7207-640-4

Forord

Den 1. april 2009 trakk Standard Norge tilbake de gamle prosjekteringsstandardene. Som erstatning har vi fått felles europeiske standarder, de såkalte Eurokodene. I Statens vegvesen har målet vært å gjennomføre overgangen til Eurokoder innen 30.6.2011. Prosjekter som er oppstartet etter denne dato skal derfor være basert på Eurokoder.

Overgangen til Eurokoder har utløst behov for oppdatering av vårt eget regelverk, herunder Håndbok N400: Bruprosjektering, som nå utgis som "Eurokodeutgave" 2011.

For denne utgaven er det ikke gjennomført høring iht. krav for vegnormal, og håndboken har derfor status som veiledning, se vedlagte notat fra Trafikksikkerhet-, miljø- og teknologiavdelingen datert 15.7.2011: "Bestemmelser for overgang til Eurokoder ved prosjektering av bruer, ferjekaier og andre konstruksjoner i tilknytning til veganlegg. Endring av sluttdato til 30. juni 2011".

Det formelle grunnlaget for prosjektering, kontroll og godkjenning av bruer, ferjekaier og andre bærende konstruksjoner i det offentlige vegnettet er derfor Håndbok N400 utgave oktober 2009 sammen med Eurokodene. Trafikksikkerhet-, miljø- og teknologiavdelingen anbefaler imidlertid at Håndbok N400, Eurokodeutgave 2011 legges til grunn for all bruprosjektering. I prosjekter der byggherren likevel ønsker å legge regler i 2009-utgaven til grunn for prosjekteringen, skal det listes opp i prosjekterings-grunnlaget hvilke enkeltkrav dette gjelder. Eurokodene skal uansett legges til grunn ved all prosjektering.

Håndbok N400 Eurokodeutgave 2011 supplerer Eurokodene der disse ikke har spesielle regler for beregning og dimensjonering av bruonstruksjoner. Trafikklast på bruer med spennvidde over 500 meter og på ferjekaier er ikke dekket av Eurokode, og Statens vegvesen vil fortsatt ha behov for et eget regelverk for slike konstruksjoner.

Av endringer i forhold til 2009-utgaven nevnes:

- stoff som er dekket av Eurokodene er tatt ut og erstattet med henvisninger
- punkt om trafikklast på ferjeleier er utvidet og delvis omarbeidet
- punkt om trafikklast og annen nyttelast på fylling inntil konstruksjoner er tilpasset Eurokode
- konstruksjoner som skal ha teknisk delgodkjenning før utsendelse av konkurransegrunnlag er listet opp

I forbindelse med forvaltningsreformen, gjort gjeldende fra 1.1.2010, foreligger det forslag til forskrift om standard, fravik, kontroll, godkjenning mv. ved prosjektering, bygging og forvaltning av bruer, ferjekaier og andre bærende konstruksjoner på fylkesveg. Formålet med denne forskriften er å sikre trafikantene enhetlig sikkerhetsnivå og teknisk standard på bruene i riks- og fylkesvegnettet, uavhengig av eierskap. Denne forskriften og andre nasjonale føringer for fylkesvegnettet forventes å utløse behov for en full revisjon av Håndbok N400.

Kontroll- og godkjenningsordningen er i denne utgaven av Håndbok N400 beskrevet for bruer, ferjekaier og andre bærende konstruksjoner med tilknytning til riksvegnettet. Når det gjelder riksveg som gjennom forvaltningsreformen er omklassifisert til fylkesveg, har Vegdirektøren anbefalt at de faglige standardene og prosedyrene som gjaldt før 1.1.2010 følges inntil det er besluttet hvilke nasjonale bestemmelser som skal gjelde på området.

Håndboka er utarbeidet av Statens vegvesen med bistand fra sivilingeniør John H. Gustavsen, Rambøll Norge AS.

Denne utgaven blir bare utgitt som nettutgave i pdf-format.

Sidehenvisninger (s.) er tatt inn i dokumentet, men ikke aktivisert. Det samme gjelder kryssreferanser med hyperlenker i teksten (blå skrift). Nettutgaven vil bli oppdatert mht. dette innen kort tid.

Dokumentet kan leses, søkes i og skrives ut fra Adobe Reader. Nedlasting skjer fra:

www.vegvesen.no/Fag/Publikasjoner/Handboker

eller www.vegvesen.no/Fag/Teknologi/Bruer under Bru-håndbøker

Som grunnlag for kommende revisjoner er det viktig at erfaringer og forslag til forbedringer sendes Vegdirektoratet, Trafikksikkerhet-, miljø- og teknologiavdelingen ved Bruseksjonen.

Ansvarlig enhet: Bruseksjonen, Trafikksikkerhet-, miljø- og teknologiavdelingen

Statens vegvesen Vegdirektoratet, november 2011



Statens vegvesen

Notat

Til: Postmottak øst, Postmottak sør,
Postmottak vest, Postmottak midt,
Postmottak nord, 60001 Vegdirektør,
60010 Stryingsstab, 60020
Kommunikasjonsstab, 60030
Internrevisjon, 60040 Internasjonal stab,
61500 Strategi- og økonomiavdelingen,
67100 IKT-avdeling, 67200 Trafikant-
og kjøretøyavdeling, 67300 Veg- og
transportavdeling, 68000
Trafikksikkerhet, miljø- og
teknologiavdeling, 69000 HR- og
administrasjonsavdeling
Fra: Trafikksikkerhet, miljø- og
teknologiavdelingen
Kopi: Se vedlagt liste

Saksbehandler/innsvalgsnr:
Olay Grindland - 22073401
Vår dato: 15.07.2011
Vår referanse: 2010/115840-003

Bestemmelser for overgang til Eurokoder ved prosjektering av bruer, ferjekaler og andre konstruksjoner i tilknytning til veganlegg Endring av sluttdato til 31. juni 2011

Overgangen til Eurokoder ble gjennomført som forutsatt 30.06.2011, jf notat av 10.11.2010 (SVEIS nr 2010/115840-002).

Overgangen til Eurokoder gjør det nødvendig med en revisjon av håndbok 185.

Som del av gjennomføringen av forvaltningsreformen, arbeides det med forslag til forskrift om standard, fravik, kontroll, godkjenning m.m. ved prosjektering, bygging og forvaltning av bru, ferjekai og annen bærende konstruksjon på fylkesveg (bruforskrift for fylkesveg). Forslaget skal på offentlig høring og deretter behandles og avgjøres av Samferdselsdepartementet. Forslaget vil kunne utløse en ikke uvesentlig revisjon av håndbok 185. Vegdirektoratet vil vente med en fullstendig revisjon av håndboken inntil forslaget til bruforskrift for fylkesveg er ferdigbehandlet.

Postadresse
Statens vegvesen
Vegdirektoratet
Postboks 8142 Dep
0033 Oslo

Telefon: 815 48 000
Telefaks: 22 07 37 68
firmapost@vegvesen.no
Org.nr: 971032081

Kontoradresse
Langsøvn 4
4846 ARENDAL

Fakturaadresse
Statens vegvesen
Regnskap
Båtsfjordveien 18
9815 VADSØ
Telefon: 78 94 15 50
Telefaks: 78 95 33 52

Basert på flere henvendelser både fra konsulenter og ansatte i Statens vegvesen som arbeider med bruprosjektering, har Vegdirektoratet funnet det hensiktsmessig å lage en midlertidig utgave av håndbok 185 der aktuelle Eurokoder er innarbeidet i håndboken. Den midlertidige utgaven har ikke vært på offentlig høring og har derfor bare formelt status som veileder. Det formelle grunnlaget for prosjektering m.m. vil ligge i dagens håndbok 185 og Eurokodene, jf notat av 18.6.2010 (SVEIS nr. 2010/115840-01). Men sammenstillingen i denne midlertidige utgaven vil kunne lette det daglige arbeidet ved planlegging, prosjektering m.m.

Denne midlertidige utgaven av håndbok 185 blir bare utgitt i elektronisk form (pdf-format). Dokumentet er utstyrt med bokmerket og med hyperlenker i teksten (vist med blått). Det kan leses, søkes i og skrives ut fra Adobe Reader. Nedlasting skjer fra:
<http://www.vegvesen.no/Fag/Publikasjoner/Handboker> eller
<http://www.vegvesen.no/Fag/Teknologi/Bruer/Bru-håndbøker>

Som grunnlag for kommende revisjon er det viktig at erfaringer og forslag til forbedringer sendes Vegdirektoratet, Teknologiavdelingen ved Bruseksjonen, nettadresse:
H185@vegvesen.no.

Trafikksikkerhet, miljø- og teknologiavdelingen
Med hilsen

Eva Solvi
for Marit Brandtsegg
direktør

Knut A. Grefstad
for Børre Stensvold

Akershus fylkeskommune, Schweigaards gate 4, 0185 Oslo
Oppland fylkeskommune, Postboks 988, 2626 Lillehammer
Hedmark fylkeskommune, Parkgata 64, 2317 Hamar
Telemark fylkeskommune, Fylkesbakken 6, 3715 Skien
Aust-Agder fylkeskommune, Postboks 788 Stoa, 4809 Arendal
Vest-Agder fylkeskommune, Postboks 517, 4605 Kristiansand
Rogaland fylkeskommune, Postboks 130 Sentrum, 4001 Stavanger
Hordaland fylkeskommune, Postboks 7900, 5020 Bergen
Sør-Trøndelag fylkeskommune, Postboks 2350 Shuppen, 7004 Trondheim
Nord-Trøndelag fylkeskommune, Scilmakerg 2 Fylkets Hus, 7725 Steinkjer
Troms fylkeskommune, Postboks 6600, 9296 Tromsø
Finnmark fylkeskommune, Fylkeshuset, 9815 Vadsø
Sogn og Fjordane fylkeskommune, Askedalen 2, 6863 Leikanger
Møre og Romsdal fylkeskommune, Fylkeshusa, 6404 Molde
Østfold fylkeskommune, Postboks 220, 1702 Sarpsborg
Vestfold fylkeskommune, Svend Foyns Gate 9, 3126 Tønsberg
Buskerud fylkeskommune, Fylkeshuset, 3020 Drammen
Nordland fylkeskommune, Prinsensgt 100, 8005 Bodø
Oslo kommune, Rådhuset, 0037 Oslo
KS Kommunenes sentralforbund, Postboks 1378 Vika, 0114 Oslo
RIF, Essendrops gate 3, 0368 Oslo
EBA Entreprenørforeningen – Bygg og Anlegg, Postboks 5485 Majorstua, 0305 Oslo
Jernbaneverket, Postboks 4350, 2308 Hamar
Standard Norge, Postboks 242, 1326 Lysaker

Innhold

1 Prosjekteringsforutsetninger	1
1.1 Innledende bestemmelser	1
1.1.1 Virkeområde	1
1.1.2 Fravik	1
1.1.3 Definisjoner	1
1.1.4 Forutsetninger	2
1.1.4.1 Prosjekteringsforutsetninger	2
1.1.4.2 Utførelsesforutsetninger	3
1.1.4.3 Driftsforutsetninger	3
1.1.5 Mål for prosjekteringen	3
1.1.6 Konstruktiv utforming	4
1.1.7 Prosjekteringsprinsipper	4
1.1.8 Enheter og betegnelser	5
1.2 Grunnlagsmateriale	6
1.2.1 Generelt	6
1.2.2 Regelverk og dokumenthierarki	6
1.2.3 Grunnlagsmateriale for bruer	12
1.2.3.1 Materiale for alle bruer	12
1.2.3.2 Tilleggsmateriale for bruer over vassdrag	12
1.2.3.3 Tilleggsmateriale for bruer over fjorder og sund	12
1.2.3.4 Tilleggsmateriale for bruer over jernbane	13
1.2.3.5 Tilleggsmateriale for bruer over veg	13
1.2.3.6 Tilleggsmateriale for høye bruer og tårn	13
1.2.3.7 Tilleggsmateriale for eksisterende bruer	13
1.2.4 Tverrprofiler for bruer	14
1.2.4.1 Generelt	14
1.2.4.2 Fri bredde og framkommelighet	14
1.2.4.3 Brurekkverk og kantdrager	14
1.2.4.4 Fortau	18
1.2.4.5 Gangbane	18
1.2.4.6 Sikkerhetsrom	18
1.2.4.7 Gangbru	18
1.2.5 Fri høyde og bredde	19
1.2.5.1 Fri høyde for vegtrafikk under bruer og for bærende elementer over kjørebane	19
1.2.5.2 Fri høyde for gang- og sykkeltrafikk under bruer og i underganger	19
1.2.5.3 Overliggende bæresystem og minsteavstander sidevegs	19
1.2.5.4 Fri høyde i sideterreng for trafikkert veg under bruer	22
1.2.5.5 Fri høyde og bredde for jernbanetrafikk etc.	22
1.2.5.6 Fri høyde over vassdrag	22
1.2.5.7 Fri høyde over fjorder og sund	22
1.2.5.7.1 Utenom farled	22
1.2.5.7.2 Over farled	23
1.2.5.8 Fri høyde over terreng	23
1.3 Utførelse	24
1.3.1 Generelt	24
1.3.2 Toleranser og geometrikontroll	24
1.4 Krav til dokumentasjon	25
1.4.1 Generelt	25
1.4.2 Prosjekteringsgrunnlag	25
1.4.3 Konstruksjonsberegninger	26
1.4.4 Beskrivelse og mengdefortegnelse	27

1.4.5	Tegninger og materiallister	27
1.4.5.1	Generelt	27
1.4.5.2	Oversiktstegninger	27
1.4.5.3	Utbyggings- og montasjetegninger	28
1.4.5.4	Fundamenteringstegninger	28
1.4.5.5	Betongtegninger	28
1.4.5.6	Ståltegninger.....	29
1.4.5.7	Tretegninger	29
1.4.5.8	Aluminiumtegninger	30
1.4.5.9	Belegnings- og utstyrstegninger	30
1.4.6	Avtaler med eksterne eiere.....	31
1.4.7	Inspeksjons-, drifts- og vedlikeholdsplan.....	31
1.4.8	Tegninger av ferdig konstruksjon.....	32
1.4.9	Øvrig dokumentasjon av ferdig konstruksjon	32
1.4.10	Arkivering	32
1.5	Kontroll og godkjenning	33
1.5.1	Kontroll utført av den prosjekterende	33
1.5.2	Kontroll for godkjenning (Uavhengig kontroll)	33
1.5.3	Informasjonsplikt	34
1.5.4	Godkjenning.....	34
1.5.4.1	Generelt	34
1.5.4.2	Vegdirektoratets godkjenningsordning	35
1.5.4.2.1	Generelt.....	35
1.5.4.2.2	Utstyr, produkter mv. som ikke omfattes av godkjenningsordningen.....	35
1.5.4.2.3	Oversendelse av prosjekteringsmateriale.....	35
1.5.4.2.4	Teknisk godkjenning.....	36
1.5.4.2.5	Teknisk delgodkjenning.....	36
1.5.4.2.6	Godkjenning av arbeidstegninger	38
1.5.4.2.7	Tidsfrister.....	38
1.5.5	Kontrollgrader og sjekklister.....	39
1.5.5.1	Generelt.....	39
1.5.5.2	Kontrollgrad 0 -- Enkel kontroll.....	39
1.5.5.3	Kontrollgrad I -- Formell kontroll	40
1.5.5.4	Kontrollgrad II -- Delvis kontroll	40
1.5.5.5	Kontrollgrad III -- Normal kontroll.....	40
1.5.5.6	Kontrollgrad IV -- Omfattende kontroll	40
1.5.5.7	Valg av kontrollgrad.....	40
1.5.5.8	Utførelse av kontrollarbeidet.....	41
1.5.5.9	Bruk av sjekklister	41
	Sjekklister.....	46
1.6	Kvalitetssikring.....	53
1.6.1	Generelt.....	53
1.6.2	Helse, miljø og sikkerhet (HMS)	55
2	Laster	56
2.1	Generelt	56
2.2	Klassifisering av laster	57
2.3	Permanente laster	59
2.3.1	Generelt.....	59
2.3.2	Egenlaster.....	59
2.3.2.1	Generelt	59
2.3.2.2	Belegning	60
2.3.2.3	Spesialtilfeller.....	61

2.3.3	Vanntrykk.....	61
2.3.4	Jordtrykk	61
2.3.4.1	Generelt	61
2.3.4.2	Jordtrykk mot endeskjørt.....	62
2.4	Variable laster	63
2.4.1	Generelt	63
2.4.2	Midlertidige laster	64
2.5	Naturlaster	65
2.5.1	Snølast	65
2.5.2	Vindlast	65
2.5.2.1	Vindfeltets karakteristiske egenskaper	66
2.5.2.2	Brukonstruksjoner i vindlastklasse I	69
2.5.2.3	Brukonstruksjoner i vindlastklasse II	70
2.5.2.4	Brukonstruksjoner i vindlastklasse III	71
2.5.2.5	Grensetilstander og lastkombinasjoner	71
2.5.2.6	Hvirvelavløsningssvingninger	73
2.5.2.7	Kontroll av instabilitetsfenomenene.....	74
2.5.3	Bølge-, strøm- og flomlaster	77
2.5.3.1	Referanser.....	77
2.5.3.2	Vannstander.....	77
2.5.3.3	Generelt om beregning av bølger og strøm	77
2.5.3.4	Generelt om beregning av laster	77
2.5.3.5	Bølgelast på (små) konstruksjoner med sirkulært tverrsnitt	77
2.5.3.6	Bølgelast på (små) konstruksjoner med et vilkårlig tverrsnitt.....	78
2.5.3.7	Bølgelast på storvolum-konstruksjoner	79
2.5.3.8	Virvelavløsning	80
2.5.3.9	Flomlaster	80
2.5.4	Vanntrykk.....	80
2.5.5	Islast	80
2.5.5.1	Generelt	80
2.5.5.2	Støtlaster	81
2.5.5.3	Ekspansjonslaster	84
2.5.5.4	Laster fra fast isdekke gjennom hvelvvirkninger	84
2.5.5.5	Vertikale laster fra fast isdekke	85
2.5.6	Temperaturlast.....	86
2.5.7	Jordskjelvlaster.....	87
2.5.7.1	Generelt	87
2.6	Deformasjonslaster	89
2.6.1	Generelt	89
2.6.2	Forspenning.....	89
2.6.3	Svinn, kryp og relaksasjon	89
2.6.4	Setninger	90
2.7	Ulykkeslaster	91
2.7.1	Generelt	91
2.7.2	Påkjøringslaster fra kjøretøyer	92
2.7.3	Påseilingslaster fra skip	93
2.7.3.1	Generelle regler	93
2.7.3.2	Forenklede regler.....	94
2.7.4	Påkjøringslaster fra jernbanetrafikk	95
2.7.5	Brann med mulig påfølgende eksplosjon	96
2.8	Samtidighet av laster	97
3	Forskrift for trafikklaster	98
3.1	Innledende bestemmelser	98
3.1.1	Virkeområde.....	98

3.1.2	Orientering	98
3.1.3	Fravik	98
3.1.4	Ikrafttredelse	98
3.2	Trafikklastens plassering	99
3.3	Trafikklast på vegbruer	99
3.3.1	Generelle og tilhørende dimensjonerende situasjoner.....	99
3.4	Trafikklast på gangbruer	99
3.5	Trafikklast på ferjeleier	100
3.5.1	Trafikklast fra kjøretøy på landområde	100
3.5.2	Trafikklast fra kjøretøy på ferjekai.....	100
3.5.3	Last fra ferje på ferjekai	101
3.5.3.1	Last fra ferje på ferjekaibru	101
3.5.3.1.1	Laster fra ferje på ferjekaibru uten trafikklast	102
3.5.3.1.2	Laster fra ferje på ferjekaibru med trafikklast	103
3.5.3.1.3	Kapasitet til brufendere.....	103
3.5.3.2	Last fra ferje på tilleggs kai.....	103
3.5.3.3	Lastfaktorer for trafikklast fra ferje på ferjekaibru og tilleggs kai	105
3.5.4	Ulykkeslast.....	105
3.5.4.1	Brudd i én heisesylinder	105
3.5.4.2	Unormalt stor støtlast på kaitupp.....	105
3.6	Trafikklast og annen nyttelast på fylling inntil konstruksjoner	106
3.6.1	Generelt	106
3.6.2	Trafikklast i kjørebane	106
3.6.3	Boggiequivalentlast og forenklet jordtrykksfordeling.....	108
3.6.3.1	Frontmur.....	108
3.6.3.2	Skjev frontmur.....	109
3.6.3.3	Støttemur/landkarvinge parallelt kjørebane	110
3.6.4	Trafikklast på gang- og sykkelvegareal.....	112
3.6.5	Trafikk-/ nyttelast på arealer regulert til andre formål	112
3.6.6	Trafikk-/ nyttelast på ikke-regulerte arealer	112
3.6.7	Trafikklast og beregning av jordtrykk.....	112
3.7	Laster på rekkverk og innfesting	113
3.7.1	Last på rekkverk for veg- og ferjekaibruer.....	113
3.7.2	Last på topprekkverk til betongrekkverk.....	113
3.7.3	Last på rekkverk for gangbruer	113
3.7.4	Last på innfesting i betong for stålrekkverk.....	113
3.7.5	Laster for dimensjonering av kantdrager med stålrekkverk.....	113
3.7.6	Laster for dimensjonering av betongrekkverk.....	113
4	Dimensjonering	114
4.1	Innledning	114
4.1.1	Omfang.....	114
4.1.2	Grunnlag og dokumenthierarki	114
4.2	Dimensjoneringsprinsipper	114
4.2.1	Dimensjoneringsmetode.....	114
4.2.2	Kontroll av grensetilstander	114
4.2.3	Dimensjonerende brukstid.....	116
4.2.4	Pålitelighetsklasser	116
4.2.5	Krengprøver.....	116
4.2.6	Modellforsøk og feltmålinger.....	117
4.3	Dimensjonerende lastvirkning	117
4.3.1	Beregning av lastvirkning	117
4.3.1.1	Generelt	117
4.3.1.2	Dynamiske analyser	118
4.3.1.2.4	Kombinasjon av ekstremverdier (korrelasjon)	119

4.3.1.2.5	Jordskjelvanalyse	122
4.3.1.3	Modellforsøk	123
4.3.2	Dimensjonerende lastkombinasjoner	124
4.3.2.1	Generelt	124
4.3.2.2	Bruddgrensetilstanden	125
4.3.2.3	Bruksgrensetilstanden	125
4.3.2.4	Ulykkesgrensetilstanden.....	125
4.3.2.5	Utmattingsgrensetilstanden	126
4.4	Dimensjonerende motstand	127
4.4.1	Generelt	127
4.4.2	Prøving.....	127
4.4.3	Grensetilstander.....	127
4.4.3.1	Bruddgrensetilstanden	127
4.4.3.2	Bruksgrensetilstanden	127
4.4.3.3	Ulykkesgrensetilstanden.....	127
4.4.3.4	Utmattingsgrensetilstanden	127
4.5	Tilleggskrav til ikke-lineære analyser	128
5	Generelle konstruksjonskrav	130
5.1	Funksjonskrav for bruer.....	130
5.1.1	Innledning	130
5.1.2	Nedbøyning	130
5.1.3	Svingninger	131
5.2	Konstruksjonsregler	132
5.2.1	Generelt	132
5.2.2	Statisk system og fugeplassering.....	132
5.2.2.1	Fugefrie bruer	132
5.2.2.2	Bruer med fuger	133
5.2.2.3	Fuger og lavbrekk.....	133
5.2.3	Utkraget overbygning forbi endeopplegg.....	133
5.2.4	Inspeksjonsrom i kassetverrsnitt	134
5.2.4.1	Generelt	134
5.2.4.2	Konstant kassehøyde	134
5.2.4.3	Variabel kassehøyde.....	135
5.2.5	Tilkomst til lagre	135
5.2.6	Tilkomst til fuger.....	137
5.2.7	Tilkomst rundt søyler inntil vegg	138
5.2.8	Landkarvinger	139
5.2.9	Overgangsplater	140
5.2.9.1	Generelt	140
5.2.9.2	Krav til fyllingshøyde over overgangsplate	140
5.2.9.3	Krav til bredder og fall	140
5.3	Betongkonstruksjoner	142
5.3.1	Innledning	142
5.3.2	Materialer	142
5.3.2.1	Betong	142
5.3.2.1.1	Generelt.....	142
5.3.2.1.2	Valg av eksponeringsklasser og bestandighetsklasse	142
5.3.2.1.3	Valg av betongspesifikasjon	142
5.3.2.1.4	Tyngdetetthet av armert og spennarmert betong.....	143
5.3.2.1.5	E-modul for betong	144
5.3.2.2	Armeringsstål	144
5.3.2.2.1	Rustfritt stål.....	144
5.3.2.2.2	Armering av komposittmaterialer	145
5.3.2.3	Spennarmering og spennarmeringssystemer	145

5.3.3	Dimensjonerende lastvirkning.....	145
5.3.3.1	Generelt	145
5.3.3.2	Deformasjonslaster.....	146
5.3.3.3	Beregning av dynamisk respons.....	146
5.3.3.4	Tilleggsmomenter i slanke konstruksjonsdeler	146
5.3.4	Dimensjonering	147
5.3.4.1	Generelt	147
5.3.4.2	Bruddgrensetilstanden	148
5.3.4.3	Brukgrensetilstanden	149
5.3.4.4	Utmattingsgrensetilstanden	150
5.3.5	Søyler	150
5.3.5.1	Generelt	150
5.3.5.2	Bestemmelse av lastvirkninger.....	150
5.3.5.3	Bestemmelse av knekkledder	152
5.3.5.4	Bruddgrensetilstanden	153
5.3.5.5	Brukgrensetilstanden	153
5.3.6	Armeringsregler	153
5.3.6.1	Armeringstetthet og utstøping.....	153
5.3.6.2	Armeringsplassering.....	155
5.3.6.2.1	Generelt.....	155
5.3.6.2.2	Krav til overdekning	155
5.3.6.2.3	Toleranser, tillatt avvik	155
5.3.6.2.4	Monteringsstenger	155
5.3.6.2.5	Krav til minimumsoverdekning	156
5.3.6.2.6	Krav til minimumsoverdekning for underkant fundamenter	156
5.3.6.2.7	Spesielle overdekningskrav	157
5.3.6.3	Bøying	159
5.3.7	Konstruksjonsregler	159
5.3.7.1	Generelt	159
5.3.7.2	Fundamenter	159
5.3.7.3	Søyler, vegger og tverrbærere	161
5.3.7.4	Landkar.....	161
5.3.7.5	Overgangsplate.....	161
5.3.7.5.1	Dimensjonering av overgangsplate	161
5.3.7.5.2	Armering av overgangsplate	162
5.3.7.5.3	Overgangsplate utnyttet ved kraftopptak	162
5.3.7.6	Overbygning.....	162
5.3.7.7	Spennbetong	163
5.3.7.8	Ekstern og uinjisert spennarmering.....	164
5.3.7.9	Katodisk beskyttelse.....	164
5.3.7.10	Utsparinger.....	165
5.3.7.11	Vektreduserende utsparinger	165
5.3.7.12	Innstøpningsgods	166
5.4	Stålkonstruksjoner	168
5.4.1	Innledning	168
5.4.2	Materialer	168
5.4.2.1	Konstruksjonsstål	168
5.4.2.2	Sveisetilsettmaterialer	168
5.4.2.3	Skrueforbindelser	168
5.4.2.4	Boltedybler	168
5.4.2.5	Samvirke betong og stål	168
5.4.3	Dimensjonerende lastvirkning.....	169
5.4.3.1	Generelt	169
5.4.3.2	Beregning av dynamisk respons.....	169
5.4.4	Dimensjonering	170

5.4.4.1	Generelt	170
5.4.4.2	Bruddgrensetilstanden	170
5.4.4.3	Brukgrensetilstanden	171
5.4.4.4	Utmattingsgrensetilstanden	171
5.4.4.5	Sveiseforbindelser	171
5.4.4.6	Skrueforbindelser	171
5.4.5	Fabrikasjons- og konstruksjonsregler	171
5.4.5.1	Generelt	171
5.4.5.2	Overbygning	172
5.4.5.3	Gitterristdekker	173
5.4.5.4	Sveiseforbindelser	174
5.4.5.5	Skrueforbindelser	174
5.4.6	Overflatebehandling	174
5.4.6.1	Generelt	174
5.4.6.2	Konstruksjoner i luft	174
5.4.6.3	Konstruksjoner i vann	175
5.5	Trekonstruksjoner	176
5.5.1	Innledning	176
5.5.2	Materialer	176
5.5.2.1	Konstruksjonstre og limtre	176
5.5.2.2	Forbindelsesmidler	176
5.5.2.3	Spennstenger	176
5.5.3	Dimensjonerende lastvirkning	176
5.5.3.1	Generelt	176
5.5.3.2	Temperaturpåvirkning, svelling og krymping	177
5.5.3.3	Laminerte brudekker	177
5.5.3.4	Beregning av dynamisk respons	179
5.5.4	Dimensjonering	179
5.5.4.1	Generelt	179
5.5.4.2	Bruddgrensetilstanden	179
5.5.4.3	Brukgrensetilstanden	181
5.5.4.4	Utmattingsgrensetilstanden	181
5.5.5	Fabrikasjons- og konstruksjonsregler	181
5.5.5.1	Generelt	181
5.5.5.2	Konstruktiv fuktbeskyttelse	182
5.5.5.3	Forbindelser med innslissede plater	183
5.5.5.4	Innfesting av kjøresterkt rekkverk i laminerte dekker	183
5.5.5.5	Sluk og drenasje	184
5.5.5.6	Lynvern	184
5.6	Aluminiumkonstruksjoner	185
5.7	Stein- og blokkmurkonstruksjoner	186
5.8	Konstruksjoner i plast, polystyren og andre kunststoff	187
5.9	Konstruksjoner i grunnen	188
5.9.1	Innledning	188
5.9.2	Frostsikring	188
5.9.3	Dimensjonerende lastvirkning	188
5.9.4	Direkte fundamentering	188
5.9.5	Peler og pelefundamenter	191
5.9.5.1	Generelt	191
5.9.5.2	Stålrørspeler	194
5.9.6	Frittstående pelegrupper i vann med utstøpte stålrørspeler	196
5.9.6.1	Generelt	196
5.9.6.2	Statisk modell	196
5.9.6.3	Last og lastvirkning	196
5.9.6.4	Dimensjoneringsprinsipper	197

5.9.6.5	Bestemmelse av reduksjonsfaktoren	198
5.9.6.6	Bruddgrensetilstand.....	199
5.9.6.7	Brukgrensetilstand	199
5.9.6.8	Ulykkesgrensetilstand	199
5.9.6.9	Regler for konstruksjon og utførelse	200
5.9.7	Spunt og slissevegger	201
5.9.8	Forankringer.....	202
5.9.8.1	Generelt	202
5.9.8.2	Forspente forankringer i berg eller løsmasser	202
5.9.8.3	Motvektsskaseforankringer	204
5.9.8.4	Bergbolter.....	204
5.9.9	Drenering, tilbakefylling og erosjonsbeskyttelse	205
5.10	Kabler og kabelsystemer	206
5.10.1	Innledning	206
5.10.2	Materialer og utførelse	206
5.10.2.1	Kabler	206
5.10.2.2	Kabelhoder	207
5.10.2.3	Fasthetsegenskaper.....	208
5.10.3	Dimensjonering	208
5.10.4	Konstruksjonskrav.....	208
5.10.4.1	Generelt	208
5.10.4.2	Forankring av kabel i kabelhode	208
5.10.4.3	Sadler og hengestangsfester for spiralsl�tte, lukkede kabler.....	208
5.10.4.4	Sadler og hengestangsfester for parallelltr�dskabler	209
5.10.5	Parallelltr�dskabler.....	210
5.10.6	Overflatebehandling	210
5.11	Lager- og fugekonstruksjoner	211
5.11.1	Grunnlag og dokumenthierarki	211
5.11.2	Lager	211
5.11.2.1	Generelt	211
5.11.2.2	Dimensjonerende lastvirkning.....	212
5.11.2.3	Dimensjoneringskriterier.....	213
5.11.2.3.1	Lagerbelastning.....	213
5.11.2.3.2	Lagerforskyvning.....	213
5.11.2.3.3	Oppløft	213
5.11.2.4	Konstruktive bestemmelser	214
5.11.3	Fugekonstruksjoner	214
5.11.3.1	Generelt	214
5.11.3.2	Dimensjonering	215
5.11.4	Betongledd	215
6	Spesielle konstruksjonskrav	216
6.1	Fritt frembyggkonstruksjoner.....	216
6.1.1	Generelt	216
6.1.2	Laster	216
6.1.3	Dimensjoneringskriterier for byggetilstanden.....	216
6.1.3.1	Generelt	216
6.1.3.2	Tosidig utbygging fra hovedsøyle (uten hjelpesøyle)	216
6.1.3.3	Sikkerhet mot velting og sammenbrudd.....	217
6.1.4	Konstruksjonsregler	217
6.2	Hengebru�r og skr�stagbru�r	219
6.2.1	Innledning	219
6.2.2	Beregningsmodeller	219
6.2.3	Virkning av lengdeavvik i hengestenger	219
6.2.4	Utskifting av skråstag eller hengestang.....	219

6.2.5	Brudd i skråstag/hengestang.....	220
6.2.6	Forankring av bærekabler i grunnen	220
6.2.7	Inspeksjonsanordninger.....	221
6.2.7.1	Tårn	221
6.2.7.2	Avstivningsbærer	221
6.2.7.2.1	Inspeksjonsvogn.....	221
6.2.7.2.2	Mannhull, inspeksjonsluker og dører	222
6.2.7.3	Bærekabler	222
6.2.7.4	Hengestenger	222
6.3	Bevegelige bruer	223
6.4	Steinhvelvbruer	224
6.5	Skredoverbygg og tunnelportaler	226
6.5.1	Innledning	226
6.5.2	Skredoverbygg	226
6.5.3	Tunnelportaler	228
6.6	Støttemurer	229
6.6.1	Innledning	229
6.6.2	Støttemurer på berg.....	229
6.6.3	Støttemurer på løsmasser	229
6.6.4	Spunt som støttemur	229
6.6.5	Armert jord.....	229
6.7	Kulverter og rør	230
6.7.1	Innledning	230
6.7.2	Kulverter og underganger i plasstøpt betong	230
6.7.3	Stålrør	230
6.7.4	Plastrør	230
6.8	Ferjeleier og ferjekaibruer	231
6.8.1	Innledning	231
6.8.2	Ferjekaibru	233
6.8.3	Spesielle krav til ferjas front	233
6.8.4	Tilleggs kai og brubås	234
6.9	Segmentbruer med kassetverrsnitt i betong	236
6.10	Fremskyvningskonstruksjoner	236
6.11	Buebruer	236
6.12	Flytebruer	236
6.13	Rørbruer	236
6.14	Senketunneler	236
7	Utstyr og belegning	237
7.1	Innledning	237
7.2	Utstyr	237
7.2.1	Rekkverk	237
7.2.2	Vannavløp og andre rørsystemer.....	237
7.2.3	Jordingsanlegg.....	237
7.2.4	Belysning og arbeidsstrøm innvendig i bruer.....	238
7.2.5	Vegbelysning.....	238
7.2.6	Sikkerhetsinstallasjoner for luftfart og skipstrafikk	239
7.2.7	Eksternt eide kabler og ledninger i bruer	239
7.2.7.1	Generelt.....	239
7.2.7.2	Kontroll og godkjenning	240
7.2.7.3	Installasjonsspesifikke krav.....	240
7.2.7.3.1	Tele- og signalkabler.....	240
7.2.7.3.2	Høyspenningskabler.....	242
7.2.7.3.3	Væskeførende ledninger	243
7.2.7.3.4	Ledninger for fjernvarme, gasser og brennbare væsker.....	243

7.2.8	Mannhull, luker og dører for inspeksjon	244
7.2.9	Trapper og gangbaner.....	244
7.2.11	Signal- og bomanlegg for brystengning	245
7.2.12	Instrumentering	245
7.2.13	Diverse	245
	7.2.13.1 Overflatebehandling av ståldeler.....	245
	7.2.13.2 Lager, ledd og fugekonstruksjoner.....	245
7.3	Belegning	246
7.3.1	Generelt.....	246
7.3.2	Belegningsklasser for brudekker	246
7.3.3	Beskyttelse av nedfylte konstruksjoner.....	248
8	Eksisterende og midlertidige bruer	249
8.1	Generelt	249
8.2	Trafikklast	249
8.2.1	Bruklassifisering.....	249
8.2.2	Spesielle vegnett.....	249
8.2.3	Midlertidige bruer	249
8.3	Forsterkning/ombygging	250
8.4	Eksisterende bruer som inngår i nye veganlegg	250
8.5	Ombygging av eksisterende bruer	251
8.6	Utskifting av overbygning	251

1 Prosjekteringsforutsetninger

1.1 Innledende bestemmelser

1.1.1 Virkeområde

Prosjekteringsreglene gjelder for prosjektering av bruer, ferjekaier og andre bærende konstruksjoner i det offentlige vegnett. Overgangsbruer på privat veg over riks- og fylkesveger skal også prosjekteres etter Prosjekteringsreglene.

Prosjekteringsreglene inneholder generelle krav og forutsettes supplert med stedsavhengige data og særskilte krav for det aktuelle prosjekt.

For enkelte konstruksjonstyper, konstruksjonselementer og materialer forutsettes Prosjekteringsreglene supplert med tilleggsbestemmelser.

Prosjekteringsreglene gjelder for alle faser i konstruksjonens bygge- og levetid inklusive produksjons-, transport- og monteringsfase for bærende bruelementer. Videre gjelder Prosjekteringsreglene for reparasjons- og vedlikeholdstiltak som påvirker konstruksjonens bæreevne, samt for forsterkning og ombygging.

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

1.1.2 Fravik

Med unntak av kap. 3, Forskrift for trafikkklaster (s.), legges myndighet til å fravike Prosjekteringsreglene til Vegdirektoratet for riksveg, fylkeskommunen for fylkesveg og kommunen for kommunal veg. Tillatelse til slike fravik skal gis skriftlig.

Når det gjelder bestemmelser om fravik fra forskriften, vises det til pkt. 3.1.3 (s.).

Standard søknadsskjema til bruk ved fraviksbehandling kan lastes ned fra internettsiden <http://www.vegvesen.no/Fag/Publikasjoner/Vegnormaler/Fravik>

1.1.3 Definisjoner

I Prosjekteringsreglene har disse betegnelsene følgende betydning:

Bruer:

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

- Alle typer veg- og gangbruer med spennvidde større enn eller lik 2,5 m og med hovedfunksjon å bære trafikkklaster. Omfatter konstruksjoner som hvelv-, plate-, bjelke-,



kasse-, fagverk-, bue-, FFB-, skråstag-, henge-, flyte-, rør- og bevegelige bruer, samt ferjekaier (inkl. ferjekaibruer mv.) og nedfylte konstruksjoner som kulverter og rør.

- Andre bærende konstruksjoner som skal prosjekteres, bygges og forvaltes som bruer, herunder løsmassetunneler, veglokk/vegoverbygg, tunnelportaler, skredoverbygg og støttemurer med konstruksjonshøyde større enn eller lik 5,0 m.

Løsmassetunneler omfatter konstruksjoner som bygges i byggegrøp, som deretter tilbakefylles. Omfatter for eksempel senketunnel og permanent sikringskonstruksjon i løsmassesoner i bergtunneler.

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

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

Prosjektering:

- Alle arbeider forbundet med valg av brutype og utstyr, konstruktiv utforming, bestemmelse av laster og lastkombinasjoner, beregning og dimensjonering, tegning, utarbeidelse av teknisk del i konkurransegrunnlag, dokumentasjon, kontroll og godkjenning av prosjekteringen.
- I forbindelse med oppdrag utført av engasjerte konsulenter kan betegnelsen prosjektering ha mer omfattende betydning. Prosjekteringsreglene omfatter ikke arbeider forbundet med forundersøkelser, innsamling og sammenstilling av grunnlagsmateriale, planbehandling mv.

Prosjekteringsgrunnlaget:

- Omfatter grunnlagsmateriale for utarbeidelse av bruprojekter som angitt i pkt. [1.4.2 \(s. \)](#), samt eventuell supplerende informasjon og særskilte bestemmelser for det enkelte prosjekt.

1.1.4 Forutsetninger

1.1.4.1 Prosjekteringsforutsetninger

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

Det forutsettes at formell plangodkjenning foreligger. Det skal settes av tilstrekkelig tid til å sikre en kvalitetsmessig god prosjektering, samt til kontroll og godkjenning av prosjekteringen.

Kvalitetssystem skal etableres, se pkt. [1.6 \(s. \)](#).



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

1.1.4.2 Utførelsesforutsetninger

Byggearbeidet skal ikke settes i gang før godkjente beregninger og arbeidstegninger foreligger. Alle nødvendige beregninger skal være utført. Kontroll og godkjenning i henhold til Prosjekteringsreglenes bestemmelser skal være gjennomført.

Når det gjelder behandling av tilbuds- og kontraktsmessige sider av byggeplanen, henvises det til håndbok 151 *Styring av utbyggings-, drifts- og vedlikeholdsprosjekter*.

Kvalitetssystem skal etableres.

1.1.4.3 Driftsforutsetninger

Prosjektering i henhold til Prosjekteringsreglene forutsetter at:

- konstruksjonens bruksbetingelser ikke endres uten ny vurdering av sikkerhet og funksjon
- konstruksjonen blir tilfredsstillende vedlikeholdt, slik at sikkerhet og funksjonsdyktighet opprettholdes
- utarbeidede prosedyrer (Inspeksjons-, drifts- og vedlikeholdsplan) for utskifting av komponenter som er vesentlige for konstruksjonens bæreevne, og som forventes ikke å vare ut konstruksjonens levetid, følges. Tillatt maksimal bredde på avsperrt område som skal legges til grunn i forbindelse med planlegging av slik utskifting er 3,5 m, inkl. 0,5 m til midlertidig rekkverk. For større reparasjoner, f.eks. av brudekkets overside, utskifting av fugekonstruksjon eller fuktisolerings- /slitelagsarbeider osv., se pkt. [1.2.4.2 \(s. \)](#).

1.1.5 Mål for prosjekteringen

Konstruksjonen og konstruksjonens enkelte elementer skal prosjekteres slik at de i hele sin forutsatte levetid:

- fungerer tilfredsstillende for det planlagte formål
- oppfører seg tilfredsstillende under normale forhold med hensyn til bl.a. forskyvninger, setninger, svingninger og støy
- er sikret bestandighet og funksjonsdyktighet med et normalt vedlikehold uten unødig bruk av ressurser
- har tilfredsstillende sikkerhet mot utmatningsbrudd
- kan oppta alle forutsatte laster og deformasjoner med tilfredsstillende sikkerhet mot brudd eller tilstand som kan sammenlignes med brudd



- kan oppta alle forutsatte laster og deformasjoner med tilfredsstillende sikkerhet mot velting, oppløft, knekking eller annen virkning som vesentlig endrer konstruksjonens statiske system
- har tilfredsstillende sikkerhet mot at ikke tilsiktede hendelser eller mangler skal kunne medføre skader eller ulykker som er uforholdsmessig store i forhold til den utløsende årsak
- er lokalisert slik at f.eks. snøskred, flom og oversvømmelse, jordskred, permanente store setninger eller at grunnen blir ``flytende" ikke får urimelig store konsekvenser

1.1.6 Konstruktiv utforming

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

- er tilpasset miljø og landskap og er logiske og konsekvente i sin oppbygging
- ivaretar estetiske hensyn spesielt når byggverket er lett synlig
- kan bygges på sikker og forsvarlig måte
- er tilpasset de stedlige grunn- og fundamenteringsforhold
- oppfører seg duktilt i bruddgrensetilstanden og er lite ømfintlige for lokale skader
- har entydig statisk system med enkle spenningsforløp og godt samsvar mellom beregningsmodell og virkelig konstruksjon
- har enkle detaljer uten store spenningskonsentrasjoner
- er lite ømfintlig for endringer i det statiske systemet, variasjoner i materialparametre, korrosjon og annen nedbryting og mulige feil og mangler ved utførelsen
- er enkle å utføre og gir tilfredsstillende atkomst for inspeksjon, vedlikehold og reparasjoner, samtidig som krav til trafikkavvikling kan ivaretas
- muliggjør utskifting av lagre, fugekonstruksjoner og eventuelle andre elementer som kan ha kortere levetid enn forutsatt for brukonstruksjonen, samtidig som krav til trafikkavvikling kan ivaretas
- er sikret tilfredsstillende mot at uvedkommende kan komme til i uønskede områder på brua som ved klatring på kabler, underflenser, buer etc.

1.1.7 Prosjekteringsprinsipper

Prosjekteringsreglene er basert på grensetilstandsmetoden.

Det sikkerhetsnivå som er lagt til grunn for Prosjekteringsreglene 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.



Spesielle forhold kan opptre som gjør det nødvendig å basere prosjekteringen på andre laster enn de som er oppgitt eller henvist til i Prosjekteringsreglene.

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

1.1.8 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 bestemmelser hvor betegnelsene benyttes.



1.2 Grunnlagsmateriale

1.2.1 Generelt

I det etterfølgende er det listet opp teknisk grunnlagsmateriale. Generell saksbehandling som høringer, skjønn, grunnerverv etc. er ikke tatt med. Grunnlagsmaterialet vil variere avhengig av om brua krysser vassdrag, fjord og sund, jernbane eller veg. I pkt. 1.2.3 er det listet opp hvilket grunnlagsmateriale som vanligvis skal foreligge for hvert av disse tilfellene.

1.2.2 Regelverk og dokumenthierarki

Prosjekteringsreglene gjelder foran dokumenter det henvises til. Inneholder Prosjekteringsreglene motstridende bestemmelser, skal spesielle bestemmelser gjelde foran generelle bestemmelser.

Dokumentasjonen og prosjekteringen skal for øvrig utføres i overensstemmelse med etterfølgende nevnte dokumenter. Inneholder disse bestemmelser som strider mot hverandre, skal dokumentene ha prioritet som oppsatt, dvs. gruppe A foran B osv. Innenfor hver gruppe med håndbøker gjelder prioritetsrekkefølgen: (1) forskrifter, (2) normaler, (3) veiledninger. Ved motstrid mellom håndbøker med samme status, gjelder yngre bestemmelser foran eldre. Håndboknummeret er i seg selv uten betydning for status. For dokumentene nevnt i etterfølgende gruppe A-I skal den versjon av dokumentet som er gyldig ved oppstart av prosjekteringen legges til grunn, hvis ikke annet er avtalt.

A: Statens vegvesens håndbøker:

Håndbok	V220	Geoteknikk i vegbygging
Håndbok	N100	Veg- og gateutforming
Håndbok	N200	Vegbygging
Håndbok	N500	Vegtunneler
Håndbok	R761	Prosesskode 1. Standard beskrivelsestekster for vegkontrakter
Håndbok	R762	Prosesskode 2. Standard beskrivelsestekster for bruer og kaier
Håndbok	R763	Konkurransesgrunnlag
Håndbok	R410	Kabler til hengebruer
Håndbok	R700	Tegningsgrunnlag
Håndbok	R411	Forvaltning, drift og vedlikehold av bruer
Håndbok	R510	Vann- og frostsikring i tunneler
Håndbok	N101	Rekkverk
Håndbok	R412	Bruklassifisering
Håndbok	V161	Brurekkverk



B: Statens vegvesens håndbøker:

Håndbok V430	Ferjeleier - 1: Landområder
Håndbok 100-1	Konstruksjoner i fylling
Håndbok V440	Bruregistrering
Håndbok V441	Inspeksjonshåndbok for bruer
Håndbok 141	Ferjeleier - 2: Ferjekaier
Håndbok R760	Styring av utbyggings-, drifts- og vedlikeholdsprosjekter
Håndbok V420	Utforming av bruer
Håndbok 167	Veger og snøskred
Håndbok 175	Standard ferjekaibruer
Håndbok 181	Standard ferjekaier. Kaitegninger
Håndbok V270	Tørrmuring med maskin
Håndbok 212	Metodikk for instrumentering, dokumentasjon og verifikasjon av konstruksjoner
Håndbok V421	Steinhvelvbruer
Håndbok 239	Bruklassifisering. Lastforskrifter 1920 - 1973 og brunormaler 1912 -1958
Håndbok V160	Standard vegrekkverk
Håndbok V221	Grunnforsterkning, fyllinger og skråninger
Håndbok 282	Sikring av veger mot steinskred
Håndbok 283	Sikring mot is-skred (under utarbeidelse)
Håndbok 284	Flom- og sørpeskred
Håndbok V137	Veger og drivsnø

C: Andre håndbøker eller internrapporter etc. utgitt av Statens vegvesen i den utstrekning slike er aktuelle eller henvises til i prosjekterings- eller konkurransegrunnlaget. Her nevnes:

Internrapport 1731: Sikring av overdekning for armering

Internrapport 2374: Forankring med bergbolter ved fundamentering av støttemurer og landkar på berg

D: Norske prosjekteringsstandarter med nasjonale tillegg og eventuelle rettelsesblad:

Generelt:

NS-EN 1990	Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner
NS-EN 1990/A1	Endringsblad A1(Annex A2: Bruer)
NS-EN 1317	Skadereduserende vegtiltak
NS 5814	Krav til risikovurderinger

*Allmenne laster:*

NS-EN 1991-1-1	Tetthet, egenvekt og nyttelaster i bygninger
NS-EN 1991-1-3	Snølaster
NS-EN 1991-1-4	Vindlaster
NS-EN 1991-1-5	Termiske påvirkninger
NS-EN 1991-1-6	Laster under utførelse
NS-EN 1991-1-7	Ulykkeslaster

Trafikklaster:

NS-EN 1991-2	Trafikklast på bruer
--------------	----------------------

Betongkonstruksjoner:

NS-EN 1992-1-1	Prosjektering av betongkonstruksjoner Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger
NS-EN 1992-2	Prosjektering av betongkonstruksjoner – Del 2: Bruer
NS-EN 12794	Prefabrikkerte betongprodukter. Fundamentpæler

Stålkonstruksjoner:

NS-EN 1993-1-1	Prosjektering av stålkonstruksjoner Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger
NS-EN 1993-1-3	Prosjektering av stålkonstruksjoner Del 1-3: Konstruksjoner av kaldformede tynnplateprofiler
NS-EN 1993-1-4	Prosjektering av stålkonstruksjoner Del 1-4: Konstruksjoner av rustfritt stål
NS-EN 1993-1-5	Prosjektering av stålkonstruksjoner Del 1-5: Plater påkjent i plateplanet
NS-EN 1993-1-6	Prosjektering av stålkonstruksjoner Del 1-6: Skallkonstruksjoner
NS-EN 1993-1-7	Prosjektering av stålkonstruksjoner Del 1-7: Plater påkjent normalt på plateplanet
NS-EN 1993-1-8	Prosjektering av stålkonstruksjoner Del 1-8: Knutepunkter og forbindelser
NS-EN 1993-1-9	Prosjektering av stålkonstruksjoner Del 1-9: Utmattingspåkjente konstruksjoner
NS-EN 1993-1-10	Prosjektering av stålkonstruksjoner Del 1-10: Materialets bruddseighet og egenskaper i tykkelsesretningen
NS-EN 1993-1-11	Prosjektering av stålkonstruksjoner Del 1-11: Kabler og strekkstag
NS-EN 1993-1-12	Prosjektering av stålkonstruksjoner Del 1-12: Konstruksjoner med høyfast stål
NS-EN 1993-2	Prosjektering av stålkonstruksjoner – Del 2: Bruer
NS-EN 1993-5	Prosjektering av stålkonstruksjoner – Del 5: Peler (spunt)

*Samvirkekonstruksjoner:*

- NS-EN 1994-1-1 Prosjektering av samvirkekonstruksjoner av stål og betong
Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger
- NS-EN 1994-2 Prosjektering av samvirkekonstruksjoner av stål og betong
Del 2: Bruer

Trekonstruksjoner:

- NS-EN 1995-1-1 Prosjektering av trekonstruksjoner
Del 1: Allmenne regler og regler for bygninger
- NS-EN 1995-2 Prosjektering av trekonstruksjoner – Del 2: Bruer

Geoteknikk:

- NS-EN 1997-1 Geoteknisk prosjektering – Del 1: Allmenne regler
- NS-EN 1997-2 Geoteknisk prosjektering – Del 2: Prosjektering basert på grunnundersøkelser og laboratorieprøver

Jordskjelv:

- NS-EN 1998-1 Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning
Del 1: Allmenne regler, seismiske laster og regler for bygninger
- NS-EN 1998-2 Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning
Del 2: Bruer
- NS-EN 1998-5 Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning
Del 5: Fundamenter, støttestruksjoner og geotekniske forhold

Aluminiumkonstruksjoner:

- NS-EN 1999-1-1 Prosjektering av aluminiumkonstruksjoner
Del 1-1: Allmenne regler
- NS-EN 1999-1-3 Prosjektering av aluminiumkonstruksjoner
Del 1-3: Utmattingspåkjennte konstruksjoner
- NS-EN 1999-1-4 Prosjektering av aluminiumkonstruksjoner
Del 1-4: Konstruksjoner av kaldformede tynnplateprofiler
- NS-EN 1999-1-5 Prosjektering av aluminiumkonstruksjoner
Del 1-5: Skallkonstruksjoner

E: Norske material- og utførelsesstandarder:

- NS-EN 206-1 Betong
Del 1: Spesifikasjon, egenskaper, fremstilling og samsvar
- NS-EN 13670 Utførelse av betongkonstruksjoner
- NS 3576 Armeringsstål. Mål og egenskaper
Del 3: Kamstenger B500NC
Del 4: Sveiste armeringsnett



NS-EN 10080	Armeringsstål. Sveisbar armering Del 1: Generelle krav
NS-EN 10088	Rustfrie stål
NS-EN ISO 3506	Mekaniske egenskaper for korrosjonsbestandige festelementer av rustfritt stål
NS-EN 1090-2	Utførelse av stålkonstruksjoner og aluminiumkonstruksjoner Del 2: Tekniske krav til stålkonstruksjoner
NS-EN 1090-3	Utførelse av stålkonstruksjoner og aluminiumkonstruksjoner Del 3: Tekniske krav til aluminiumkonstruksjoner
NS-EN 338	Konstruksjonstrevirke. Fasthetsklasser
NS-EN 1194	Trekonstruksjoner. Limtre. Fastheter og bestemmelse av karakteristiske verdier

F: Norske Standarder for tegning, prosjektdokumenter og overføring av prosjektdata som angitt i det følgende:

Byggtegninger:

NS 2401	Målestokker
NS 2402	Angivelse av pos.nr.
NS 3038	Angivelse av toleranser
NS 8301	Tekst
NS 8302	Linjer
NS 8303	Projeksjonsmetoder
NS 8304	Riss og snitt
NS 8305	Markering av flater. Skravering
NS 8306	Målsetting. Generelle regler
NS 8308	Målsetting. Metoder
NS 8330	Tegninger for betongkonstruksjoner
NS 2400	Format og fortrykk på tegneark
NS 2410	Tegning av bærende metallkonstruksjoner
NS 3037	Betongelementtegninger
NS 8307	Målsetting. Referanselinjer
NS 8331	Armeringssymboler
NS 8332	Armeringsspesifikasjoner
NS-EN ISO 3766	Forenklet tegnemåte for armering i betong
NS-EN ISO 5261	Forenklet tegnemåte for snitt av stenger og profiler
NS-EN ISO 5457	Størrelse og layout på tegneark
NS-EN ISO 8560	Tegnemåter for modulstørrelser, modullinjer og modulnett

Maskintegninger:

NS 1410	Målsetting
NS 1413	Toleranser - angivelse
NS 1416	Bretting av tegningskopier



NS 1418	Symboler og stykklistebetegnelser
NS 1400	Alminnelige tegningsprinsipper
NS 1403	Bokstaver og tall
NS 1404	Generelle tegningsregler
NS 1409	Tegning av gjengede deler
NS 1419	Angivelse av overflatebeskaffenhet
NS 1421	Angivelse av sveiser
NS 1424	Tegning av skruer
NS 2410	Tegning av bærende metallkonstruksjoner
NS-EN ISO 128-20	Generelle tegneregler. Grunnleggende prinsipper for linjer
NS-EN ISO 1302	Angivelse av overflatebeskaffenhet for teknisk produkt dokumentasjon
NS-EN ISO 3098-2	Skrift. Latinsk alfabet, tall og tegn
NS-EN ISO 6410-1	Gjenger og gjengede deler. Generelle bestemmelser

Prosjektdokumenter, beskrivelser:

NS 3450	Prosjektdokumenter for bygg og anlegg
NS 3459	Elektronisk overføring av prosjektdata

G: Andre forskrifter, retningslinjer, standarder eller publikasjoner etter særskilt avtale med Vegdirektoratet i det enkelte tilfelle.

H: Øvrige norske standarder som det henvises til.

I: Publikasjoner etc. utgitt av bransjeforeninger mv., og som det henvises til. Her nevnes:

Publikasjon 5	Prosjektering og utførelse av betongkonstruksjoner i vann, Norsk Betongforening
Publikasjon 14	Spennarmeringsarbeider, Norsk Betongforening
Stål Håndbok	Del 1: Produkter av stål og Del 3: Konstruksjoner av stål, Norsk Stålforbund
Peleveiledningen	Utarbeidet av Den norske Pelekomité, publisert av Norsk Geoteknisk Forening
NEK 400	Elektriske lavspenningsinstallasjoner

Øvrige forskrifter, retningslinjer, standarder eller publikasjoner som det måtte vises til, har prioritet etter forannevnte dokumenter.



1.2.3 Grunnlagsmateriale for bruer

1.2.3.1 Materiale for alle bruer

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

1.2.3.2 Tilleggsmateriale for bruer over vassdrag

- Lengdeprofil og tverrprofil av elveløpet
- Beskrivelse av elveløpet (jevnhet, bergblokker, stein, sand, dynn, vegetasjon, lokale strømforhold etc.)
- Vannføringsobservasjoner. Høyeste og laveste vannstand, om mulig med dato eller år. Opplysninger om dette kan innhentes hos NVE. Det henvises til NVE's publikasjon Katalog over nivellerte elver med korreksjoner og tillegg.
- Vannføringsberegninger om observasjoner ikke finnes. Det vil da være behov for opplysninger om nedbørsfelt, areal, lengde, høydeforskjell, sjøprosent, årsavløp.
- Ved vurdering av vannføringsobservasjoner og eventuelle vannføringsberegninger skal mulige effekter av klimaendringer også tas med i betraktningen
- Vannets surhetsgrad. Kan være aktuelt for spesielle konstruksjoner.
- Spesielle opplysninger om is og isgang, fløting, fiske, båttrafikk, båttyper og størrelse. Opplysninger om dette kan innhentes hos NVE, lokale myndigheter, organisasjoner, etc.
- Eventuelle krav til fri åpning for tømmer eller båttrafikk. Opplysninger innhentes hos lokale myndigheter, organisasjoner, store bedrifter, etc.

1.2.3.3 Tilleggsmateriale for bruer over fjorder og sund

- MV, HAT, LAT og eventuelt andre nødvendige tidevannsdata som bl.a. finnes i Tidevannstabeller for den norske kyst med Svalbard, som utgis av Statens kartverk Sjøkartverket. Alternativt kan det være behov for lokale målinger. Ved valg av dimensjonerende vannstand skal usikkerhet i bestemmelse av stormflo og mulig effekt av klimaendringer tas med i vurderingen.
- Opplysninger om strøm-, vind- og bølgeforhold. For større bruer utføres som oftest vind- og strømmålinger på brustedet. Bølger kan også måles på stedet, eller beregnes ut



fra vindhastighet og strøklengde (se håndbok V221 *Grunnforsterkning, fyllinger og skråninger*, kap. 3.4).

- Krav til seilåpning, merking av seilløp og opplysninger om skipstrafikk, båttyper og - størrelser, seilingshyppighet, etc. Opplysningene kan innhentes hos Kystverket/Sjøforsvaret.
- Spesielle opplysninger om isforhold, tømmerslep, fiske, etc. Opplysningene kan innhentes hos Kystverket, lokale myndigheter, organisasjoner etc.
- Krysningssløyve fra Kystverket.

1.2.3.4 Tilleggsmateriale for bruer over jernbane

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

1.2.3.5 Tilleggsmateriale for bruer over veg

- Grunnlagsmaterialet skal omfatte begge (alle) vegene i krysningen.
- Krysning (krysningspunkt, krysningsvinkel, krav til minste fri høyde og bredde).
- Opplysninger om eventuell framtidig utvidelse. Må avklares med vegvesen og kommuner.

1.2.3.6 Tilleggsmateriale for høye bruer og tårn

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

1.2.3.7 Tilleggsmateriale for eksisterende bruer

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

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



1.2.4 Tverrprofiler for bruer

1.2.4.1 Generelt

Valg av tverrprofil for bruer foretas i henhold til håndbok N100 *Veg- og gateutforming*.

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

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

Ved overliggende bærekonstruksjon, skal denne ha en sikkerhetsavstand $a \geq 0,5$ m til trafikkprofilen. Forutsetningen er brurekkverk i klasse H2. Hvis det brukes rekkverk med deformasjonsbredde større enn 0,5 m, skal den største verdien brukes, se håndbok N101 *Rekkverk*.

Se også figurene [1.7](#) – [1.12](#).

1.2.4.2 Fri bredde og framkommelighet

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

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

Eventuell kurveutvidelse kommer i tillegg.

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

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

1.2.4.3 Brurekkverk og kantdrager

Bruer og andre bærende konstruksjoner i veglinja med tilsvarende sikringsbehov, skal ha rekkverk iht. håndbøkene 231 *Rekkverk*, 267 *Vegrekkverk* og 268 *Brurekkverk*.

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 oppå brua, kan falle ned på underliggende områder minimaliseres.

Detaljerte geometrikrav til kantdrager framgår av figurene [1.1](#) – [1.4](#) og tabell [1.1](#).

Brukskategori	Ytterrekkverk vendt mot	Bredde kantdrager B (m)	Høyde kantdrager over belegning H (m)	Avfasing av øvre, indre hjørne b x h (mm)	Fall innover ok drager (%)
Vegbru	kjørebane	0,5 ¹⁾	0,15	70 x 70	5
	gangbane	0,3 ²⁾	0,15	70 x 70	5
	fortau	0,4	0,10	30 x 30	5
Gangbru		0,3	0,10	30 x 30	5

¹⁾ Breddekravet gjelder for styrkeklasse rekkverk = H2, se håndbok N101.

For styrkeklasse > H2 brukes B = 0,6 m hvis 0,5 m gir urimelig tett armering og vanskelig utstøping

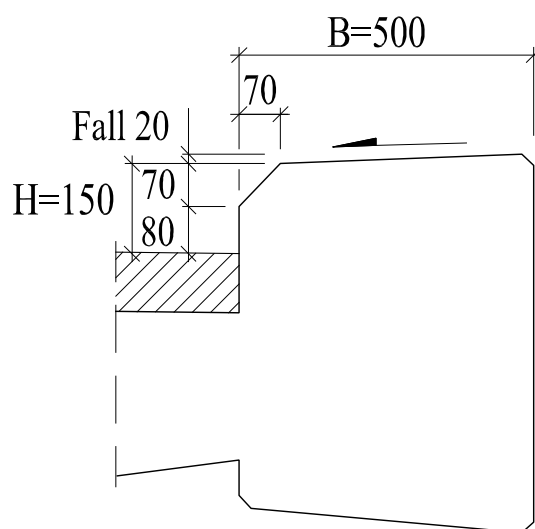
²⁾ Samme styrkekrav som til kantdrager på gangbruer

Tabell 1.1 – Kantdrager, brukskategori og geometrikrav
Gjelder for betong, stål og stålforsterket tre

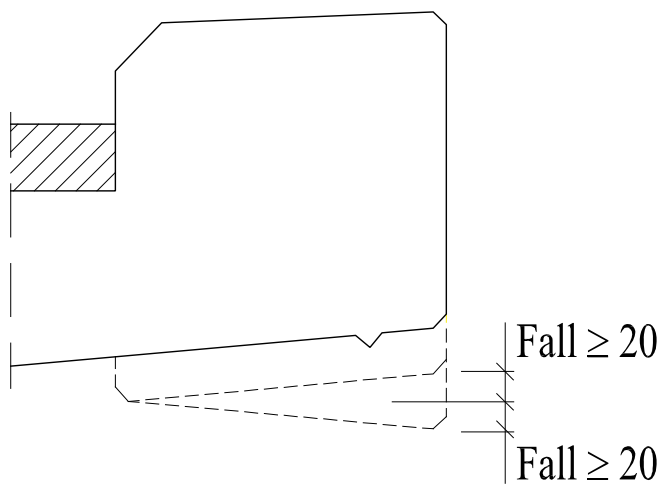
Ved økte laster f.eks. pga. støyskjerm, kan kantdragerbredden i tabellen økes med 0,1 m.

Bruenes ytterkanter skal ha dryppneser, uavhengig av om det kreves kantdrager eller ikke. Figur 1.1 – 1.3 viser kantdragere med diverse alternativer for utforming av dryppneser.

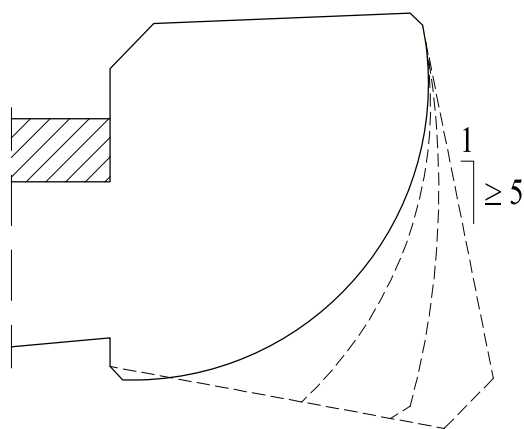
Unntatt fra kravet er hengebruer med behov for aerodynamisk utformet tverrsnitt.



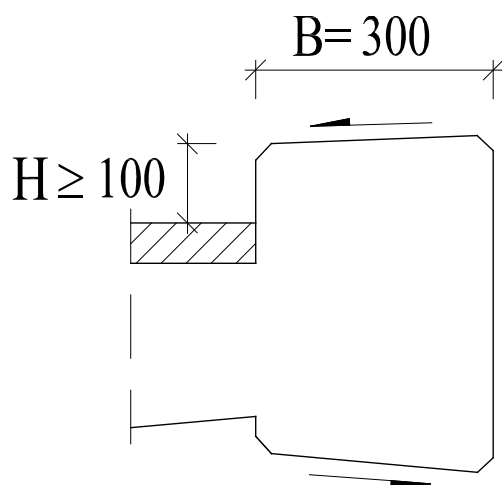
Figur 1.1 - Kantdrager for vegbruer
Geometrikrav til inner- og overkant (mål i mm)
Vertikale mål gjelder fra topp belegning



Figur 1.2 - Kantdrager for vegbruer.
Geometrikrav til underkant (mål i mm)

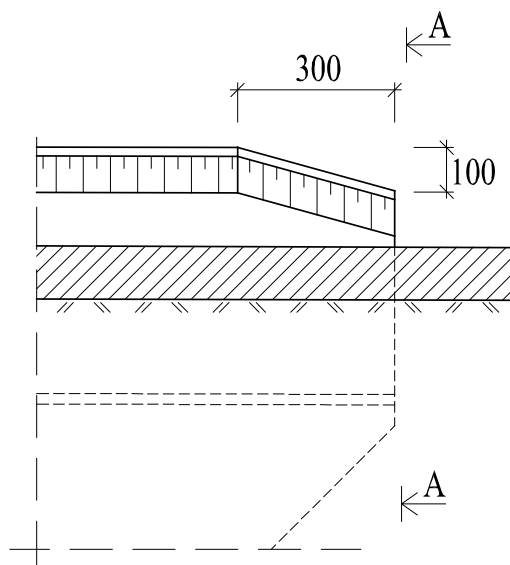


Figur 1.3 - Kantdrager for vegbruer.
Geometrikrav til ytterkant (mål i mm)

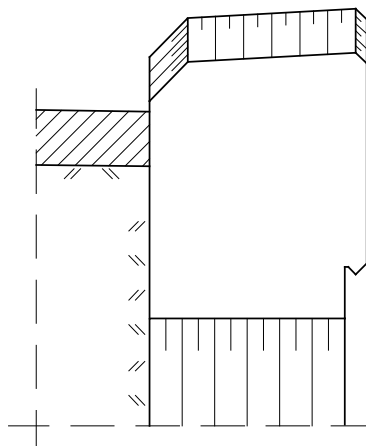


Figur 1.4 - Kantdrager for gangbru (mål i mm)

For landkarvinger med lav kantdrager, høyde 150 mm iht. håndbok V161 *Brurekkverk*, skal overkant kantdrager brekkes ned 100 mm over en lengde på 300 mm mot enden, se figur 1.5 og 1.6. Innside kantdrager skal avfases 70 mm x 70 mm. Avfasing av kantdrager skal følge overkant helt til vingeende.



Figur 1.5 – Endeavslutning for kantdrager. Oppriss



Figur 1.6 - Endeavslutning for kantroger. Snitt A - A

1.2.4.4 Fortau

Fortau er del av veg reservert for gående, og som ligger høyere enn kjørebanelen.

Fortau skal føres over bruer med samme bredde som tilstøtende gang- og sykkelveg. Minimum fri bredde er 2,5 m, se håndbok N100. Fortauet skal være adskilt fra kjørebanelen med en minimum 0,15 m høy føringskant målt fra topp slitelag i kjørebanelen. For lavere kant, se NS-EN 1991-2 mht. økte trafikklaste.

1.2.4.5 Gangbane

Når gangveg eller gang- og sykkelveg skilles fra kjørebanelen med rekkverk, defineres i denne håndboken det avsatte arealet som gangbane. Mellomrekkverket skal være iht. håndbok N101 *Rekkverk*.

Gangbane føres over bruer med samme fri bredde som for tilstøtende gang- og sykkelveg. Minimum fri bredde er 3,5 m, se håndbok N100.

1.2.4.6 Sikkerhetsrom

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

Sikkerhetsrom er mest aktuelt på bruer uten gang- og sykkelveg, som motorvegbruer.

1.2.4.7 Gangbru

Separate bruer for gangtrafikk eller gang- og sykkeltrafikk defineres i denne håndboken som gangbruer. Disse skal minimum ha en fri bredde på 3,5 m.

Gående kan være adskilt fra syklende med eget fortau. Fortauet bør da ha minimum fri bredde på 2,0 m og skilles fra sykkelbanen med en minimum 0,10 m høy kant målt fra topp slitelag i sykkelbanen. Sykkelbanen bør ha minimum fri bredde på 3,0 m, dvs. at minimum total fri bredde bør være 5,0 m.

Som overgangsbru skal behov for ekstra oppleggsplass for snø vurderes.

1.2.5 Fri høyde og bredde

For laster fra påkjøring/påseiling av kjøretøy, skip eller jernbane, se henholdsvis pkt. 2.7.2, 2.7.3 og 2.7.4, samt NS-EN 1991-1-7 og NS-EN 1991-2.

1.2.5.1 Fri høyde for vegtrafikk under bruer og for bærende elementer over kjørebane Krav til fri høyde på vegnettet er gitt i håndbok N100 *Veg- og gate-utforming*. Ved prosjektering skal minste fri høyde for veg under overgangsbruer være 4,90 m. Kravet inkluderer bygge- og belegningstoleranser. Krav til fri høyde i tunnelportaler er gitt i håndbok N500 *Vegtunneler*.

Det samme høydekravet gjelder for bruer med overliggende bærekonstruksjoner. Kravet gjelder fra overkant belegning til underkant konstruksjon. Høydekravet gjelder også for fortau og gangbane. Utgangspunkt for høydekravet er nivå for overkant slitelag i kjørebane, se figurer 1.7 – 1.12.

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

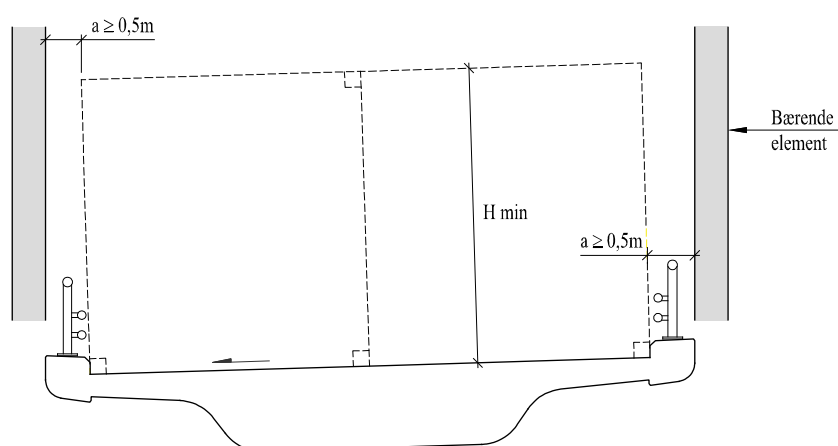
For bruer over gang- og sykkelveg og for underganger er kravet til minste fri høyde 3,10 m. Dette inkluderer 0,10 m i bygge- og belegningstoleranser. Det samme høydekravet gjelder for bruer med overliggende bærekonstruksjoner. Kravet gjelder fra overkant belegning til underkant konstruksjon.

1.2.5.3 Overliggende bæresystem og minsteavstander sidevegs

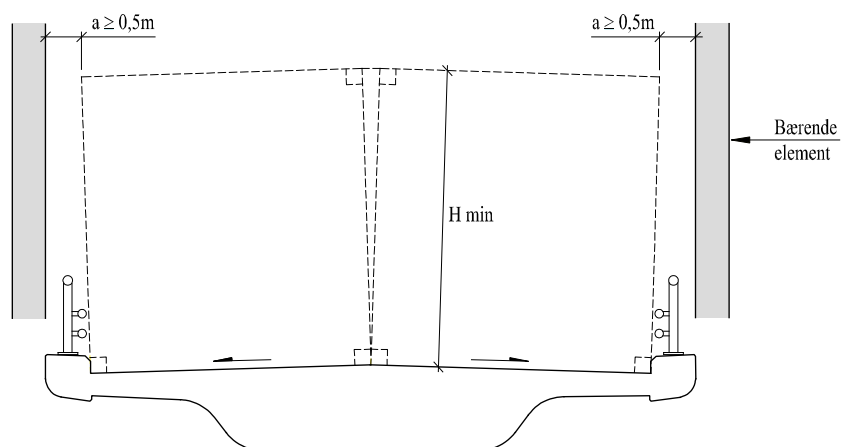
For enkelte brutyper er det krav til sidevegs klaring til bærende elementer, som f.eks. skråstag, hengestenger, fagverksstaver etc.

For vegbruer er kravet til minimum sideavstand $a = 0,5$ m, som definert i figurer 1.7 – 1.12. Kravet gjelder også med fortau og for ytre rekkverk i forbindelse med separat gangbane.

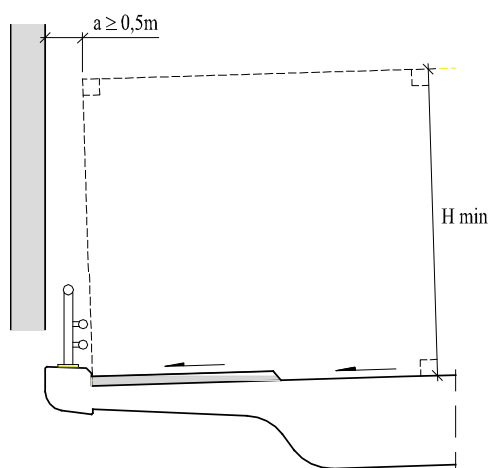
For gangbruer er kravet til minimum sideavstand $a = 0,2$ m.



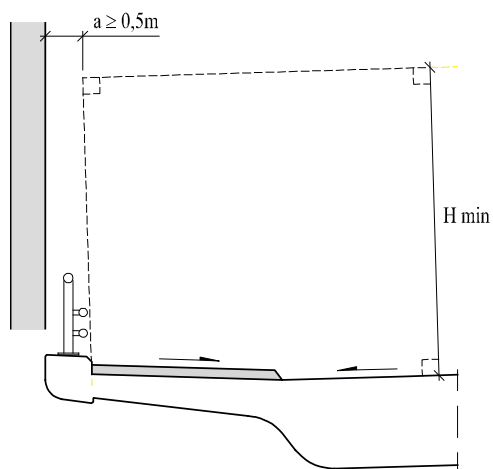
Figur 1.7 - Fri høyde og bredde over kjørebane med ensidig tverrfall



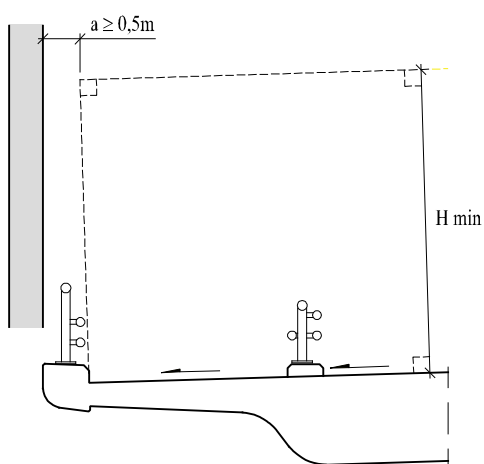
Figur 1.8 - Fri høyde og bredde over kjørebane med tosidig tverrfall



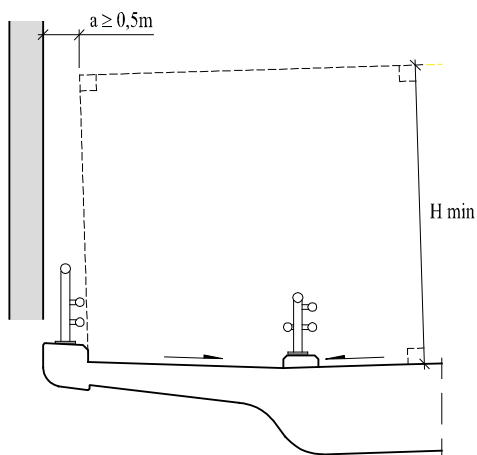
Figur 1.9 - Fri høyde og bredde over fortau



Figur 1.10 - Fri høyde og bredde over fortau



Figur 1.11 - Fri høyde og bredde over gangbane



Figur 1.12 - Fri høyde og bredde over gangbane

1.2.5.4 Fri høyde i sideterreng for trafikkert veg under bruer

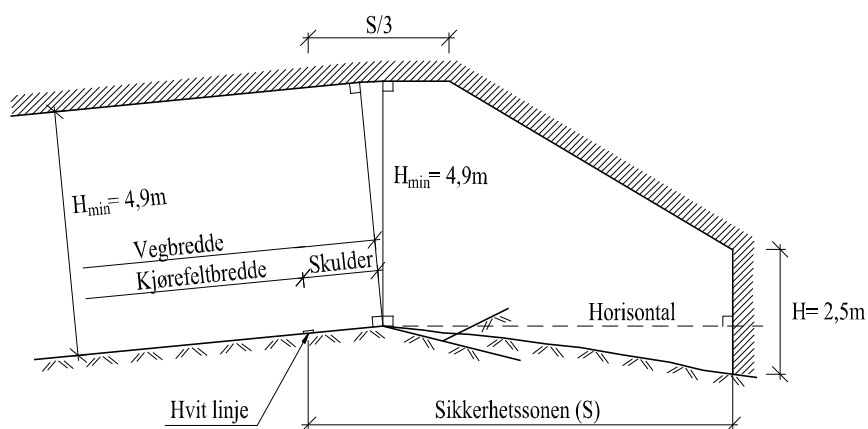
Inntil veg uten rekkverk er det definert krav til fri høyde i sikkerhetssonen avhengig av avstand fra kjørebane kant. Konstruktive elementer eller deler av disse som ligger lavere enn høydekravet, utløser krav om vegrekkverk.

Figur 1.13 viser krav til fri høyde i sikkerhetssonen.

Veggeometri (vegbredd, kjørefeltbredd og skulder) framgår av håndbok N100.

Beregning av sikkerhetssonens bredd S og fri høyde framgår av håndbok N101 *Rekkverk*.

For påkjøringslaster, se pkt. 2.7.2 (s.).



Figur 1.13 - Geometri for overbygning som ikke utløser krav om rekkverk

1.2.5.5 Fri høyde og bredde for jernbanetrafikk etc.

Det vises til Jernbaneverkets og andre baneieeres tekniske regelverk.

1.2.5.6 Fri høyde over vassdrag

Fri høyde over vassdrag skal normalt velges slik at flomvannstanden tilsvarende en flom med returperiode på 200 år, har minst 0,5 m klaring mot overbygningen. Klaringen bør velges større når flommen har stor vannhastighet og fører med seg drivende gjenstander.

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

1.2.5.7 Fri høyde over fjorder og sund

1.2.5.7.1 Utenom farled

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

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

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

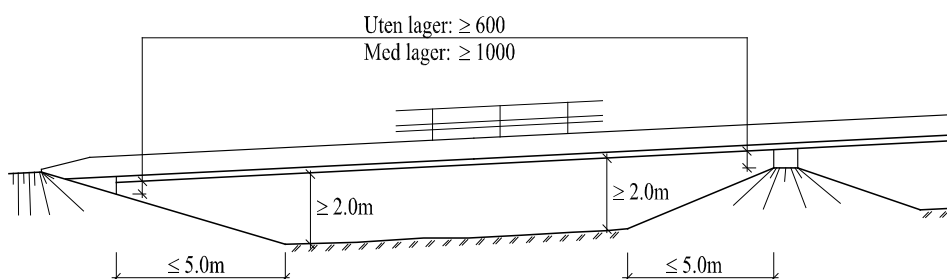
1.2.5.7.2 Over farled

Kystverket gir generelle rammer for utforming og standard for de ulike typer farleder, bl.a. krav til fri seilåpning med plassering for bruer over fjorder og sund. Bygging av slike bruer er dermed tiltak som krever tillatelse etter havne- og farvannsloven.

Det skal legges inn tilstrekkelige marginer i bruas vertikalkurvatur mht. nedbøyninger etc. som sikrer at kravet til fri seilåpning er oppfylt gjennom hele bruas levetid.

1.2.5.8 Fri høyde over terreng

Krav til minste fri høyde fra terreng til underkant bru er 2,0 m. Minste fri høyde kan avtrappes lineært til 0,6 m mot landkar eller søyle uten lager, målt inntil frontmur eller søyle. Avtrappingen kan foretas i bruas lengderetning over maksimalt 5,0 m lengde. For landkar eller søyle med lager, er minste fri høyde inntil frontmur eller søyle 1,0 m, med samme krav til avtrappingslengde som nevnt foran.



Figur 1.14 - Fri høyde over terreng. Målt vertikalt fra terrengnivå til underkant bru



1.3 Utførelse

1.3.1 Generelt

1.3.1.1

Prosjekteringsreglene omfatter krav og bestemmelser med hensyn til utførelsen av fabrikasjons- og byggearbeider i den utstrekning disse har betydning for prosjekteringen av brukonstruksjoner.

1.3.1.2

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

1.3.2 Toleranser og geometrikontroll

1.3.2.1

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

1.3.2.2

Krav til fabrikasjons- og byggetoleranser er gitt i Statens vegvesens håndbøker: - Håndbok R762 *Prosesskode 2*

- Håndbok R410 *Kabler til hengebruer*

Andre toleransekrav kan gjelde for spesielle konstruksjonstyper; det vises til pkt. 5 og 6.

Gjeldende toleranser skal framgå av produksjonsunderlaget.

1.3.2.3

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

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

1.3.2.4

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

1.4 Krav til dokumentasjon

1.4.1 Generelt

1.4.1.1

Med dokumentasjon forstås prosjekteringsgrunnlag, oversiktstegning, beskrivelser, arbeidstegninger, materialister, spennlister og beregninger. Under dokumentasjon inngår også utredninger, undersøkelser og rapporter som utgjør en del av prosjekteringsoppdraget.

Dokumentasjonen skal også omfatte inspeksjons-, drifts- og vedlikeholdsplan (IDV-plan). Det vises til pkt. [1.4.7 \(s. \)](#).

1.4.1.2

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

1.4.1.3

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

1.4.1.4

Dokumentasjonen av den ferdige konstruksjonen skal være ajourført.

1.4.1.5

Den utførte prosjekteringskontrollen skal fremgå av dokumentasjonen. Det vises til pkt. [1.5 \(s. \)](#).

1.4.1.6

Den prosjekterende skal angi eventuelle deler av konstruksjonen hvor en nøye kontroll av utførelsen er spesielt viktig, slik at dette kan innarbeides i kontrollplanene for bygggearbeidene. Det vises til pkt. [1.3.1.2 \(s. \)](#).

1.4.1.7

Om ikke annet er avtalt, skal dokumentasjonen være på norsk.

1.4.1.8

All dokumentasjon skal foreligge elektronisk.

1.4.2 Prosjekteringsgrunnlag

Av prosjekteringsgrunnlaget skal fremgå:

- beskrivelse av natur- og grunnforhold
- dimensjoneringsklasse (veg), trafikkmengde (ÅDT), eksponeringsklasser og eventuell salting
- beskrivelse av konstruksjonen inkl. fundamentering



- lastantagelser og begrunnelse for disse
- valg av konstruksjonsmaterialer med angivelse av materialparametere og opplysninger om bestandighet
- forutsetninger med hensyn til byggemetode og utførelseskontroll
- øvrige forutsetninger for konstruksjonsberegningene
- eventuelle godkjente fravik fra bestemmelser, se pkt. [1.1.2](#) og [3.1.3](#)

1.4.3 Konstruksjonsberegninger

1.4.3.1

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

Dersom nye eller uvante metoder ønskes benyttet, skal disse dokumenteres og godkjennes.

1.4.3.2

Av beregningene skal fremgå:

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

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

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



1.4.3.3

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

1.4.3.4

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, jfr. pkt. 1.4.1.8 og 1.4.9.1.

1.4.4 Beskrivelse og mengdefortegnelse

1.4.4.1

Beskrivelse og mengdefortegnelse skal i innhold, redigering og omfang være i samsvar med Statens vegvesens håndbøker 025 og 026 Prosesskode, og 066 Konkurransesgrunnlag.

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

1.4.4.2

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

1.4.5 Tegninger og materiallister

1.4.5.1 Generelt

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

Tegninger utarbeides normalt i A1-format til bruk som arbeidstegninger på byggeplass, A3-format til øvrig filutveksling dersom annet ikke er avtalt, og ellers etter bestemmelsene i Statens vegvesens PROF-manual. Tegninger skal være slik organisert og målsatt at håndverkere kan bygge konstruksjonen del for del, uten å søke informasjon på tegninger som viser andre deler av konstruksjonen.

1.4.5.2 Oversiktstegninger

Oversiktstegning utføres som beskrevet i håndbok R700, pkt. 2.11. Bruer skal deles inn i akser. Aksenummereringen skal følge stigende profilnr. på vegen og akse 1 skal legges ved laveste profilnummer. Oppriss skal i tillegg til krav i håndbok R700 vise:

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



Årstall for ferdigstillelse av byggverket skal påføres tegningen under Merknader.
Se også pkt. [1.4.8 \(s. \)](#).

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

1.4.5.3 Utbyggings- og montasjetegninger

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

1.4.5.4 Fundamenteringstegninger

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

For tegninger som viser utførelse i betong, stål, tre og aluminium, vises det til etterfølgende punkter [1.4.5.5 – 1.4.5.8](#) som også gjelder for fundamenteringstegninger.

Det skal lages egne tegninger som viser fundamenteringsplan.

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

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

For peler til berg skal detaljer som viser innmeisling av pelespiss i berg tegnes spesielt.

1.4.5.5 Betongtegninger

Ved prosjekteringen utarbeides et produksjonsunderlag i samsvar med NS-EN 1992 og NS-EN 13670 pkt. 4.2.

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

Form- og armeringstegninger skal normalt være i målestokk 1:50. Med unntak for underordnede, enkle bygningsdeler skal det være separate form- og armeringstegninger. Tegningene skal inndeles etter konstruksjonsdeler slik at alle nødvendige opplysninger for utførelse av den enkelte konstruksjonsdel er å finne på én enkelt eller på et fåtall tegninger.

Formtegningene skal vise bygningsdelene i plan, oppriss (ev. lengdesnitt), tverrsnitt og nødvendige detaljer. Ev. overhøyder skal angis, enten på egen tegning eller på formtegning. Spesielle detaljer eller spesiell utførelse som innstøpningsdetaljer o.l., skal i nødvendig



utstrekning være vist i stor målestokk, enten på formtegningene eller på separate tegninger (f.eks. typetegninger).

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

Spennarmeringstegningene skal vise beliggenheten av hver enkelt kabel definert i bruas høyde- og tverretning i hele kabelens lengde. Mål og vinkler/helninger i støpeskjøter og forankringsdetaljer angis spesielt. Spennlister utarbeides av spennarmeringsleverandør. Vedr. ansvarsfordeling mellom byggherre/rådgiver og utførende/leverandør på spennarmering, vises det til Norsk Betongforenings publikasjon nr. 14, kap. A4.

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

1.4.5.6 Ståltegninger

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

Hovedtegningene i oppriss skal normalt være i målestokk 1:50. Tegninger av spesielle detaljer og av skrueskjøter, tverrkryss og lignende skal være i større målestokk. Alle sveiser skal være påført med sine respektive dimensjoner og sveise- og bearbeidingsymboler. Viktige sveiser og sveiser med spesiell utforming skal vises i snitt og i stor målestokk. Tegningene skal påføres utførelsesklasse, og dersom dette er hensiktsmessig, stålkvalitet. På de aktuelle tegningene skal det påføres skruesymboler og fasthetsklasser.

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

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

1.4.5.7 Tretegninger

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

Hovedtegningene i oppriss skal normalt være i målestokk 1:50. Tegninger av spesielle detaljer, som for eksempel knutepunkter, ledd, dekkeavslutning, rekkverksinnfesting og lignende skal være i så stor målestokk at utførelse og virkemåte klart fremgår. Alle bolte- og



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

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

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

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

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

1.4.5.8 Aluminiumtegninger

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

Hovedtegningene i oppriss skal normalt være i målestokk 1:50. Tegninger av spesielle detaljer og av skrueskjøter, tverrkryss og lignende skal være i større målestokk. Alle sveiser skal være påført med sine respektive dimensjoner og sveise- og bearbeidingsymboler.

Viktige sveiser og sveiser med spesiell utforming skal vises i snitt og i stor målestokk. Tegningene skal påføres utførelsesklasse, og dersom dette er hensiktsmessig, legeringsbetegnelse og tilstand. På de aktuelle tegningene skal det påføres skruesymboler og kvalitet på skruer og eventuelle hylser og pakninger.

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

Det skal utarbeides materialister inneholdende posisjonsnummer, dimensjoner, antall, vekt, legering og tilstand for samtlige aluminiumdeler.

1.4.5.9 Belegnings- og utstyrstegninger

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

For tegninger som viser utførelse i betong, stål, tre og aluminium, vises det til pkt. [1.4.5.5](#) – [1.4.5.8](#) som også gjelder for belegnings- og utstyrstegninger.



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

Rekkverkstegninger skal vise avslutninger av rekkverket, evt. overgangsrekkverk til vegrekkverk.

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

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

1.4.6 Avtaler med eksterne eiere

Når brua ikke skal eies og vedlikeholdes av staten eller fylkeskommunen, skal det inngås skriftlig avtale om eierskap og vedlikeholdsansvar. Samme krav om avtale gjelder for eksternt eide kabler og ledninger gjennom brua, se pkt. [7.2.7](#).

1.4.7 Inspeksjons-, drifts- og vedlikeholdsplan

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

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

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

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

Vedlikeholdsplan: Omfatter beskrivelse av vedlikeholdsaktiviteter som vedlikehold av overflatebehandling og utskifting av elementer, f.eks. fugekonstruksjon, som med sikkerhet vil komme til utførelse i bruas levetid.

Tegning: IDV-planen skal innarbeides på egen tegning.

Trafikkavvikling: IDV-planen skal utarbeides slik at krav til trafikkavvikling er tilfredsstilt mens arbeider utføres på brua. Det vises til pkt. [1.1.4.3](#) og [1.2.4.1](#).



1.4.8 Tegninger av ferdig konstruksjon

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

Det skal utarbeides en tegningsliste for hver bru. Av tegningslisten skal det framgå hvem som har utarbeidet tegningen samt filnavn på pdf-tegningen.

Tegningene skal merkes "Som bygd". Disse skal leveres på følgende måte: Elektronisk i pdf-format til godkjenningsmyndigheten i Statens vegvesen, sammen med ett sett tegninger på papir i A3-format.

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

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

1.4.9 Øvrig dokumentasjon av ferdig konstruksjon

1.4.9.1

Øvrig dokumentasjon skal leveres elektronisk i pdf-format, ev. scannet i pdf-format hvis original ikke foreligger elektronisk.

1.4.9.2

Ajourført inspeksjons-, drifts- og vedlikeholdsplan (IDV-plan), se pkt. [1.4.7](#), leveres godkjenningsmyndighet og brueier i samme format som gitt i pkt. [1.4.9.1](#) foran.

1.4.10 Arkivering

1.4.10.1

Statens vegvesen har ansvaret for at ajourført dokumentasjon, tegninger og saksdokumenter for ferdig bru/byggverk oppbevares så lenge brua/byggverket eksisterer, eventuelt lengre dersom materialet har museal verdi.

1.4.10.2

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



1.5 Kontroll og godkjenning

1.5.1 Kontroll utført av den prosjekterende

Prosjekteringen skal ledes, utføres og kontrolleres av fagfolk med inngående teoretisk kunnskap og praktisk innsikt.

Den prosjekterende plikter å sette seg inn i hvilke kontroll- og godkjenningsprosedyrer som gjelder i det enkelte tilfelle og tidsfristene for gjennomføring av kontroll og godkjenning, jf. pkt. [1.5.4.2.7 \(s. \)](#).

Alle beregninger og tegninger skal kontrolleres av en annen kyndig person enn den som har utarbeidet disse (kollegakontroll iht. NS-EN 1990), og skal signeres av begge. Beregninger og tegninger skal videre underskrives og dateres av en person som har overordnet ansvar og nødvendig fullmakt før dokumentene oversendes godkjennings-myndigheten for kontroll og godkjenning. Armerings- og materiallister og lignende som normalt ikke omfattes av godkjenningsordningen og som sendes direkte fra den prosjekterende til byggeplassen, skal også være kontrollert av en annen kyndig person før materialet oversendes.

Kollegakontrollen inngår som en del av prosjekteringsoppdraget.

Kollegakontrollen skal utføres i henhold til en på forhånd etablert kontrollplan, som utarbeides av den prosjekterende. Kontrollform og -omfang velges ut fra prosjektets vanskelighetsgrad og pålitelighetsklasse, jf. pkt. [4.2.4 \(s. \)](#), og skal sammen med kontrollrutiner, sjekklister og lignende, framgå av kontrollplanen.

1.5.2 Kontroll for godkjenning (Uavhengig kontroll)

Prosjekteringsmateriale for veg- og gangbruer, ferjekai og andre bærende konstruksjoner, se pkt. [1.1.1 \(s. \)](#) og pkt. [1.1.3 \(s. \)](#), med tilknytning til riksveger skal kontrolleres og arbeidstegninger godkjennes av Statens vegvesen, Vegdirektoratet. Krav om kontroll og godkjenning gjelder også for hjelpekonstruksjoner samt for øvrig prosjektering innen virkeområdet for Prosjekteringsreglene som omtalt i pkt. [1.1.1 \(s. \)](#).

I forbindelse med kontroll og godkjenning av arbeidstegninger gjennomføres det en uavhengig kontroll i henhold til klasse for utvidet prosjekteringskontroll etter NS-EN 1990. Denne kontrollen utføres av Statens vegvesen eller av rådgivende ingeniører engasjert av Statens vegvesen.

Kontroll av prosjekteringen skal verifisere at kravene i Prosjekteringsreglene, grunnlagsmateriale og dokumenter det henvises til, er oppfylt. For øvrig vises til pkt. [1.2 \(s. \)](#).

Den som utfører kontrollen skal ikke delta i prosjektering eller utførelse av det tiltaket som kontrolleres, og skal være uavhengig av det foretaket som utfører prosjekteringen. Dette innebærer for eksempel at prosjektering utført av et privat konsulentfirma skal kontrolleres enten av et annet uavhengig konsulentfirma eller av Statens vegvesen. Tilsvarende skal prosjektering utført av Statens vegvesen kontrolleres enten av et uavhengig konsulentfirma eller av en annen driftsenhet i Statens vegvesen (med driftsenhet menes i denne sammenheng en region eller Vegdirektoratet).



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

1.5.3 Informasjonsplikt

1.5.3.1

Statens vegvesen kan kreve å få alt materiale og alle opplysninger som er nødvendig for vurdering av om prosjekteringen utføres i samsvar med de til enhver tid gjeldende bestemmelser og i overensstemmelse med tidligere erfaring og anerkjent praksis innen fagområdet. Er ikke dette oppfylt, kan det også kreves at den prosjekterende legger fram tilleggsinformasjon som for eksempel sikkerhetsstudier og konsekvensanalyser. Informasjonen skal oversendes i en form som Statens vegvesen finner hensiktsmessig. Nevnte dokumentasjon skal anses som del av prosjekteringen, og berettiger ikke til økning av tids- og kostnadsrammene for et eventuelt prosjekteringsoppdrag.

1.5.3.2

Statens vegvesen kan videre kreve å få materiale og informasjon i tillegg til det som er nevnt i pkt. [1.5.3.1](#). Dersom dette anses å berettige økning av tids- og kostnadsrammene for et eventuelt prosjekteringsoppdrag, skal økningen av rammene avtales på forhånd i det enkelte tilfelle.

1.5.3.3

Dersom den prosjekterende unnlater å legge fram den dokumentasjon eller tilleggsinformasjon som Statens vegvesen anser nødvendig for kontrollen, vil godkjenning ikke bli gitt.

1.5.4 Godkjenning

1.5.4.1 Generelt

1.5.4.1.1

Godkjenning av teknisk standard og sikkerhet for bruer i tilknytning til riksvegnettet gis av Trafikksikkerhet, miljø- og teknologiavdelingen ved Bruseksjonen, på bakgrunn av utført uavhengig kontroll, jf. pkt. [1.5.2 \(s. \)](#).

1.5.4.1.2

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

1.5.4.1.3

Ved kontroll og godkjenning legger Statens vegvesen vekt på at konstruksjonen har tilfredsstillende teknisk standard og sikkerhet og at grunnlaget for prosjekteringen er klart definert og i samsvar med gjeldende krav.



1.5.4.2 Vegdirektoratets godkjenningsordning

1.5.4.2.1 Generelt

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

For større bruer bør forprosjekt gjennomgås av Bruseksjonen før prosjektering starter.

Omfanget av Bruseksjonens kontroll vil avhenge av konstruksjonens vanskelighetsgrad og den prosjekterendes tidligere erfaring med den aktuelle brutypen. Kontrollen vil normalt ikke omfatte tallkontroll av geometridata, armerings- eller materiallister.

1.5.4.2.2 Utstyr, produkter mv. som ikke omfattes av godkjenningsordningen

Utstyr, komponenter mv. som er godkjent av andre instanser, for eksempel utstyr med CE-merking, skal ikke godkjennes av Statens vegvesen, men tegninger av produktet samt dokumentasjon på godkjenningen skal vedlegges prosjekteringsmaterialet for kontroll mht. riktig bruk. Som eksempel kan nevnes heisanordning for ferjekaibruer, løftemaskineri for bevegelige bruer, avfuktingsanlegg for stålkonstruksjoner, inspeksjons- og vedlikeholdsvogner m.v.

For noen produkter, f.eks. rekkverk og annet vegutstyr, har Statens vegvesen egen godkjenningsordning (typegodkjenning). Planer for bruk av slike produkter skal likevel omfattes av kontroll- og godkjenningsordningen som beskrevet i pkt. 1.5.

1.5.4.2.3 Oversendelse av prosjekteringsmateriale

Hvis ikke annet er avtalt, gjelder følgende regler ved oversendelse av prosjekteringsmateriale for kontroll og godkjenning:

Regionvegkontoret, eller den prosjekterende på vegne av regionvegkontoret, sender Bruseksjonen to sett papirkopier av tegningene og ett sett papirkopier av øvrig dokumentasjon med forespørsel om godkjenning. Dersom det er engasjert kontrollkonsulent, skal i tillegg ett sett papirkopier av tegninger og øvrig dokumentasjon sendes til kontrollkonsulenten, hvis ikke annet er avtalt. I tillegg til papirkopier oversendes tegninger og beregninger til Vegdirektoratet pr. e-post i pdf-format. Dersom prosjekteringen utføres av Statens vegvesen, legges tegninger og beregninger inn i Statens vegvesens arkivsystem, i tillegg til oversendelse av papirkopier som nevnt foran. Oversendelsen skal ledsages av et følgeskriv som inneholder en liste over tegninger og øvrig dokumentasjon.

Dokumentasjonen skal være i samsvar med kravene i pkt. 1.4.

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



1.5.4.2.4 Teknisk godkjenning

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

- teknisk delgodkjenning
- godkjenning av arbeidstegninger

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

For følgende konstruksjonstyper, eller konstruksjonstyper med tilsvarende vanskelighetsgrad, skal teknisk delgodkjenning eller samlet teknisk godkjenning alltid være gitt før konkurransegrunnlaget sendes ut på tilbudskonkurranse:

- hvelvbruer, bue- og fagverksbruer
- bjelkebruer i stål, samvirkebruer
- kasse- og fritt frambyggbruer
- henge- og skråstagbruer
- rør- og flytebruer
- bevegelige bruer, ferjekaier (inkl. ferjekaibruer mv.)
- løsmassetunneler helt eller delvis neddykket i vann
- bruer med uinjisert/ ekstern spennarmering
- veglokk/ vegoverbygg
- bruer bygget i uvanlige konstruksjonsmaterialer som f.eks. aluminium og kunststoff/ komposittmaterialer
- konstruksjoner med kompliserte fundamenteringsforhold, for eksempel fundamentering på peler

Videre anbefales at følgende konstruksjoner er kontrollert og gitt teknisk delgodkjenning eller samlet teknisk godkjenning før utsending på tilbudskonkurranse:

- konstruksjoner med stor totallengde og dermed store økonomiske konsekvenser ved endring, for eksempel platebruer, skredoverbygg mv. med totallengde større enn 100m
- konstruksjoner som den prosjekterende har begrenset erfaring med

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

Teknisk delgodkjenning gis ikke i forbindelse med totalentrepriser.

1.5.4.2.5 Teknisk delgodkjenning

Teknisk delgodkjenning er første trinn i godkjenningsprosessen når denne deles i to trinn. Formålet med kontroll for teknisk delgodkjenning er å sikre at dokumentasjonen er så grundig gjennomarbeidet at det ikke oppstår behov for endringer med store tids- og kostnadmessige konsekvenser etter at kontrakt er inngått med utførende entreprenør.



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

- prosjekteringsgrunnlag (laster, materialer, metode for korrosjonsbeskyttelse, tilleggsmateriale for eksisterende bruer (se pkt. 1.2.3.7), grunnrapport mv.) som beskrevet i pkt. 1.4.2 (s.)
- eierskap og vedlikeholdsansvar når brua ikke skal eies og vedlikeholdes av staten eller fylkeskommunen (inngått avtale)
- vurderinger av grunnlagsmaterialet og eventuelle initiativ som er tatt for supplerende undersøkelser
- oversiktstegning jf. punkt 1.4.5.2 (s.)
- tegninger som viser form for bruas over- og underbygning, typiske detaljer, sikring mot kollisjonskrefter på pilarer og søyler, erosjonssikring, elveregulering og lignende samt beskrivelse av utførelse og omfang for alle tiltak som har betydning for byggverkets funksjon
- for spennarmerte konstruksjoner: tegninger som viser beliggenhet av hver enkelt kabel med forankringer og eventuelle skjøter, definert i bruas høyde- og tverretning i hele kabelens lengde
- Utdrag av statiske beregninger som viser beregningsforutsetninger, lastvirkninger og dimensjoner samt tilhørende kapasiteter for typiske snitt. Utdraget skal sammen med tegningene entydig definere byggverket.
- type slitelag og eventuell fuktisolering
- rekkverkstype, jf. pkt. 7.2.1 (s.)
- For aluminiumkonstruksjoner skal valgte legeringstyper og tilstander med tilhørende mekaniske egenskaper (flytegrense, bruddspenning, bruddforlengelse, elastisitetsmodul og reduksjonsfaktor for varmepåvirket sone) framgå av prosjekteringsgrunnlaget. Videre skal mekaniske egenskaper for skruer og sveisetilsettmaterialer framgå.
- teknisk del av konkurransegrunnlag med forutsetninger for og beskrivelse av byggverkets utførelse og drift (dokumentliste i kap. A1 og kap. D 1)).
- beregning av nødvendige tverrsnitt og avstivningssystemer for stål- og aluminiumkonstruksjoner; de viktigste skjøtene bør være dimensjonerte
- målsatte formtegninger for alle hoveddeler av konstruksjonen
- tegninger som viser armeringen i de mest påkjente snitt
- tegninger som viser rekkverkløsning, lager- og fugekonstruksjoner, eventuelle belyningsanordninger, sluk og drenasjesystemer og lignende utstyr
- tegningsliste

¹⁾ Kapittelinnndeling er endret i revidert utgave av håndbok T763.



I tillegg bør følgende være oppfylt:

- beregning og dimensjonering av typiske fundamenter
- stabilitetsberegninger for landkar og støttekonstruksjoner
- kontroll av bruksgrensetilstanden for de mest påkjente snitt
- kontroll av installasjoner, se pkt. 7.2.7.2 (s.).

For konstruksjoner der aluminium inngår i hovedbæresystemet, kan det i spesielle tilfeller bli krevd økt omfang av beregninger og tegninger før teknisk delgodkjenning gis.

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

1.5.4.2.6 Godkjenning av arbeidstegninger

Godkjenning av arbeidstegninger forutsetter at nødvendige beregninger er innsendt og kontrollert, og at arbeidstegningene er utført i samsvar med forutsetningene for den tekniske godkjenningen.

Godkjente tegninger skal påføres henvisning til saks- og dokumentnr. i Statens vegvesens arkivsystem for godkjenningsnotatet fra Bruseksjonen. Denne henvisningen gis på egen linje i tittelfeltet som vist i håndbok R700, pkt. 2.11.3.

Ved alle utsendelser av godkjente arbeidstegninger, samt ev. senere revisjoner av disse, skal det vedlegges en ajourført tegningsliste med tegningsnummer, tittel, revisjons-bokstav og dato for tegningene. Tegningslister som omfatter 1. versjon av godkjente arbeidstegninger skal underskrives og dateres av en person som har overordnet ansvar og nødvendig fullmakt hos den prosjekterende.

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

Ett sett kopier av tegninger med henvisning til godkjenningsnotat sendes Bruseksjonen i Vegdirektoratet, og ett sett sendes til eventuell kontrollkonsulent. Samme prosedyre skal følges ved eventuelle revisjoner.

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

1.5.4.2.7 Tidsfrister

For vanlige bruanlegg bør byggeplan for teknisk delgodkjenning være Bruseksjonen i hende senest 6 uker før tilbudsinnbydelsen. Bruseksjonen skal orienteres om materialet som skal kontrolleres senest 2 uker før dette oversendes.

Samme behandlingstid gjelder også når byggeplan sendes inn til samlet teknisk godkjenning.

Disse tidsfristene kan kun påregnes dersom innsendt byggeplan er utarbeidet iht. denne håndboken og evt. behov for omprosjektering og tilleggsarbeider er begrenset. Ved større mangler kan byggeplan bli returnert uten at godkjenningsprosessen påbegynnes.

Kortere tidsfrister må avtales spesielt.



*For større og/eller komplekse bru*anlegg hvor kontrollarbeidet må ta lengre tid, bør den prosjekterende på et tidligst mulig tidspunkt ta kontakt med Bruseksjonen for å avtale nødvendig tidsfrist for innsendelse av materialet.

Ved godkjenning av arbeidstegninger i prosjekter som tidligere er gitt teknisk delgodkjenning, bør tegningene være Bruseksjonen og eventuell kontrollkonsulent i hende minst 15 arbeidsdager før de skal leveres på byggeplassen. Ved få og enkle tegninger kan kortere frist avtales. Når det dreier seg om mange og kompliserte tegninger, kan det være nødvendig med lengre tidsfrister.

1.5.5 Kontrollgrader og sjekklister

1.5.5.1 Generelt

Kontroll av teknisk dokumentasjon, som omtalt i pkt. 1.5.2 (s.), vil bli utført i et omfang som tar hensyn til konstruksjonens vanskelighetsgrad og til den prosjekterendes erfaring med den aktuelle brutype.

Kontrollen kan utføres etter fem ulike kontrollgrader, betegnet kontrollgrad 0 - kontrollgrad IV, som beskrevet i det følgende.

Der det hovedsaklig benyttes ikke-lineære beregningsmetoder skal kontrollgrad IV benyttes.

1.5.5.2 Kontrollgrad 0 -- Enkel kontroll

Denne kontrollgraden kan benyttes for enkle og robuste konstruksjoner som kulverter og rør, platebruer og støttemurer. Det forutsettes at:

- a) Det finnes en veiledning i Statens vegvesens håndbokserie til støtte for prosjekteringen
- b) Konstruksjonens hoveddimensjoner er innenfor den aktuelle veilednings begrensninger.

I tillegg gjelder følgende for:

Kulverter: Lysåpning < 7,0 m

Rør: Indre diameter < 4,0 m

Platebruer: Spennvidde < 15,0 m

Støttemur i armert betong: Konstruksjonshøyde < 7,0 m

- c) Fundamenteringen er på setningsfri fast grunn
- d) Det i tilknytning til vann eller vanngjennomløp er fundamentert direkte på berg
- e) Den prosjekterende har erfaring med konstruksjonstypen

Kontrollgraden innebærer en gjennomgang av tilsendt materiale der det kontrolleres at arbeidet er utført iht. Statens vegvesens håndbøker, og at funksjonskravene er tilfredsstilte.

Dersom kontroll etter kontrollgrad 0 viser at prosjekteringen er mangelfull, skal det velges en høyere kontrollgrad også for disse konstruksjonene.



1.5.5.3 Kontrollgrad I -- Formell kontroll

Denne kontrollgraden kan benyttes dersom brutypen er velkjent og den prosjekterende har lang erfaring med den.

Kontrollgraden innebærer en gjennomgang av tilsendt materiale der det kontrolleres at arbeidet er utført etter gjeldende bestemmelser, og at funksjonskravene er tilfredsstillende. En vurdering av konstruksjonens sikkerhet mot sammenstøyrning skal foretas av en erfaren saksbehandler.

1.5.5.4 Kontrollgrad II -- Delvis kontroll

Denne kontrollgraden kan benyttes dersom den prosjekterende har lang erfaring med den aktuelle brutypen og dersom saksbehandleren har kontrollert liknende prosjekter tidligere.

Kontrollgraden tilsvarer kontrollgrad I, men skal i tillegg omfatte en stikkprøvemessig beregningskontroll av viktige bæreelementer, eller en tilsvarende kontroll ved konferering av beregningene.

1.5.5.5 Kontrollgrad III -- Normal kontroll

Denne kontrollgraden benyttes normalt dersom ikke helt spesielle omstendigheter tilsier kontrollgrad IV. Dersom den prosjekterende har begrenset erfaring med den aktuelle brutypen, skal denne eller grad IV benyttes.

Kontrollgraden innebærer en grundig gjennomgang og vurdering av alt tilsendt materiale. Hensikten er å kontrollere at arbeidet er utført i samsvar med gjeldende bestemmelser, at funksjonskravene er tilfredsstillende og at alle nødvendige beregninger er gjennomført. Det skal vurderes om de konstruktive problemene er løst på en hensiktsmessig måte. En vurdering av sikkerheten mot sammenstøyrning skal foretas av en erfaren saksbehandler.

Det skal videre foretas en stikkprøvemessig beregningskontroll av viktige bæreelementer, eller en tilsvarende kontroll ved konferering av beregningene.

1.5.5.6 Kontrollgrad IV -- Omfattende kontroll

Denne kontrollgraden benyttes bare i spesielle tilfeller, f.eks. ved helt nye tekniske løsninger eller ved spesielt kompliserte konstruksjonstyper/løsninger. Kontrollgraden kan benyttes for enkelte elementer i konstruksjonen.

I tillegg til kontroll nevnt under kontrollgrad III skal denne kontrollgraden omfatte en grundig beregningskontroll av hele konstruksjonen, eller av enkelte konstruksjonselementer.

1.5.5.7 Valg av kontrollgrad

Bruseksjonen avgjør hvilken kontrollgrad som skal benyttes i hvert enkelt tilfelle.

Det kan velges ulik kontrollgrad for de forskjellige konstruksjonselementene, slik at visse utvalgte elementer kontrolleres grundigere enn resten av konstruksjonen. Likeledes kan det velges ulik kontrollgrad for ulike deler av beregninger og byggeplaner, slik at f.eks. arbeidstegninger kontrolleres grundigere enn beregninger osv. Dette skal imidlertid normalt ikke være nødvendig.

For bruer i aluminium velges kontrollgrad III eller IV.



1.5.5.8 Utførelse av kontrollarbeidet

Kontrollen må gjøres etter beste skjønn. Dersom det under kontrollarbeidet oppdages forhold som tilsier en grundigere kontroll enn den som er valgt, bør en høyere grad velges.

Teknisk godkjenning, eventuelt delgodkjenning, gis på grunnlag av innsendt detaljprosjekt med supplerende materiale. Det skal kontrolleres at teknisk beskrivelse tilfredsstillende kravene i pkt. 1.4.4 (s.).

Ved teknisk delgodkjenning vil ofte både beregninger og tegninger være ufullstendige. Det må derfor påses at alle relevante, supplerende beregninger er utført og kontrollert etter den aktuelle kontrollgrad før godkjenning av arbeidstegninger gis.

1.5.5.9 Bruk av sjekkliste

For å lette kontrollarbeidet er det utarbeidet en sjekkliste.

Sjekklisten er spesielt tilpasset vegbruer og er mindre egnet ved kontroll av ferjekaier, skredoverbygg og andre spesielle konstruksjoner. Nedenfor er det angitt hvordan sjekklisten er bygget opp og hvordan den skal brukes. Sjekkpunkt 1-9 nedenfor refererer til tilsvarende punkter i sjekklistene til slutt i dette avsnittet.

1. Vurdering av sikkerhetsmessig standard

Dette punktet gjelder alle kontrollgrader.

- a) Vurdér ut fra erfaring om hoveddimensjonene (spennvidde, konstruksjonshøyde, tverrsnittstyper, brubredde) er rimelige.
- b) Se etter slanke, utsatte søyler og andre bæreelementer som ved påkjøring og brudd vil medføre sammenstyrtning av konstruksjonen.
- c) Ved fundamentering på løsmasser, kontrollér at en bæreevnevurdering er foretatt av sakkyndige og at nødvendig erosjonssikring er ivaretatt. Vurdér spesielt sjøfundamenter i værharde og/eller sterkt trafikkerte områder. Dette punktet skal signeres i sjekklisten av den som har foretatt vurderingen, dersom det er en annen person enn saksbehandleren.

2. Funksjonskrav

For alle kontrollgrader skal det her kontrolleres at konstruksjonen tilfredsstillende de angitte funksjonskrav, slik som dimensjoneringsklasse (veg), gangbanebredde/-plassering, krav til fri høyde over ev. kryssende veg, krav til seilingshøyde og andre helt grunnleggende krav som konstruksjonen må oppfylle.

3. Generell vurdering

Dette punktet omfatter en generell vurdering av konstruksjonen. Pkt. 3a og 3c gjelder samtlige kontrollgrader. Øvrige punkter gjelder kun kontrollgrad III og IV.



a) Sikkerhet for brukerne

- Er konstruksjonen utformet med tilstrekkelig tanke på trafikkantenes sikkerhet?
- Rekkverksutforming, rekkverk/kant mellom kjørende og gående, avslutning av rekkverket ved landkar.
- Avslutning av gangbane ved landkar.

Hindret adkomst til farlige områder (tårntopp, hengebrukabler, lukkede kasser, utside rekkverk o.l.).

b) Økonomi

Dersom kontrolløren finner løsninger som han ut fra erfaring mener er åpenbart uøkonomiske, bør han påpeke dette. På den annen side bør det også bemerkes dersom man, for å spare penger/masser, har pint konstruksjonen slik at den på lengre sikt vil påføre eier store vedlikeholdsutgifter.

c) Estetikk

Vurdér om brua er tilpasset miljø og landskap. Når bru og bruelementer er lett synlige, vurdér om estetiske hensyn er ivaretatt. Skjemmes konstruksjonen av unødige grove eller spinkle elementer eller av klumpete og stygge detaljer, bør dette påpekes og vurderes mot andre løsninger. Det vises for øvrig til håndbok V420 *Utforming av bruer*.

d) Inspeksjon, drift og vedlikehold

Vurder om det er tatt tilstrekkelig hensyn til behovet for framtidig inspeksjon og vedlikehold. Undersøk om alle elementer er tilgjengelige for inspeksjon, og at inspeksjon kan skje på en forsvarlig måte.

- Foreligger avtale om framtidig eierskap og vedlikeholdsansvar (når stat/fylkeskommune ikke er eier)?
- Er alle stålflater tilgjengelige for vedlikehold?
- Er de valgte lagre og fuger nødvendige/hensiktsmessige, og kan de i tilfelle skiftes ut?
- Kan andre slitasjeutsatte detaljer skiftes ut?
- Er belegning (fuktisolering, membran, slitelag) fornuftig valgt?
- Er det tatt tilstrekkelig hensyn til miljøpåkjennning ved utforming av brua (brutype, detaljer, materialvalg)?
- Er det tilstrekkelig betongoverdekning overalt?
- Er armeringsdetaljeringen i skjøteområder tilfredsstillende?
- Er det behov for egen IDV-plan?
- Er IDV-plan tilfredsstillende?



e) Bortledning av vann

Kontrollér at bortledning av overflatevann og drenering av fyllinger skjer på en betryggende måte.

- Er konstruksjonen utformet slik at vann ikke blir stående i hulrom eller lignende eller på flater og forårsaker frostsprengning og forvitring?
- Har konstruksjonen de nødvendige dryppneser?
- Undersøk om vann fra kjørebane ledes over eventuell gangbane.

f) Øvrig

Her vurderes andre ting som kan være av stor viktighet for konstruksjonen, men som ikke er angitt noe sted ovenfor.

4. Kontroll av grunnlagsmaterialet

Ved kontrollgrad III og IV skal det kontrolleres at følgende grunnlagsmateriale foreligger:

a) Geometridata

Undersøk hva som foreligger av geometridata for veglinjen. Vurdér om dette er tilstrekkelig for nøyaktig å bestemme bruas beliggenhet i terrenget. Kontrollér vertikal linjeføring av kantdrager og påse at denne ikke har markerte knekkpunkter eller skjemmende "buler" pga. tverrfallsoppbygging i kurver e.l.

b) Grunnundersøkelser

Undersøk hvilke grunnundersøkelser som er blitt foretatt, hvem som har tolket undersøkelsene og hvilke oppgaver som er gitt over bæreevne, fundamenteringskrav o.l. Vurdér om tilstrekkelige undersøkelser er gjort.

c) Dokumentasjon av eksisterende bruer

Se pkt. [1.2.3.7](#)

5. Kontroll av beregninger

Dette punktet omfatter en kontroll av hvilke beregninger den prosjekterende har utført, herunder også geotekniske beregninger, hvilke metoder han har benyttet, samt omfang og grundighet, men ikke tallenes riktighet. Pkt. 5a) gjelder alle kontrollgrader, pkt. 5b) – 5f) gjelder kun kontrollgrad III og IV.

For ikke alminnelig kjente beregningsmåter skal kilder oppgis eller formler utledes så langt at riktigheten kan kontrolleres. For anvendte datamaskinprogrammer skal den prosjekterende framlegge brukerbeskrivelse som redegjør for beregningsmetode, restriksjoner, utprøving, innlesning av data og resultatutskrifter.



- a) Dette punktet skal kun være en grovsjekk på om den prosjekterende har beregnet overbygning og underbygning.

- b) Statisk system

Her skal den prosjekterendes valg av statisk system og regnemodell sammenholdes med det virkelige system, også med henblikk på fundamentering og type av bevegelige komponenter (lager, ledd, fuger osv.).

- c) Last og lastvirkning

Kontrollér at den prosjekterende har tatt hensyn til alle aktuelle belastningstyper. Vurdér beregningsmetoden.

- d) Lastkombinasjoner

Kontrollér at alle aktuelle lastkombinasjoner er undersøkt. Det skal også kontrolleres at riktige lastfaktorer er benyttet.

- e) Dimensjonering

Kontrollér at den prosjekterende har undersøkt alle aktuelle grensetilstander.

- f) Kontrollér om alle bruas elementer er undersøkt i samsvar med pkt. 5b) – 5e). Dette gjelder også geotekniske beregninger.

6. Kontroll av viktige snitt

Dette punktet gjelder kun kontrollgrad II og III.

Dette punktet skal være en stikkprøvekontroll på om den prosjekterendes beregninger for bruddgrensetilstanden er riktige. Den kan foretas enten som ren konferering av den prosjekterendes beregninger, eller ved egne lastantagelser og beregninger uavhengig av den prosjekterendes. Kontrollen skal minst omfatte de viktigste/mest avgjørende snitt som er bestemmende for bruas bæreevne. Dette vil variere fra konstruksjonstype til konstruksjonstype, men kan f.eks. omfatte snitt midt i felt, snitt over støtte, en typisk kort søyle, en typisk slank søyle o.l.

7. Egne beregninger

Dette punktet gjelder kun for kontrollgrad IV. Denne delen skal omfatte en tilnærmet komplett og uavhengig beregning av hele konstruksjonen eller, i visse tilfeller, deler av den med egne lastantagelser og kontroll av alle grensetilstander, men ved bruk av den prosjekterendes valgte tverrsnitt, forbindelsesmidler, armeringsmengder osv.



8. Kontroll av tegninger/ beskrivelser

Dette punktet gjelder alle kontrollgrader. Unntatt er kontroll av beskrivelse, som utgår for kontrollgrad 0.

Denne kontrollen må utføres før prosjektet gis teknisk delgodkjenning.

Det skal kontrolleres at tegninger, beskrivelser og konkurransegrunnlag er utført etter Norsk Standard og gjeldende forskrifter og retningslinjer for Statens vegvesen. Påse at den prosjekterende har sendt inn en komplett tegningsoversikt.

Det skal kontrolleres at materialkvaliteter og tverrsnittstørrelser er i samsvar med beregningene. Undersøk om den prosjekterendes valg av system for overflatebehandling av eventuelle stålkonstruksjoner framgår av tegninger og beskrivelser.

9. Kontroll av arbeidstegninger

Dette punktet gjelder alle kontrollgrader unntatt kontrollgrad 0 og I. Den kan således ikke foretas før den foregående kontrollen er fullført.

Det skal kontrolleres at tegninger er utført etter Norsk Standard og gjeldende forskrifter og retningslinjer for Statens vegvesen. Påse at den prosjekterende har sendt inn en komplett tegningsoversikt.

For kontrollgrad II, III og IV skal det i tillegg kontrolleres at materialkvaliteter, fuge- og lagerplasseringer typer o.l. samsvarer med beregningsforutsetningene og framgår av tegningene. Det bør undersøkes om tegninger er hensiktsmessig og komplett målsatt. Visse hovedmål (spennvidder, spenninndeling o.l.) bør også konfereres. Det bør også vurderes om den valgte armeringsføring er fornuftig og om montasjemetode/utbyggingsrekkefølge er tilstrekkelig gjennomtenkt.

For kontrollgrad III og IV bør det dessuten kontrolleres at tverrsnittstørrelser, armeringsmengder, overhøyder, skrueforbindelser, stiverplasseringer osv. er i samsvar med beregningene. Videre bør armeringsavstand/omfar/forankring for betongkonstruksjoner og skjæreplaner, utleggsplaner, materiallister o.l. for stålkonstruksjoner kontrolleres.

For kontrollgrad IV skal også viktige detaljmål, kotehøyder o.l. kontrolleres.

10. Ajourføring / som bygd

Det vises til pkt. [1.4.7](#) og [1.4.8 \(s. \)](#).



SJEKKLISTE

PROSJEKT:

KONSULENT:

KONTROLLGRAD:

ANSVARLIG:

SAKSBEHANDLING:

MATERIALE MOTTATT/DATO:

Symboler ved utfylling av sjekklister:

- v : Utført kontroll
- m : Mangler underlag for kontroll
- u : Uaktuell for vedkommende brutype
- (x : Ikke aktuelt i denne kontrollgraden)

ANMERKNINGER:

.....

.....

.....

KONTROLL FERDIG UTFØRT / DATO:

.....



	KONTROLLGRAD					MERKNADER
	0	I	II	III	IV	
1. Vurd. av sikkerhetsmessig standard 1a) Hoveddimensjoner overbygning: Rimelig forhold mellom spennvidder og konstruksjonshøyder? Tverrsnitt 1b) Søylar, pilarer o.l: Påkjørsel vurdert? 1c) Fundamenter: Grunnforhold vurdert av geotekniker? Akseptabel fundamenteringsløsning? Undervannsfundamenter vurdert mhp. påkjørsel/bølger? Fundament på løsmasser i strømmende vann vurdert mht. erosjon/ undergraving? Sikkerhet vurdert av: (sign)						
2. Funksjonskrav Dimensjoneringsklasse (veg) Føringsbredde Jevnhetsklasse for slitelag Gangbanebredde Fri høyde over veg/jernbane Erosjonssikring Flomvannsåpning Seilåpning						
3. Generell vurdering 3a) Sikkerhet for brukerne: Rekkverksutforming (jf. håndbok N101 (utg.2011), pkt. 3.4 og 3.7) Rekkverksavslutning Rekkverk/kant mellom kjørende og gående Hindret adkomst til: Tårntopper Hengebrukabler Lukkede kasser Event. andre farlige områder						

Tabell 1.2 - Sjekkliste, Del I



	KONTROLLGRAD					MERKNADER
	0	I	II	III	IV	
3b) Økonomi:						
Økonomisk utformet?	xxx	xxx	xxx			
Anleggsmessig	xxx	xxx	xxx			
Vedlikeholdsmessig	xxx	xxx	xxx			
3c) Estetikk og miljøvurdering:						
Er konstruksjonen tilpasset omgivelsene og er elementene riktig "proporsjonert" i forhold til hverandre?						
Stygge detaljer						
3d) Framtidig vedlikehold:						
Eierskap og vedlikeholdsansvar avtalt? (når stat/ fylkeskommune ikke er eier)	xxx	xxx	xxx			
Hensiktsmessig valg av lagre, fuger og ledd mhp. virkemåte, justering og utskifting	xxx	xxx	xxx			
Utskifting av andre utsatte slitedeler	xxx	xxx	xxx			
Stålflaters tilgjengelighet	xxx	xxx	xxx			
Belegning	xxx	xxx	xxx			
Betongoverdekning	xxx	xxx	xxx			
Miljøpåvirkning/ materialvalg	xxx	xxx	xxx			
IDV-plan	xxx	xxx	xxx			
3e) Bortledning av vann:						
Vannavrenning, bortledning	xxx	xxx	xxx			
Dryppneser	xxx	xxx	xxx			
Drenering av fyllinger	xxx	xxx	xxx			
3f) Øvrig:						
Jording, tele-/høyspentkabler, rørledninger	xxx	xxx	xxx			
Brann i løsmassetunneler, veglokk, senketunnel etc.	xxx	xxx	xxx			
.....	xxx	xxx	xxx			
4. Kontroll av grunnlagsmateriale						
4a) Geometridata:						
Geometridata foreligger	xxx	xxx	xxx			
Horisontal- og vertikalkurvatur	xxx	xxx	xxx			
Tverrprofiler overensstemmende med Håndbok N100 Veg- og gateutforming	xxx	xxx	xxx			
Optisk tilfredsstillende linjeføring av kantdrager	xxx	xxx	xxx			

Tabell 1.3 - Sjekkliste, Del II



	KONTROLLGRAD					MERKNADER
	0	I	II	III	IV	
4b) Grunnundersøkelser:						
Grunnboringer	xxx	xxx	xxx			
Andre undersøkelser	xxx	xxx	xxx			
Resultatet vurdert av: (sign.)	xxx	xxx	xxx			
Bæreevne	xxx	xxx	xxx			
Fundamenteringsløsning	xxx	xxx	xxx			
4c) Dokumentasjon av eksisterende bruer	xxx	xxx	xxx			
5. Kontroll av beregninger						
5a) Beregninger:						
Underbygning beregnet?						
Overbygning beregnet?						
Er prosjekteringskontroll utført?						
5b) Statisk system:						
Statisk beregningsmodell	xxx	xxx	xxx			
Lagre, fuger og ledd / plassering og type	xxx	xxx	xxx			
5c) Last og lastvirkning						
Permanente laster:						
Egenvekt	xxx	xxx	xxx			
Vanntrykk	xxx	xxx	xxx			
Jordtrykk	xxx	xxx	xxx			
Variable laster:						
Trafikklast	xxx	xxx	xxx			
Vanntrykk	xxx	xxx	xxx			
Snølast	xxx	xxx	xxx			
Vindlast	xxx	xxx	xxx			
Bølgelast	xxx	xxx	xxx			
Strømlast	xxx	xxx	xxx			
Istrykk	xxx	xxx	xxx			
Temperaturlast	xxx	xxx	xxx			
Deformasjonslaster:						
Spennkrefter	xxx	xxx	xxx			
Kryp	xxx	xxx	xxx			
Svinn	xxx	xxx	xxx			
Setninger	xxx	xxx	xxx			

Tabell 1.4 - Sjekkliste, Del III



	KONTROLLGRAD					MERKNADER
	0	I	II	III	IV	
Ulykkeslaster:						
Hjultrykk på gangbane	xxx	xxx	xxx			
Påkjøringskrefter	xxx	xxx	xxx			
Påseilingskrefter	xxx	xxx	xxx			
Jordskjelvlaster	xxx	xxx	xxx			
5d) Lastkombinasjoner:						
Bruddgrensetilstand	xxx	xxx	xxx			
Bruksgrensetilstand	xxx	xxx	xxx			
Utmattingsgrensetilstand	xxx	xxx	xxx			
Ulykkesgrensetilstand	xxx	xxx	xxx			
5e) Dimensjonering						
Bruddgrensetilstand:						
Moment	xxx	xxx	xxx			
Skjærkraft	xxx	xxx	xxx			
Normalkraft	xxx	xxx	xxx			
Torsjon	xxx	xxx	xxx			
Spaltestrekk	xxx	xxx	xxx			
Knekning	xxx	xxx	xxx			
Vipping	xxx	xxx	xxx			
Velting	xxx	xxx	xxx			
Dynamisk virkning	xxx	xxx	xxx			
Bruksgrensetilstand:						
Nedbøyninger	xxx	xxx	xxx			
Forskyvninger	xxx	xxx	xxx			
Spenningskontroll	xxx	xxx	xxx			
Riss	xxx	xxx	xxx			
Dynamiske virkninger	xxx	xxx	xxx			
Utmattingsgrensetilstand:						
Levetidskontroll	xxx	xxx	xxx			
Ulykkesgrensetilstand	xxx	xxx	xxx			
5f) Alle elementer beregnet etter pkt. 5b) - 5e)?	xxx	xxx	xxx			

Tabell 1.5 - Sjekkliste, Del IV



	KONTROLLGRAD					MERKNADER
	0	I	II	III	IV	
6. Kontroll av viktige snitt						
Etter egne beregninger (kryss her):						
Etter konsulentens beregn. (kryss):						
Lastantagelser	xxx	xxx			xxx	
Lastvirkninger	xxx	xxx			xxx	
Kapasiteter	xxx	xxx			xxx	
Snitt i felt	xxx	xxx			xxx	
Snitt ved støtte	xxx	xxx			xxx	
Slank søyle	xxx	xxx			xxx	
Kort søyle	xxx	xxx			xxx	
Fundamenter	xxx	xxx			xxx	
Peler	xxx	xxx			xxx	
Friksjonsskjøt/sveist skjøt	xxx	xxx			xxx	
7. Egne beregninger, alle snitt						
Lastantagelser	xxx	xxx	xxx	xxx		
Lastvirkninger	xxx	xxx	xxx	xxx		
Kapasiteter	xxx	xxx	xxx	xxx		
Dekker	xxx	xxx	xxx	xxx		
Bjelker	xxx	xxx	xxx	xxx		
Søyler	xxx	xxx	xxx	xxx		
Tverrbærere	xxx	xxx	xxx	xxx		
Landkar	xxx	xxx	xxx	xxx		
Fundamenter	xxx	xxx	xxx	xxx		
Peler	xxx	xxx	xxx	xxx		
Tårn	xxx	xxx	xxx	xxx		
Kabler	xxx	xxx	xxx	xxx		
Forankringer	xxx	xxx	xxx	xxx		
Øvrig	xxx	xxx	xxx	xxx		
8. Tegninger og beskrivelser						
(Kontroll for teknisk delgodkjenning)						
Konkurransegrunnlag, teknisk del	xxx					
Overflatebehandlingssystem						
Tegningsliste						
Oversiktstegning						
Formtegninger						
Armeringstegninger						
Nødv. detaljtegninger						

Tabell 1.6 - Sjekkliste, Del V



	KONTROLLGRAD					MERKNADER
	0	I	II	III	IV	
9. Kontroll av arbeidstegninger						
Montasjemetode	xxx	xxx				
Utbyggingsrekkefølge	xxx	xxx				
Formtegninger:						
Materialkvalitet	xxx	xxx				
Lager- og fugeplassering	xxx	xxx				
Hovedmål	xxx	xxx				
Overhøyder	xxx	xxx	xxx			
Viktige detaljmål	xxx	xxx	xxx	xxx		
Armeringstegninger:						
Materialkvalitet	xxx	xxx				
Betongoverdekning	xxx	xxx				
Monteringsjern	xxx	xxx				
Slakkarmeringsføring	xxx	xxx				
Spennarmeringsføring	xxx	xxx				
Minimumsarmering	xxx	xxx	xxx			
Armeringsavstand	xxx	xxx	xxx			
Armeringstetthet	xxx	xxx	xxx			
Armeringsskjøter	xxx	xxx	xxx			
Forankring/omfaring	xxx	xxx	xxx			
Material-/armeringslister	xxx	xxx	xxx			
Ståltegninger:						
Sveiseangivelser	xxx	xxx				
Stiverplassering	xxx	xxx	xxx			
Utleggsplaner	xxx	xxx	xxx			
Skrueskjøter	xxx	xxx	xxx			
Entydig merket med pos.nr.?	xxx	xxx	xxx			
Materiallister	xxx	xxx	xxx			
Samsvar med statisk beregn. i viktige snitt	xxx	xxx			xxx	
Samsvar med statisk beregn. i alle snitt	xxx	xxx	xxx	xxx		
Andre detaljer	xxx	xxx	xxx			
Øvrig	xxx	xxx	xxx			
10. Ajourføring / som bygd						
Beregninger ajourført	xxx					
Tegninger ajourført						

Tabell 1.7 - Sjekkliste, Del VI



1.6 Kvalitetssikring

1.6.1 Generelt

1.6.1.1

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

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

1.6.1.2

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

1.6.1.3

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

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

1.6.1.4

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 inngående teoretisk kunnskap og praktisk innsikt
- alt personell som utfører arbeid av betydning for kvalitet, skal ha de nødvendige kvalifikasjoner og forutsetninger for dette
- rammebetingelser og gjeldende retningslinjer for prosjekteringen er forstått og overholdes
- den prosjekterendes egenkontroll omfatter alle sider av prosjekteringsoppgaven



- dokumentasjonen er oversiktlig og klart viser grunnlaget for og resultatene av prosjekteringen
- alle avvik fra definerte krav registreres og systematiseres som grunnlag for korrigerende tiltak

1.6.1.5

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

Kvalitetsplanen kan ha følgende oppbygging:

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

En kvalitetsplan vil ofte inneholde følgende delplaner:

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

I parentes er angitt hvor i kvalitetsplanen de ulike delplanene hører til.

Stillingsinstrukser bør tas inn i (2), og endringer og kontroll i (5).

1.6.1.6

Resultatene av utførte kvalitetssikringsaktiviteter skal registreres.

Byggherren kan foreta kvalitetsrevisjon av den prosjekterendes kvalitetssystem.



1.6.2 Helse, miljø og sikkerhet (HMS)

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

- Forskrift om systematisk helse, miljø og sikkerhetsarbeid i virksomheter (Internkontrollforskriften)
- Forskrift om sikkerhet, helse og arbeidsmiljø på bygge- og anleggsplasser (Byggherreforskriften)
- Statens vegvesens håndbok R763 *Konkurransegrunnlag*, kap. C
- Statens vegvesens håndbok R760 *Styring av utbyggings-, drifts- og vedlikeholdprosjekter*



2 Laster

2.1 Generelt

2.1.1

Dette kapitlet inneholder bestemmelser med hensyn til beregning av karakteristiske laster. I tillegg er det gitt særskilte forskriftsbestemmelser for trafikklaster i pkt. 3 (s.). Vedrørende dokumenthierarki vises det til pkt.1.2.2 (s.).

2.1.2

En last defineres som enhver form for påvirkning som medfører spenninger eller tøyninger i konstruksjonen, f.eks. kraft eller påført deformasjon.

2.1.3

Trafikklastene inkluderer dynamisk tillegg og virkning av ujevn lastfordeling. For øvrig forutsettes virkningene av dynamisk last ivaretatt ved en særskilt vurdering.

2.1.4

Bestemmelsene omfatter alminnelig opptredende laster og forutsettes ikke å dekke alle spesialtilfeller. Det skal derfor alltid vurderes om et aktuelt tilfelle er dekket av reglene i dette dokument.

2.2 Klassifisering av laster

2.2.1

Etter sin art og sannsynligheten for at de skal opptre, inndeles lastene i:

- permanente laster
- variable laster
- deformasjonslaster
- ulykkeslaster

Se også NS-EN 1990, spesielt pkt. 4.1.1.

2.2.2

Lastverdier som skal benyttes som grunnlag for beregning av dimensjonerende lastvirkninger betegnes som karakteristiske laster. Verdier av en karakteristisk last kan være avhengig av om den opptrer:

- i midlertidige faser som under bygging, installering, fjerning og lignende
- under normal bruk
- under unormal påvirkning (av ulykkeslast eller unormal trafikk- eller naturlast)
- i en skadetilstand

Utmattingslast defineres ved lasthistorien. Karakteristisk last og antall vekslinger bestemmes som forventet lasthistorie over konstruksjonens levetid.



LAST	BETEGNELSE
PERMANENTE LASTER - Egenlast (tyngde) - Vanntrykk, permanent del - Jordtrykk	G
VARIABLE LASTER - Trafikklast (på bru og tilstøtende fyllinger) - Støt-/fortøyningslast fra ferje - Variabel ballast og utstyrsvekt - Variabel last i midlertidige faser - Friksjon - Snø - Vind - Bølger - Strøm - Vanntrykk, variabel del - Last fra variasjon i vannets tetthet - Is - Temperatur	Q*
- Jordskjelv	A_E
DEFORMASJONSLASTER - Svinn, kryp og relaksasjon - Setninger - Tvang fra bygge- eller installasjonsmetode	G
- Forspenning (Spennkraft)	P
ULYKKESLASTER - Påkjøringslast fra kjøretøy - Påseilingslast fra skip - Påkjøringslast fra jernbanetrafikk - Kabelbrudd - Fallende gjenstander - Eksplosjon - Brann - Laster forårsaket av skred	A

Tabell 2.1 - Klassifisering av laster

*Unormale trafikk- og naturlaster behandles som ulykkeslaster

2.3 Permanente laster

2.3.1 Generelt

2.3.1.1

Permanente laster er laster som kan anses som konstante innenfor det tidsrom som betraktes og omfatter:

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

2.3.1.1.1

Jordtrykk bestemmes som angitt i NS-EN 1990, NS-EN 1997-1 og håndbok V220 - *Geoteknikk i vegbygging*. Trykk fra andre typer fyllmasser bestemmes særskilt.

2.3.1.2

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

2.3.2 Egenlaster

2.3.2.1 Generelt

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

For betongkonstruksjoner skal det brukes verdier av egenlaster avhengig av anvendt betongtype og armeringsmengde.

For trekonstruksjoner skal det tas hensyn til variasjon i densitet forårsaket av varierende trefuktighet. Der det er ugunstig skal lave densitetsverdier som følge av uttørkning av trevirket over tid, legges til grunn for beregningene, og eventuelt både øvre og nedre grenseverdi undersøkes. Ved impregnert trevirke skal det gis densitetstillegg for impregneringsstoffet. Hvis ikke mer nøyaktige verdier foreligger, kan verdiene i tabell 2.2 legges til grunn.

Type	Fraktil	Trefuktighet		
		8 %	12 %	18 %
Uimpregnert konstruksjonsvirke	5 %	335	340	350
	Middel	400	410	425
	95 %	470	480	495
Kreosotimpregnert konstruksjonsvirke klasse A	5 %	-	395	-
	Middel	-	465	-
	95 %	-	555	-
Kreosotimpregnert konstruksjonsvirke klasse AB	5 %	-	380	-
	Middel	-	455	-
	95 %	-	540	-

Tabell 2.2 - Trevirkets densitet for fasthetsklassene C18 til C30 [kg/m³]

Kommentarer:

- Verdiene er utarbeidet av Norsk Treteknisk Institutt og basert på statistisk behandling av et stort antall måleverdier for trevirke av nordisk gran og furu.
- For kreosotimpregnert konstruksjonstrevirke angis det verdier kun for trefuktighet 12 %. Dette forklares ved at normal trefuktighet før impregnering er ca. 17 % og at en del av fuktigheten fordampes i impregneringsprosessen. Normal restfuktighet etter impregnering er ca. 12 %. Kreosotimpregnert trevirke er forholdsvis lite påvirket av omgivende luftfuktighet.

2.3.2.2 Belegning

I egenlasten skal det alltid regnes med vekten av en belegning på brudekket i tillegg til det prosjekterte tverrsnitt. Krav til vekt av belegningen er gitt under dette punkt, mens valg av belegningsklasse for brudekket er behandlet i pkt. 7.3.2 (s.).

Valg av belegningsvekt skal fastlegges i hvert enkelt tilfelle slik at alle framtidige egenlastsituasjoner blir dekket. Flere forhold skal vurderes; så som brutype, spennvidder, type brubredde, trafikkmengde, vedlikehold og økonomi.

I tabell 2.3 er det gitt minimumskrav for valg av belegningsvekter i kjørebane, avhengig av spennvidder og ÅDT, for brudekker i betong, stål og tre.

Fortau, gangbane og separate gangbruer skal minimum dimensjoneres for 1,5 kN/m² (60 mm).



ÅDT	Spennvidde l [m]			
	$l \leq 10$	$10 < l \leq 35$	$35 < l \leq 200$	$l > 200$
< 2000	5,0 kN/m ² (200 mm)	2,5 kN/m ² (100 mm)	2,0 kN/m ² (80 mm)	2,0 kN/m ² (80 mm)
≥ 2000	5,0 kN/m ² (200 mm)	3,0 kN/m ² (120 mm)	2,5 kN/m ² (100 mm)	2,0 kN/m ² (80 mm)

Tabell 2.3 - Minstekrav til belegningsvekter i kjørebane ved dimensjonering av bruer med brudekker i betong, stål eller tre

For bruer med tett ståldekke og bevegelige bruer settes minstekravet til 2,0 kN/m² i kjørebane og 1,0 kN/m² på fortau og gangbane uavhengig av spennvidder > 10 m.

Der dekkekonstruksjonen er i betong skal den konstruktivt nødvendige armeringsoverdekning ikke regnes med i belegningen.

Mindre bruer som kulverter etc. med gjennomgående vegoverbygning skal dimensjoneres for denne i tillegg til belegningsvektene i tabell 2.3.

2.3.2.3 Spesialtilfeller

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.

2.3.3 Vanntrykk

Det vises til relevante Norske Standarder. Se også pkt. 2.5.4 (s.) for variabel del.

2.3.4 Jordtrykk

2.3.4.1 Generelt

Det vises til relevante Norske Standarder og håndbok V220 *Geoteknikk i vegbygging*. Se også pkt. 2.3.1.1.1.



2.3.4.2 Jordtrykk mot endeskjørt

For en konstruksjon som forskyves mot jorden, kan det totale jordtrykket, representert ved jordtrykkskoeffisienten k , forenklet bestemmes som:

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

hvor:

k_0 - koeffisient for hviletrykk

k_p - koeffisient for passivt jordtrykk

δ - forskyvning ved full mobilisering av passivt jordtrykk

δ_p - opptredende forskyvning

For landkarløse bruer kan jordtrykk på endeskjørt (f.eks. pga. temperaturbevegelse) bestemmes fra uttrykket foran ved innsetting av $\delta_p = H/200$ hvor H er endeskjørtets høyde.



2.4 Variable laster

2.4.1 Generelt

2.4.1.1

Variable laster er laster som varierer i tid, og omfatter:

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

Trafikk- og naturlaster kan også være unormale laster med sannsynlighet for overskridelse tilsvarende ulykkeslast.

2.4.1.2

Karakteristiske verdier for normerte trafikklaster, unormal trafikklast og støt- og fortøyningslaster fra ferje er gitt i pkt. [3.5 \(s. \)](#) og NS-EN 1991-2.

2.4.1.3

Naturlaster er laster som skyldes naturforholdene og omfatter virkningene av:

- snø
- vind
- bølger
- strøm
- vannstands- og grunnvannstandsvariasjoner
- variasjoner i vannets tetthet (for konstruksjoner som helt eller delvis bæres av oppdrift)
- is
- temperatur
- jordskjelv
- skredlast

Naturlaster er nærmere behandlet i pkt. [2.5 \(s. \)](#).



2.4.1.4

Behovet for og omfanget av eventuelle målinger og observasjoner for å fastlegge naturforholdene på brustedet avgjøres særskilt for det enkelte prosjekt.

2.4.1.5

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

For konstruksjonsfaser kan returperioden reduseres til 10 år. Dersom slik fase med sikkerhet faller innenfor en gunstig periode, kan dette tas hensyn til. Se også pkt. [2.5.2.5](#) og NS-EN 1991-1-6.

Returperiode lik 10 år benyttes også ved kontroll av skadetilstander.

Unormal naturlast har returperiode tilsvarende ulykkeslast.

2.4.1.6

Jordskjelvlast er unormal naturlast. Grunnlag for beregning av karakteristiske verdier er gitt i NS-EN 1998-1 og NS-EN 1998-2.

2.4.1.7

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

2.4.2 Midlertidige laster

Det skal tas hensyn til midlertidige laster fra:

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

Størrelsen på lastene kan bestemmes i samråd med den som utfører konstruksjonen.

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



2.5 Naturlaster

2.5.1 Snølast

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

Konstruksjoner som beskytter bruer (tak o.l.) 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.

2.5.2 Vindlast

Det vises til NS-EN 1991-1-4.

Vindlast på brukonstruksjoner bestemmes i følgende vindlastklasser:

Vindlastklasse I: Brukonstruksjoner med ubetydelig dynamisk lastvirkning fra vind. Vindlastklasse I omfatter alle bruer, hvor laveste 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 følgende to betingelser er oppfylt:

- laveste egensvingeperiode er ≥ 2 s
- spennvidden er < 300 m

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

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

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

Brukonstruksjoner med særlig spesiell utforming skal regnes å tilhøre vindlastklasse III selv om spennvidden er < 300 m, gitt at laveste egensvingeperiode er ≥ 2 s. Andre eksempel på brukonstruksjoner i vindlastklasse III er kabler og slanke staver i fagverk.

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



2.5.2.1 Vindfeltets karakteristiske egenskaper

Stedsvindhastigheten v_m som uttrykker tidsmiddelverdien av vindhastigheten i hovedstrømsretningen (x), er gitt ved:

$$v_m(z, T, R) = v_{b,o} \cdot c_{dir} \cdot c_{season} \cdot c_{alt} \cdot c_{prob} \cdot c_o(z) \cdot c_r(z)$$

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
- $v_{b,o}$ - referansevindhastighet
- c_{dir} - vindretningsfaktor
- c_{season} - årstidsfaktor
- c_{alt} - nivåfaktor, som angir byggestedets terrenghøyde over havet
- c_{prob} - sannsynlighetsfaktor, faktor for sannsynlighet for årlig overskridelse
- c_o - terrengformfaktor
- $c_r = \begin{cases} k_r \ln(z/z_0), & z_{min} < z \leq 200 \text{ m} \\ k_r \ln(z_{min}/z_0), & z \leq z_{min} \end{cases}$
- k_r - terrengruhetfaktor
- z_0 - ruhetlengde
- z_{min} - minste høyde, startnivå for det logaritmiske vindprofilet

Vindfeltets turbulensegenskaper beskrives av turbulensintensiteter, integrale lengdeskalaer, ettpunkts turbulensspekter (vindspektrum) og normaliserte kospekter (koherens).



Det forutsettes at vindfeltet kan beskrives innenfor basistilfellene I-IV av terreng-/ ruhetskategorier som angitt i NS-EN 1991-1-4. Da er turbulensintensiteten i hovedstrømsretningen gitt ved:

$$I_u(z) = \frac{k_1}{c_0(z) \cdot \ln(z/z_0)} \quad z_{\min} \leq z \leq 200 \text{ m}$$

$$I_u(z) = I_u(z_{\min}) \quad z < z_{\min}$$

hvor:

- k_1 - turbulensfaktor
- c_0 - terrengformfaktor
- z_0 - ruhetslengde

Den integrale lengdeskalaen xL_u er gitt ved:

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

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:

$$\begin{bmatrix} I_v \\ I_w \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 3/4 \\ 1/2 \end{bmatrix} \quad \text{og} \quad \begin{bmatrix} {}^yL_u \\ {}^zL_u \\ {}^xL_v \\ {}^yL_v \\ {}^zL_v \\ {}^xL_w \\ {}^yL_w \\ {}^zL_w \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1/3 \\ 1/5 \\ 1/4 \\ 1/4 \\ 1/12 \\ 1/12 \\ 1/18 \\ 1/18 \end{bmatrix} {}^xL_u$$

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

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

hvor σ_i er standardavviket til turbulenskomponenten i , og:

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

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

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

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

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

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

Alternative anerkjente spektra kan brukes etter godkjenning av Vegdirektoratet.



Hvis forutsetningene for å bestemme vindfeltets karakteristiske egenskaper som angitt foran, 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 kan ikke erstatte feltmålinger.

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

2.5.2.2 Brukonstruksjoner i vindlastklasse I

Lastvirkninger beregnes på grunnlag av kashastighetstrykket i hovedstrømsretningen, som er gitt ved:

$$q_p(z) = [1 + 2 k_p I_u(z)] \frac{1}{2} \rho v_m^2(z, T, R)$$

hvor:

k_p - toppfaktor lik 3,5

ρ - luftas tetthet lik 1,25 kg/m³

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

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

hvor:

h - referansehøyde for kraftfaktoren c_D

b - referansebredde for kraftfaktorene c_L og c_M

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

Vindlasten skal reduseres med inntil 50 % på deler av konstruksjonen dersom dette gir ugunstigere virkning.

**2.5.2.3 Brukonstruksjoner i vindlastklasse II**

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

Bidrag fra middelvindhastigheten beregnes tilsvarende som for brukonstruksjoner i vindlastklasse I, se pkt. 2.5.2.2. Vindlastens tre lastkomponenter er dermed gitt ved:

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

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

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

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

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

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

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

For en horisontal brukonstruksjon, f.eks. en brubjelke, er:

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

For en vertikal brukonstruksjon, f.eks. ei søyle, er:

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

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



2.5.2.4 Brukonstruksjoner i vindlastklasse III

For brukonstruksjoner i vindlastklasse III skal dynamiske lastvirkninger beregnes med utgangspunkt i prinsippene angitt for vindlastklasse II, se pkt. 2.5.2.3, men beregningen skal utvides til i større grad å ta hensyn til interaksjon mellom den svingende brukonstruksjonen og strømmingen. Bl.a. innebærer dette 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; og andre tilsvarende endringer av det dynamiske systemet, skal vurderes.

2.5.2.5 Grensetilstander og lastkombinasjoner

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

For en returperiode på 50 år er $c_{prob} = 1,0$. For andre returperioder ≥ 2 år er c_{prob} gitt ved:

$$c_{prob}(p) = \frac{3}{4} \sqrt{1 - 0,2 \ln [-\ln (1 - p)]}$$

I byggetilstander skal brukonstruksjonen kontrolleres for et vindfelt med returperiode lik 10 år, se pkt. 2.4.1.5 (s.). For midlertidige faser < 3 døgn kan imidlertid returperioden reduseres til 1 år når tilstrekkelig sikre værvarsel foreligger for en 5 døgns periode.

Tilstrekkelig sikre værvarsel kan være at det ikke er meldt kuling eller sterkere vind for denne 5 døgnsperioden. Se også pkt. 2.4.1.5 og NS-EN 1991-1-6.



Brukonstruksjoner i vindlastklasse III skal kontrolleres i ulykkesgrensetilstand for et vindfelt med returperiode lik 500 år. Disse brukonstruksjonene skal også kontrolleres for instabilitet slik at:

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

hvor:

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

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

Kritisk vindhastighet bestemmes som angitt i pkt. [2.5.2.7](#).

Brukonstruksjoner i vindlastklassene I og II skal kontrolleres i bruks- og bruddgrensetilstand med samtidig vind- og trafikklast. Vindflaten av kjøretøy på vegbruer antas som en rektangulær flate med høyde 2 m regnet fra kjørebans overside, mens tilsvarende høyde på gangbruer settes til 1,5 m. Det skal ikke samtidig regnes med tillegg fra rekkverk. Lengden på vindflaten av kjøretøy (og trafikklasten) settes lik den som gir ugunstigst lastvirkning. 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.

Brukonstruksjoner i vindlastklasse III skal kontrolleres i bruks- og bruddgrensetilstand med samtidig vind- og trafikklast. Vindflaten av kjøretøy på vegbruer antas som en rektangulær flate med høyde 2,0 m regnet 0,2 m fra kjørebans overside, mens tilsvarende høyde på gangbruer settes til 1,5 m regnet fra kjørebans overside. Bredden på kjøretøyene for vegbruer settes til 2,0 m pr. lastfelt. Lengden på vindflaten, antall lastfelt med plassering i tverretning for vegbruer og kjøretøybredde med plassering i tverretning for gangbruer, settes lik det som samlet sett (vind og trafikk) gir ugunstigst lastvirkning. Kraftfaktorer bestemmes med numeriske simuleringer, eventuelt med seksjonsmodell i vindtunnel. 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.

Brukonstruksjoner i vindlastklassene I, II og III skal vurderes kontrollert i utmattingsgrensetilstand - se pkt. [2.5.2.6](#).

Gangbruer i vindlastklasse III skal kontrolleres i bruksgrensetilstand med hensyn til vindinduserte forskyvninger og akselerasjoner, se pkt. [5.1.3.2.3](#). Vindlasten skal beregnes med en redusert stedsvindhastighet lik $0,7 V_s$.



2.5.2.6 Hvirvelavløsningssvingninger

Brukonstruksjoner i vindlastklassene I, II og III skal vurderes med hensyn til hvirvelavløsningssvingninger. Disse oppstår på grunn av alternerende hvirveldannelser på hver side av tverrsnittet, som gir fluktuerende krefter $q_L(t)$ på tvers av hovedstrømsretningen, og vridningsmoment $q_M(t)$ om skjærsenteret. Hvirvelavløsningsfrekvensen n_s er gitt ved:

$$n_s = \frac{V St}{h}$$

hvor:

V - middelvindhastighet

St - Strouhals tall

h - referanse høyde for måling av Strouhals tall

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

$$V_r = \frac{n_i h}{St}$$

hvor:

n_i - brukonstruksjonens egensvingefrekvens nr. i

For brukonstruksjoner i vindlastklasse I og II, kan data og metoder gitt i NS-EN 1991-1-4 brukes for å vurdere muligheten for og størrelsen på eventuelle hvirvelavløsningssvingninger. For brukonstruksjoner i vindlastklasse III skal data fra felt- eller vindtunnelundersøkelser legges til grunn ved beregning av lastvirkninger.

Beregning av lastvirkninger i brukonstruksjoner i vindlastklassene I, II og III skal baseres på et lavturbulent vindfelt, hvor $I_u < 0,05$. Brukonstruksjonens dempingsegenskaper ved beregning av hvirvelavløsningssvingninger er gitt i tabell [2.4](#).



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

Tabell 2.4 - Konstruksjonsdemping

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

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

Her er:

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

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

V_m - middelvindhastighet ved hastighetsfordelingens topp, gitt ved:

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

hvor z_m er posisjonen der hvirvelavløsningseffekten er størst, f.eks. midt i bjelkespennet eller i tårntopp.

2.5.2.7 Kontroll av instabilitetsfenomenene

Brukonstruksjoner i vindlastklasse III skal kontrolleres for instabilitet.

De fire kategoriene av instabilitetsfenomen som skal kontrolleres, er galloping, statisk divergens, koblet vertikal- og torsjonsinstabilitet og torsjonsinstabilitet. Instabilitet betegner her en fiktiv grense for kritisk vindhastighet V_{kr} , hvor brukonstruksjonens totale demping eller stivhet beregningsmessig er lik null. Når vindhastigheten V nærmer seg V_{kr} er brukonstruksjonens oppførsel preget av betydelige forskyvninger, som i hovedsak skyldes interaksjon mellom luftstrømningen og brukonstruksjonens statiske og dynamiske respons.



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

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

hvor:

n_z - laveste egenfrekvens med hensyn til egensvingninger på tvers av hovedstrømsretningen

ξ_z - dempingsforhold for tilhørende egensvingeform

m_z - jevnt fordelt ekvivalent modal traslasjonsmasse:

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

hvor:

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

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

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

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

hvor:

n_θ - laveste egenfrekvens for torsjonssvingning

m_θ - jevnt fordelt ekvivalent modal rotasjonsmasse



Koblet vertikal- og torsjonsinstabilitet (klassisk flutter) er et instabilitetsfenomen som skyldes bevegelsesinduserte krefter på tvers av hovedstrømsretningen i kombinasjon med tverrsnittsvridning. Et forenklet uttrykk for den kritiske vindhastigheten er gitt ved Selbergs formel for klassisk flutter:

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

hvor:

r - treghetsradien til tverrsnittet

$$r = \sqrt{\frac{m_{\theta}}{m_z}}$$

Forenkelt beregning med Selbergs formel kan benyttes for brukonstruksjoner i vindlastklasse II, gitt at kravet i pkt. 2.5.2.5 er oppfylt med $\gamma_{Vkr} = 2,0$. For brukonstruksjoner i vindlastklasse II som ikke tilfredsstiller dette krav, og for alle brukonstruksjoner i vindlastklasse III, skal den kritiske vindhastigheten dokumenteres med følgende metoder (begge metodene skal dokumenteres):

- eksperimentelt med seksjonsmodellundersøkelser i vindtunnel
- beregninger i frekvensplanet basert på aerodynamisk deriverte (flutterderiverte) fra seksjonsmodellundersøkelser i vindtunnel

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

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



2.5.3 Bølge-, strøm- og flomlaster

2.5.3.1 Referanser

For beregning av bølge- og strømforhold rundt brukonstruksjonen, samt de resulterende lastene, kan man følge anbefalinger og spesifikasjoner gitt i følgende referanser:

1. NORSOK Standard (2007) Actions and action effects. N-003, Edition 2.
2. Environmental conditions and environmental loads. Recommended Practice DNV-RP-C205, Det Norske Veritas (DNV), Oslo, October 2010

Metodene er utviklet for konstruksjoner i sjø, men kan også anvendes for konstruksjoner i innsjø. For bruer i elver, se Vassdragshåndboka fra NVE (2010).

2.5.3.2 Vannstander

Bølgehøyder og strømningskomponenter skal beregnes både når vannstanden i fjorden tilsvarer høyeste astronomiske tidevann (HAT) og laveste astronomiske tidevann (LAT). Sistnevnte fordi en reduksjon av vanddypet vil gi en større strømhastighet. Ved beregning av krefter kan strømning som skyldes tidevann legges til hvis denne er signifikant.

2.5.3.3 Generelt om beregning av bølger og strøm

Bølgeberegninger kan utføres ved hjelp av deterministiske modeller basert på lineær bølgeteori eller ved hjelp av stokastiske metoder basert på bølgespektre. JONSWAP spekteret er mye benyttet for vindgenererte bølger (vindsjø). Naturkatastrofer i form av skred eller jordskjelv kan generere flodbølger (tsunami), dvs. bølger der bølgelengden er større enn vanddypet. Slike bølger kan gi vesentlig større laster på konstruksjoner sammenliknet med tilsvarende beregninger for vindsjø på grunn av lengre bølgeperioder og bølgelengder. I tillegg er strømhastigheten for slike bølger tilnærmet konstant nedover hele vannsøylen, i motsetning til vindsjø der bølgelengden er kortere enn vanddypet slik at strømvirkningen er konsentrert nær overflaten.

Hvilken bølgeteori som gjelder i de ulike tilfellene er gitt av bølgeparametrene: bølgehøyde (H), bølgeperiode (T) og vanddyp (d).

2.5.3.4 Generelt om beregning av laster

Lastene kan beregnes ved hjelp av empiriske formler og følge den praksis som benyttes innenfor offshore-industrien, se referanse 2 (DNV 2010). Konstruksjonen kan da deles opp i enkelte deler (for eksempel peler og pelehode), og den totale lasten er da gitt som summen av de enkelte lastene. Et alternativ er å benytte CFD-metoder (Computational Fluid Dynamics) hvor man simulerer strømforholdene rundt konstruksjonen ved å løse Navier-Stokes ligning.

2.5.3.5 Bølgelast på (små) konstruksjoner med sirkulært tverrsnitt

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



$$F(t) = \frac{\pi}{4} C_m \rho D^2 \dot{v}_n + \frac{1}{2} C_d \rho D v_n |v_n|$$

hvor:

$F(t)$ kraft per lengdeenhet som funksjon av tiden (t)

D diameter av sylinder

v_n strømkomponenten normalt sylinderaksen

$\dot{v}_n$ akselerasjon, tidsderivert av strømhastigheten

ρ massetetthet av væsken

C_m tregghetskoeffisient

C_a koeffisient for tilleggsmasse

C_d motstandstall

Det første leddet på høyre side av likningen representerer tregghetsleddet, det andre er trykk og viskøst drag. Strømforholdene ved konstruksjonen er karakterisert ved de to

dimensjonsløse tallene *Reynoldstallet* $\left(Re = \frac{vD}{\alpha} \right)$ og *Keulegan-Carpenter-tallet* $\left(Kc = \frac{vT}{D} \right)$

der α er kinematisk viskositet til vannfasen. For å bestemme de to koeffisientene C_m og C_d kan en benytte tabeller gitt i (DNV 2010).

For peler som skrår på tvers av innkommende bølge må en ta hensyn til helningsvinkelen når en beregner strømkomponenten normalt peleaksen. For peler i sjø kan en anta at marin begroing vil gi en økning av pelediameteren på 4 - 8 cm langs hele pel-lengden, dvs. fra bunnen og helt opp til overflaten. Begroing vil også gi en mer ru overflate.

For peler i en gruppe kan det være aktuelt å redusere strømhastigheten for noen av pelene på grunn av kjølvannseffekter, se anbefalinger i DNV 2011, avsnitt 6.10. I toppen av en pelegruppe kan pelene stå såpass nær hverandre at det kan oppstå en komplisert "skygging" (sheltering) i gruppen. I tilfeller der virkningen av "skygging" ikke er dokumentert anbefales det å regne konservativt og se bort fra kjølvannseffekter.

2.5.3.6 Bølgelast på (små) konstruksjoner med et vilkårlig tverrsnitt

For konstruksjoner med en vilkårlig geometri kan man benytte formler fra (DNV 2010) til å beregne de ulike bidragene til den totale kraften fra bølgen. Et eksempel på en slik konstruksjon er fundamentet over en pelegruppe (pelehode) der kun deler av konstruksjonen er under vann når bølgen treffer. Her vises formler for de viktigste lastene.



Bølgelast på grunn av treghetseffekter og form- og friksjonsmotstand kan beregnes fra formelen:

$$F = F_t + F_f = \rho V(1 + C_a) \dot{u}_n + \frac{1}{2} C_d \rho A u_n^2$$

Det første leddet på høyre side er treghetsleddet (F_t) og det andre leddet (F_f) representerer friksjonsmotstand (DNV 2010, avsnitt 6.13.1). V er volumet av den delen av konstruksjonen som er under vann når bølgen passerer, A er tverrsnittsarealet av den delen av konstruksjonen som vender mot den innkommende bølge, u_n er strømkomponenten og $\dot{u}_n$ den tidsderivate av denne. Motsandstallet C_d kan finnes i tabeller i retningslinjene DNV 2010 for de aktuelle Reynoldstall. Det kan være aktuelt med en reduksjon av C_d på grunn av endeeffekter, se DNV 2010, avsnitt 6.8. Retningslinjene gir også metoder for å tilpasse motstandstallet for effekter av oppskylling (run-up) og kraftig brytning av bølgene med derav følgende slag mot konstruksjonen (breaking wave impact).

Bølgemotstand skyldes i hovedsak at bølger genereres nedstrøms konstruksjonen, treghetskraft på grunn av at vannmassene akselererer forbi konstruksjonen, form-motstand pga trykkforskjeller og friksjonskraft langs side- og bunnflater. Betydningen av bølgemotstanden kan vurderes ved hjelp av *Froude-tallet*:

$$Fr = \frac{v}{\sqrt{gL}}$$

der g er tyngdeakselerasjonen og L lengden av konstruksjonen langs strømrretningen (i vannlinjen for konstruksjoner som ligger delvis under vann).

En formel for bølgemotstand som er vanlig når en beregner bølgemotstand på skip med stor bredde i forhold til lengden er gitt som:

$$R_w = \frac{1}{2} C_w \rho B^2 v^2$$

der v er strømhastighet og C_w er en bølgemotstandskoeffisient som avhenger av størrelse og form på konstruksjonen, samt Froude-tallet.

2.5.3.7 Bølgelast på storvolum-konstruksjoner

Begrepet "storvolum-konstruksjoner" brukes for konstruksjoner når konstruksjonsdimensjonen (D) er større enn bølgelenden delt på 6, dvs. $D > \lambda/6$. For slike konstruksjoner kan en ikke lenger se bort fra bølgediffraksjon. Last på slike konstruksjoner kan bestemmes ut fra potensialteori og løses numerisk ved hjelp av bl.a. randelementmetoder (BEM). Storvolum-konstruksjoner, både flytebruer og fast fundamenterte bruer er behandlet i DNV 2010 kapittel 7.



2.5.3.8 Virvelavløsning

Virvelavløsning kan være aktuelt å sjekke for peler i anleggsfasen. Virvelavløsning kan føre til vibrasjoner i pelene og dersom frekvensen av denne ligger i nærheten av pelens naturlige egenfrekvens kan resonans oppstå. Frekvensen til virvelavløsningen kan bestemmes ved *Strouhal-tallet* definert ved:

$$St = \frac{Df_n}{v}$$

der D er pelediameter, v strømningshastighet og f_n frekvensen.

Strouhal-tallet finnes i tabeller i DNV 2010 innenfor de aktuelle områdene gitt av Reynholds-tallet.

2.5.3.9 Flomlaster

Flomlaster er en ulykkeslast som skal tilfredsstille pkt. 2.7(s.). Når fri høyde er valgt i henhold til pkt. 1.2.5.6 (s.) skal laster fra flom for en returperiode på 200 år bestemmes i hvert enkelt tilfelle.

2.5.4 Vanntrykk

2.5.4.1

Variable vanntrykkslaster 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 vanntrykkslast.

2.5.5 Islast

2.5.5.1 Generelt

Brukonstruksjoner skal dimensjoneres for mulige islaster. Lastene bestemmes ut fra de lokale forhold og konstruksjonens utforming.

Følgende hovedtyper av islast kan opptre:

1. Støtlaster fra isflak som driver eller presses mot konstruksjonen under påvirkning fra vind og strøm, inkl. laster pga. isgang, skruis, pakkis, etc.
2. Horisontale ekspansjonslaster på grunn av temperaturendringer i sammenhengende fastholdte isdekker.
3. Laster på grunn av hvelvvirkninger i isen som oppstår ved vannstandsvariasjoner.
4. Løftelast eller påhengslast fra is som er frosset til konstruksjonen.

Forenklet antas islastene i sjø (hav) å virke på ugunstigste nivå mellom HAT og LAT, se pkt. 1.2.3.3 (s.) for type 1 og mellom MV og LAT for type 2-4. Spesielt for type 3 bør det



imidlertid undersøkes om lokale forhold også kan medføre høyere angrepspunkt enn MV. I magasin/regulerte sjøer gjelder tilsvarende, men da med HAT og LAT erstattet av hhv. HRV (høyeste regulerte vannstand) og LRV (laveste regulerte vannstand). For elver skal angrepsnivåer for islaster vurderes spesielt.

Islaster kan vanligvis anses som statisk last, men ved støtlast mot slanke konstruksjoner skal dynamiske virkninger undersøkes.

Pilarer i vann hvor is kan forekomme, skal minst dimensjoneres for et istrykk tilsvarende 200 kN i pilartverrsnittets lengderetning og 200 kN vinkelrett på dette. Lastene kan antas ikke å virke samtidig.

Hvis isens drivretning avviker mer enn ca. 30° fra pilarens lengdeakse, bør det utføres en nærmere utredning av islastenes størrelse.

Istykkelsen, t , på innsjøer kan regnes å være:

$$t = \frac{\sqrt{F}}{175} [m]$$

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

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

hvor F_{10} og F_{100} er frostmengder med returperiode hhv. 10 og 100 år, se Statens vegvesens håndbok V220 *Geoteknikk i vegbygging* og håndbok N200 *Vegbygging*.

Istykkelsen vil reduseres betydelig allerede ved 0,05 m snødekke, og for et snødekke tykkere enn 0,10 m kan beregnet istykkelse reduseres med 30%.

Istykkelsen på sakte rennende elver kan antas å være 0,65 t.

Beregnet istykkelse og valg av andre viktige forutsetninger for beregning av islaster som flakstørrelser, strømhastighet, drivretning, oppstuing etc. bør sammenholdes med lokale observasjoner og registreringer.

I fig.2 er vist de betegnelser som benyttes ved beregning av islaster.

2.5.5.2 Støtlaster

Last fra drivende is i retning tilnærmet pilarens lengderetning beregnes av formelen:

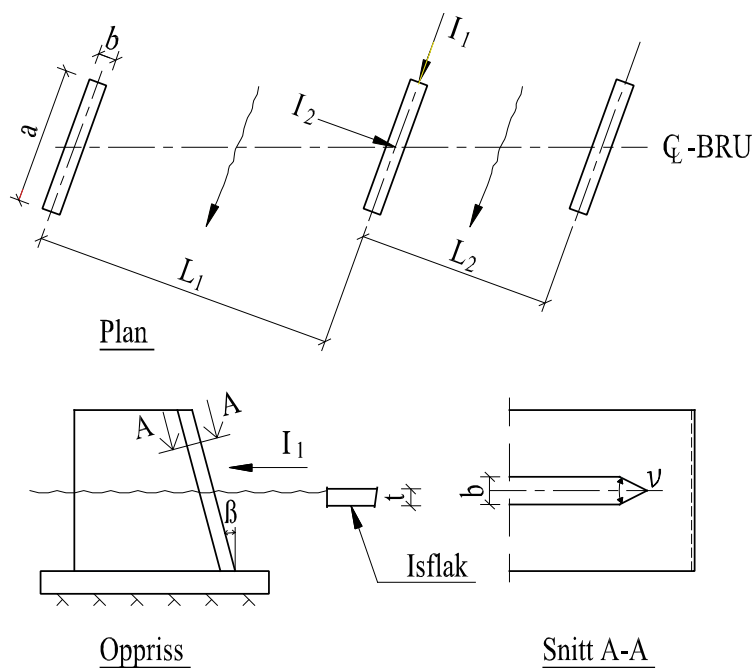
$$I_1 = C_1 C_2 C_3 \sigma_k t b \quad (1)$$

Her er:

- C_1 - formfaktor for pilarens bredde, se tabell 2.5
 - C_2 - formfaktor for helningen av pilarfronten, se tabell 2.6
 - C_3 - formfaktor for utforming av pilarfronten, se tabell 2.7
- For halvsirkelformet kant regnes $C_3 = 0,9$



- σ_k - isens knusningsfasthet
 t - istykkelse
 b - tverrsnittsdimensjon i pilarens tverretning



Figur 2.1 - Definisjon av pilardimensjoner og islaster

Isens knusningsfasthet, σ_k bestemmes med veiledning fra følgende verdier:

$\sigma_k = 700 \text{ kN/m}^2$ - eksempelvis små flak med temperatur rundt nullpunktet.
 Regulerte elver i midt-Norge og nord-Norge.
 Tidligere benyttet for Mjøsa.

$\sigma_k = 1400 \text{ kN/m}^2$ - eksempelvis ved sterk isgang eller svært store flak av kjerneis
 kombinert med lav temperatur og høy strømhastighet.
 Tidligere benyttet for normal våris i Tana.

$\sigma_k = 2500 \text{ kN/m}^2$ - benyttes unntaksvis for særlig store isflak påvirket av strøm og vind
 og lave temperaturer, f.eks. stål is med lav temperatur.

Fastheten av sjøis settes normalt til 2/3 av fastheten for tilsvarende angitte veiledende verdier for ferskvannsis.

Hvis pilarens lengdeakse er tilnærmet parallell med isens bevegelsesretning, settes $I_2 = 0,15 I_1$. I_1 og I_2 antas å virke samtidig.

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



b/t	0,5	1,0	1,5	2,0	3,0	≥ 4,0
C1	1,8	1,3	1,1	1,0	0,9	0,8

Tabell 2.5 - Islastfaktor C₁

For mellomliggende verdier interpoleres lineært

β [o]	0-15	15 - 30	30 - 45
C2	1,0	0,75	0,5

Tabell 2.6 - Islastfaktor C₂

β er pilarfrontens helning med vertikalen, se fig. 2-1.

Merk: Produktet C₁ · C₂ bør ikke regnes mindre enn 0,50

ν [o]	45	60	75	90	120	180
C3	0,54	0,59	0,64	0,69	0,77	1,00

Tabell 2.7 - Islastfaktor C₃

ν er pilarfrontens åpningsvinkel, se fig. 2-1.

For mellomliggende verdier interpoleres lineært

I_1 og I_2 virker horisontalt. Vertikalkomponenten kan beregnes ved å anta en friksjonskoeffisient mellom is og konstruksjon på $\mu = 0,15$.

For bruer der pakkis kan bygge seg opp mot pilarer, kan islast bestemt av lign. (1) (s.) antas også å dekke laster fra pakkis, men med tilleggskravet:

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

hvor I_1 normalt varierer fra 10 til 30 kN/m². I_2 settes ikke inn med større verdi enn 100m. Se figur 2.1 (s.).

Hvis store isflak støter mot en konstruksjon med stor utstrekning, f.eks. den lengste siden av en pilar, bør det benyttes metoder som tar hensyn til både isflakets bevegelsesenergi og konstruksjonens utstrekning/utforming.



2.5.5.3 Ekspansjonslaster

Ensidig last fra fast isdekke ved temperaturendringer beregnes ut fra en jevnt fordelt last i_2 :

$$i_2 = 300t + 2,5|T| < 250 \text{ [kN/m]} \quad (2)$$

hvor:

t - istykkelsen i m, skal ikke innføres med større verdi enn 0,5 m

T - karakteristisk verdi av laveste døgnmiddeltemperatur T_{0-} [°C] med returperiode 50 år.

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

$$I_1 = i_2 (L_1 + L_2) / 20 \quad (3)$$

$$I_2 = i_2 a \quad (4)$$

hvor L_1 , L_2 og a er definert i figur 2.1 (s.). $L_1 + L_2$ settes ikke inn med større verdi enn 100 m.

Bakenforliggende pilarer regnes samtidig for 25 % av verdiene i lign. 3 og 4.

Ved fast isdekke på alle sider av pilaren (tosidig last), kan islastene fastsettes til 25 % av verdiene i lign. 3 og 4.

Det må vurderes ut fra lokale forhold om pilaren skal belastes med både I_1 og I_2 , og om de eventuelt skal virke samtidig.

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

2.5.5.4 Laster fra fast isdekke gjennom hvelvvirkninger

Vannstandsendringer medfører at isdekket rundt pilarer kan brytes ned slik at isen over tid blir tykkere og eventuelle sprekker fylles med vann og fryser. Ensidig horisontaltrykk fra hvelvvirkning kan beregnes fra lign. 4 hvor i_2 normalt ikke skal regnes større enn 200 kN/m.



2.5.5.5 Vertikale laster fra fast isdekke

Ved vannstandsendringer kan laster fra fast is angitt i pkt. 2.5.5.4 få en vertikal oppadrettet komponent som maksimalt er 1/3 av den horisontale lasten.

Isdekke fastfrosset i pilarer kan ved stigende vannstand gi løftelaster som beregnes som følger:

$$I_v = 2(a + b)i_v$$

$$i_v = 0,6t \sqrt{\sigma_b h k}$$

hvor:

I_v - løftelast

i_v - løftelast ved lang rett vegg

σ_b - isdekkets bøyefasthet [= $0,7\sigma_k$, se (s.)]

h - vannstandsvariasjonen

t - istykkelsen i m, skal ikke innføres med større verdi enn 0,6 m.

k - opptrykksmodulen (= 10 kN/m³)

For frittstående pel kan løftelasten antas å være:

$$I_v = At^2$$

hvor:

$$t \leq 0,6 \text{ m}$$

$$A < 1600 \text{ kN/m}^2 \text{ for ferskvannsis}$$

$$A < 800 \text{ kN/m}^2 \text{ for saltvannsis}$$



2.5.6 Temperaturlast

2.5.6.1

Temperaturlasten 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 beregnes iht. NS-EN 1991-1-5, samt tilleggsbestemmelser som er angitt i pkt. 2.5.6.2 – 5.

2.5.6.2

For konstruksjoner og konstruksjonsdeler som ikke dekkes under tverrsnitt definert i NS-EN 1991-1-5, type 1, 2 og 3, kan følgende temperaturandeler benyttes:

- Aluminiumsbruer kan behandles tilsvarende som stålbruer (type 1).
- For øvrige konstruksjoner og konstruksjonsdeler:
 - Jevnt fordelt brutemperatur settes lik representativ lufttemperatur, dersom nøyaktigere verdi ikke legges til grunn
 - Varierende temperaturandel vurderes spesielt

2.5.6.3

Vertikal lineært varierende temperaturandel skal fordeles over tverrsnittshøyden slik at den ikke gir bidrag til maksimale temperaturintervall $\Delta T_{N, eks}$ og $\Delta T_{N, kon}$ i NS-EN 1991-1-5, med mindre det kan påvises at slikt bidrag kan ses bort fra. Kravet tilfredstilles når fordelingen gir $\Delta T = 0$ i tverrsnittets tyngdepunktsakse.

For vertikal ikke-lineært varierende temperaturandel vil det normalt ikke være nødvendig å korrigere for bidrag som fordelingen gir til $\Delta T_{N, eks}$ og $\Delta T_{N, kon}$.

2.5.6.4

Ved beregning av forskjell i jevnt fordelt temperaturandel mellom ulike konstruksjonsdeler etter NS-EN 1991-1-5, skal den ugunstigste konstruksjonsdelen antas å ha den ekstreme temperaturen ($T_{e, maks}$ hhv. $T_{e, min}$), mens temperaturen for de andre konstruksjonsdelene framkommer som en reduksjon av tallverdien i forhold til ekstremtemperaturen.



2.5.6.5

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

2.5.7 Jordskjelvlast

2.5.7.1 Generelt

Jordskjelvlast er unormal naturlast.

Jordskjelvlast karakteriseres ved hjelp av seismiske sonekart for akselerasjonen i berggrunn, gitt som spissverdien a_g [m/s²] ved frekvens $f = 40$ Hz.

Jordskjelvlasten angis som en beskrivelse av bevegelsen av berggrunnen i et enkelt punkt. Bevegelsen er normalt tilfredsstillende beskrevet ved hjelp av tre komponenter (translasjoner i de tre hovedretningene). Tre forskjellige metoder kan normalt benyttes for å beskrive hver av disse komponentene:

- Et normalisert elastisk responsspekter (heretter benevnt responsspekter)
- En spektraltetthetsfunksjon for grunnbevegelsen/grunnakselerasjonen
- En tidsserierepresentasjon av grunnbevegelsen/grunnakselerasjonen

Beskrivelse med responsspekter benyttes i disse reglene som den grunnleggende metoden. For analyser basert på denne metoden (og tre komponenter) kan konstruksjonen analyseres for hver av de tre komponentene som så kombineres etter nærmere angitte regler.

For konstruksjoner som ikke står direkte på berggrunnen, må det kompenseres for den endring av jordskjelvakselerasjonen som skjer mellom berggrunnen og konstruksjonen. Grunnundersøkelser må foretas for å klassifisere grunnforholdene.

Dersom det ikke utføres en nøyaktig fastsettelse av jordskjelvlastene på det aktuelle brusted, skal reglene i NS-EN 1998-1 og NS-EN 1998-2 følges.

2.5.7.2

Ref. NS-EN 1998-2, tabell NA.2 (904). Siste setning under tabellen skal lyde:

Samfunnsmessig viktige vegbruer med $L_{tot} < 50$ m og $a_g S < 1,2$ m/s² kan analyseres iht. metode 1.



2.5.7.3

For konstruksjon som er lokalisert over veg som er av større betydning enn selve konstruksjonen, skal som hovedregel trafikkmengde og samfunnsmessig viktighet av vegen under bestemme valg av seismisk klasse for konstruksjonen.
(ref. NS-EN 1998-2, tabell NA.2 (901)).

Dersom vegen under har gode omkjøringsmuligheter, og opprydding etter en jordskjelvskade eller sammenstøyrning av konstruksjonen antas å ta forholdsvis kort tid, kan seismisk klasse bestemmes på grunnlag av kriterier for den overliggende konstruksjonen alene.

2.6 Deformasjonslaster

2.6.1 Generelt

2.6.1.1

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

- forspenning av konstruksjonen (spennkrefter)
- svinn, kryp og relaksasjon
- setninger
- deformasjoner påført konstruksjonen som resultat av fabrikasjons-, bygge- eller installasjonsmetode.

2.6.1.2

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

2.6.2 Forspenning

Lastvirkningen av forspenning er sammensatt av:

- last som virker direkte på den oppspente konstruksjonsdelen, og
- indirekte virkninger (tvangskrefter) som opptrer ved forspenning av statisk ubestemte konstruksjoner.

Ved bestemmelse av deformasjonslaster på grunn av forspenning skal det tas hensyn til friksjons- og låsetap ved forspenningen og tidsavhengige virkninger av svinn, kryp og relaksasjon.

Det vises for øvrig til bestemmelsene under pkt. [5.3.3.2 \(s. \)](#).

2.6.3 Svinn, kryp og relaksasjon

Det vises til bestemmelsene under pkt. [5.3.3.2 \(s. \)](#).

2.6.4 Setninger

Deformasjonslaster på grunn av setninger omfatter:

- laster påført konstruksjonen som resultat av jevne setninger,
- laster påført konstruksjonen som resultat av differensial- og skjevsetninger,
- laster påført konstruksjonen som resultat av skjærdeformasjon i skråninger eller fyllinger med anstrengt stabilitet. Omfatter også laster påført peler pga. samme effekt.

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



2.7 Ulykkeslaster

2.7.1 Generelt

2.7.1.1

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

- påkjøringslaster fra kjøretøy
- påseilingslaster fra skip
- påkjøringslaster fra jernbanetrafikk
- last fra fallende gjenstander
- eksplosjon med mulig påfølgende brann
- brann med mulig påfølgende eksplosjon
- laster forårsaket av skred.

2.7.1.2

Karakteristiske ulykkeslaster er i hovedsak nominelle verdier fastsatt ut fra skjønn og kan vanligvis ikke knyttes til et definert sannsynlighetsnivå. I den utstrekning ulykkeslasten kan bestemmes ved hjelp av sannsynlighetsberegninger, bør sannsynligheten for hendelser som en ser bort fra i analysen, ikke overstige 10^{-4} pr. år.

Regelverk med andre sikkerhetsnivåer kan komme til anvendelse når andre konstruksjoner påvirker våre bruer eller omvendt. Det skal avklares hvilke regelverk som er bestemmende. Spesielt skal andre statlige eller kommunale godkjenningsmyndigheter varsles dersom sikkerhetsnivået i Prosjekteringsreglene er lavere enn i andre berørte regelverk.

2.7.1.3

Regelverk for å bestemme karakteristiske verdier for påkjøringslaster fra kjøretøy og påseilingslaster fra skip er gitt i NS-EN 1991-1-7 og NS-EN 1991-2.

2.7.1.4

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

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

For spesielle konstruksjoner eller deler av konstruksjoner som senketunneler og rørbruer, hvor konsekvensene av en brann kan være vanninnbrudd og tap av konstruksjonen, skal konstruksjonen dimensjoneres for en brannbelastning på 300 MW basert på RWS - kurven i 2 timer, se håndbok R510, kap. 5, fig.5.1. Samme



brannbelastningskrav gjelder også for andre konstruksjoner hvor brann kan medføre sammenbrudd i konstruksjonen med store konsekvenser for omgivelsene, f.eks. bebyggelse og installasjoner på løsmassetunneler, løkk-konstruksjoner, etc.

2.7.1.5

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

2.7.2 Påkjøringslaster fra kjøretøyer

2.7.2.1

Dersom det er risiko for at søyler, overbygning eller andre bærende konstruksjoner kan påkjøres, skal de kontrolleres for påkjøringslaster.

Avgjørende for påkjøringsrisikoen kan være konstruksjonens plassering i forhold til vegbanen, siktforhold, samt vegens kurvatur og helning i nærheten av konstruksjonen.

Påkjøringslasten regnes vanligvis ikke å opptre samtidig med variable laster. Unntak gjøres dersom det er avhengighet mellom påkjøringskraften og trafikklasten.

2.7.2.2

Dimensjoneringen for påkjøringslaster vurderes særskilt for

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

2.7.2.3

Ytterligere regler samt karakteristiske verdier er gitt i NS-EN 1991-2 og NS-EN 1991-1-7.



2.7.3 Påseilingslaster fra skip

2.7.3.1 Generelle regler

2.7.3.1.1

Ved bruer som går over seilled, skal brukonstruksjonene planlegges og utformes slik at risiko for påseiling blir minst mulig. For å oppnå dette bør brua plasseres i en passende avstand fra steder hvor seilleden endrer retning, eller hvor navigasjonsforholdene av andre grunner er vanskelige.

2.7.3.1.2

Fri høyde og bredde i seilløp skal minst tilfredsstillende de krav som fastsettes av Kystverket for hvert enkelt prosjekt. Samtidig kan seilløpet være pålagt møterestriksjoner, krav til varslings- og navigasjonssystemer etc.

2.7.3.1.3

Alle deler av en brukonstruksjon som kan bli utsatt for påseiling av skip, skal dimensjoneres for de tilhørende påseilingslaster.

Om en bestemt del av brukonstruksjonen kan bli påseilt avhenger blant annet av vanddyb og fri høyde og om konstruksjonen er beskyttet av naturlige eller kunstige hindringer.

2.7.3.1.4

Påseilingslastene avhenger av fartøyets utforming og størrelse, dets last og fart, kollisjonspunkt og støtretning samt brukonstruksjonens masse, stivhet og eventuelle fenderkonstruksjoner.

2.7.3.1.5

For bruer bør dimensjonerende skipstørrelse og tilhørende påseilingslast for hver enkelt del av brua fastsettes ut fra en risikoanalyse.

Ved risikoanalysen bestemmes sannsynligheten for påseiling ut fra skipstrafikkens intensitet og sammensetning, navigasjonsforholdene, bruelementenes plassering i forhold til seilleden, dybdeforhold og eventuelle hindringer, farvannsmerking, bruk av los, systemer for overvåkning av skipstrafikken etc., se NS-EN 1991-1-7, NA.4.6.3.

Risikoanalysen skal gjennomføres etter anerkjente metoder, f.eks. iht. NS 5814. Se også NS-EN 1991-1-7, tillegg B.



2.7.3.1.6

Vedrørende beregningsmetoder og prinsipper for fending, vises det til følgende:

- AASHTO, Guide Specification and Commentary for Vessel Collision Design of Highway Bridges, 1991
- Ole Damgård Larsen, Ship Collision with Bridges, IABSE, Structural Engineering Document no. 4, 1993.

2.7.3.2 Forenklede regler

2.7.3.2.1

Forenklede regler og veiledende verdier av støtkrefter er gitt i NS-EN 1991-1-7, se spesielt NA.4.6.3.

For støtkrefter på konstruksjoner utenom seilløpet vil det normalt kunne regnes med et mindre skip enn det som er dimensjonerende i seilløpet.

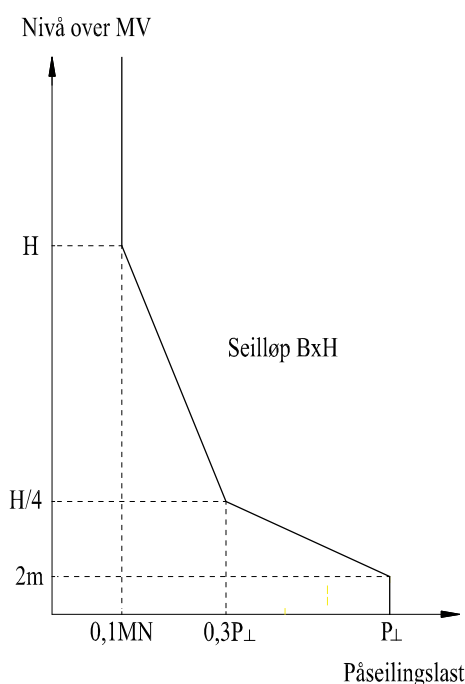


2.7.3.2.2

Konstruksjonsdeler som er plassert utenfor kant av fundament eller fenderplate, f.eks. skrå søyler, buekonstruksjoner eller overbygningen, skal dimensjoneres for påseilingslaster.

Påseilingslast mot overbygningen regnes å angripe i nivå med underkant av denne.

I høyderetningen skal størrelsen av påseilingslastene antas å variere som vist i figur 2.2.



Figur 2.2 - Variasjon av påseilingslastene i høyderetning

Minste påseilingslast settes til 0,1 MN, også for deler av overbygningen som ligger høyere enn seilløpet.

2.7.4 Påkjøringslaster fra jernbanetrafikk

2.7.4.1

Det regnes vanligvis ikke med påkjøringslaster fra jernbanetrafikk, da påkjøringsrisikoen regnes mindre enn angitt i pkt. 2.7.1.2 (s.). Det vises til Jernbaneverkets prosjekteringsregler.



2.7.5 Brann med mulig påfølgende eksplosjon

2.7.5.1

Det skal vurderes om spesiell brannbeskyttelse er nødvendig for:

- Bruer som er lokalisert slik at brann fra nærliggende bebyggelse, parkeringsplass etc. kan ha betydning trafikkantenes og konstruksjonens sikkerhet
- Bruer med spennkabler som ikke er innstøpt i betong

2.7.5.2

For bruer som iht. vurderingen etter pkt. [2.7.5.1](#) er brannutsatt, skal bærende konstruksjoner og konstruksjonsdetaljer utformes og dimensjoneres slik at sikkerheten mot materialbrudd eller instabilitet (knekking, vipping etc.) ved dimensjonerende last er betryggende ved brann. Ved beregning av reduksjon i bæreevne skal det tas utgangspunkt i den brannbelastning (temperatur og varighet) som tilleggende bebyggelse (f.eks. bensinlager, trelastlager, parkeringsplass) antas å representere.



2.8 Samtidighet av laster

2.8.1

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

2.8.2

Ugunstigste vind-, strøm-, bølge og tidevannslast skal vanligvis antas 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 så kan den generelle regel ovenfor fravikes. Det skal dokumenteres hvordan ovennevnte laster opptrer sammen og hvordan de skal kombineres med andre laster.

2.8.3

Temperaturlaster og laster forårsaket av variasjoner i vannets tetthet kan antas å være uavhengige av naturlaster for øvrig.

2.8.4

Samtidighet av trafikklast er behandlet i NS-EN 1991-2.

2.8.5

Snølast opptrer ikke samtidig med trafikklast på vegbruer, ferjekaier, ferjekaibruer eller gangbruer, med unntak av konstruksjonsdeler som ikke ryddes for snø.

2.8.6

Samtidighet av ulykkeslast med andre laster er behandlet i NS-EN 1990.

3 Forskrift for trafikkklaster

3.1 Innledende bestemmelser

3.1.1 Virkeområde

Forskrift for trafikkklaster gjelder som minimumskrav ved dimensjonering av vegbruer, gangbruer og ferjeleier i det offentlige vegnett. Forskriften skal også legges til grunn ved dimensjonering av:

- overgangsbruer for private veger over offentlig veg
- bærende konstruksjoner under offentlige rom, som torvarealer, gågater o.l., uten fysiske hindringer for kjøretøyers atkomst

For klassifisering av eksisterende bruer og for midlertidige bruer gjelder spesielle regler for trafikklast, se håndbok R412 *Bruklassifisering*.

3.1.2 Orientering

Forskriften definerer størrelsen på de trafikkklaster som skal legges til grunn ved dimensjonering av vegbruer, gangbruer og ferjeleier i det offentlige vegnett.

Forskriften forutsetter dimensjonering etter partialfaktormetoden; de angitte laster er å oppfatte som karakteristiske verdier.

Trafikkklaster for vegbruer er gitt i NS-EN 1991-2.

Trafikklastene på gangbruer dekker:

- laster fra gående og syklende i samsvar med NS-EN 1991-2
- laster fra kjøretøyer som tillates å trafikkere brua i samsvar med NS-EN 1991-2

Trafikklastene for ferjeleier er de samme som for vegbruer med unntak for ferjekaibruer. Trafikklastene for ferjekaibruer er fastsatt i samsvar med de lastene ferjene er dimensjonert for.

3.1.3 Fravik

Forskrift for trafikkklaster kan fravikes dersom spesielle grunner gjør dette nødvendig eller rimelig. Myndighet til å fravike forskriften er lagt til Vegdirektoratet for riks- og fylkesveger og regionvegkontoret for kommunale veger. Tillatelse til slike fravik skal gis skriftlig.

Standard søknadsskjema til bruk ved fraviksbehandling kan lastes ned fra internettsiden <http://www.vegvesen.no/Fag/Publikasjoner/Vegnormaler/Fravik>.

3.1.4 Ikrafttredelse

Denne utgave av forskrift for trafikkklaster trer i kraft umiddelbart.

3.2 Trafikklastens plassering

Trafikklast plasseres på brua i ugunstigste stilling i lengderetningen og i tverretning innenfor den tilgjengelige føringsavstanden.

Føringsavstand er den minste horisontale bredde av:

- avstand mellom skulderkanter
- avstand mellom en av skulderkantene og høy kant, rekkverksskinne eller annen fysisk hindring.
- avstand mellom to høye kanter, rekkverksskinner eller andre fysiske hindringer

Ytterligere regler er gitt i NS-EN 1991-2.

3.3 Trafikklast på vegbruer

Med trafikklast forstås belastningen i vertikal og horisontal retning på kjørebane, skulder, gangbane, sykkelbane og midtdeler fra så vel fotgjengere som de lette og tunge kjøretøyer som kan belaste konstruksjonen uten spesielle restriksjoner.

Trafikklastene i forskriften dekker belastningen fra den trafikk som normalt tillates på konstruksjonen. Tyngre kjøretøyer kan ikke passere uten at det foreligger dispensasjon.

Trafikklasten beskrives ved hjelp av ekvivalentlaster, dvs. lastmodeller som dekker virkningen av visse tunge typekjøretøyer omgitt av en blanding av lette og tunge kjøretøyer.

Ytterligere regler er gitt i NS-EN 1991-2.

3.3.1 Generelle og tilhørende dimensjonerende situasjoner

NA.4.3.1(2) i NS-EN 1991-2 suppleres med følgende tekst:

- Lastmodell 2 (LM2) brukes i forbindelse med globale og lokale beregninger i tillegg til lastmodell 1 (LM1)

3.4 Trafikklast på gangbruer

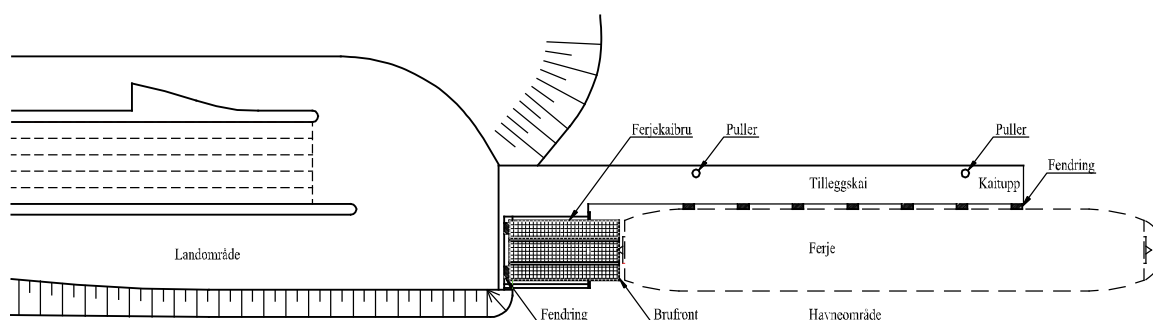
Regler for trafikklast på gangbruer er gitt i NS-EN 1991-2.

3.5 Trafikklast på ferjeleier

3.5.1 Trafikklast fra kjøretøy på landområde

Alle deler av et ferjeleies landområde som inngår i det offentlige vegnettet, og som består av bruer eller andre bærende konstruksjoner, skal belastes med trafikklast som for vegbruer som angitt i pkt. 3.3.1.

Figur 3.1 viser en stilisert oversikt over et typisk ferjeleie. De mest brukte faguttrykkene framgår av figur 3.2.



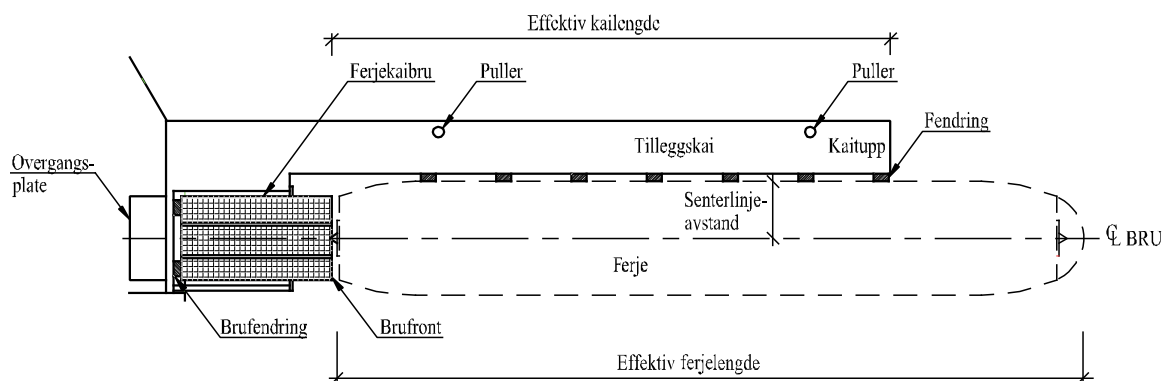
Figur 3.1 - Typisk ferjeleie

3.5.2 Trafikklast fra kjøretøy på ferjekai

Alle deler av ferjekaia som inngår i det offentlige vegnettet, skal belastes med trafikklast som for vegbruer som angitt under pkt. 3.3.1, multiplisert med en faktor 0,8. For ferjekaibruer regnes trafikklastene å virke over hele brubredde mellom ytterrekkverk. Det betyr at en gangbane adskilt fra kjørebane med mellomrekkverk, belastes som om det var en del av kjørebane.

3.5.3 Last fra ferje på ferjekai

For lastene som beskrives her forutsettes det at innkommende ferjes effektivlengde ikke overskrider 4/3 av effektiv kailengde, se figur 3.2.



Figur 3.2 – Ferjeleie og noen faguttrykk

3.5.3.1 Last fra ferje på ferjekaibru

Lastene som beskrives her gjelder for ferjeleier hvor innkommende ferjes bevegelsesenergi ikke overskrider 200 kNm parallelt med ferjekaibruas senterlinje. For ferjestørrelser utover dette forutsettes det utarbeidet egne regler i det enkelte prosjekt.

Bevegelsesenergien beregnes fra maksimal fart ved tillegging og deplasement etter følgende formel:

$$E = 1.1 \cdot \frac{v^2 \cdot D}{2} \text{ kNm} \quad [3.1]$$

hvor:

v - ferjas hastighet ved sammenstøt i m/s

D - ferjas maksimale deplasement i tonn

Faktoren 1.1 betyr 10% tillegg til ferjas deplasement pga. medfølgende vannmasser under fart.

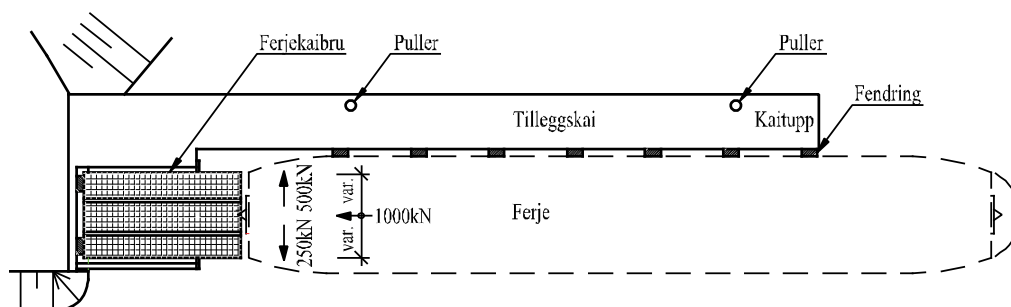
Ferjekaibru og brubås, definert i pkt. 6.8.1.1, skal dimensjoneres for laster fra ferje ved at brufronten belastes med punktlaster som beskrevet nedenfor. Punktlastene er horisontale, og brufronten står vilkårlig plassert mellom nederste og øverste begrensning.

3.5.3.1.1 Laster fra ferje på ferjekaibru uten trafikklast

Ferjekaibru uten trafikklast skal dimensjoneres for følgende laster fra ferje:

- 1000 kN horisontalt trykk fra ferja i bruas lengderetning. Lasten plasseres i ugunstigste posisjon over brufrontens bredde.
- 500 kN horisontalt og vinkelrett på bruas senterlinje. Lasten angriper brufronten i retning mot tilleggskai. I motsatt retning er lasten 250 kN.

Lastene er uavhengig av hverandre og opptrer ikke samtidig.



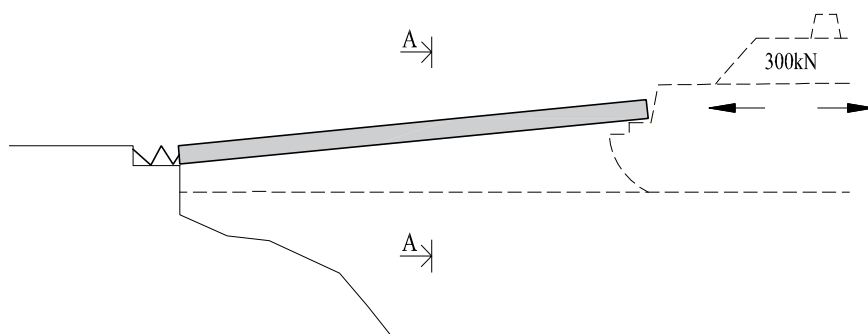
Figur 3.3 - Laster fra ferje mot ferjekaibru uten trafikk på brua

3.5.3.1.2 Laster fra ferje på ferjekaibru med trafikklast

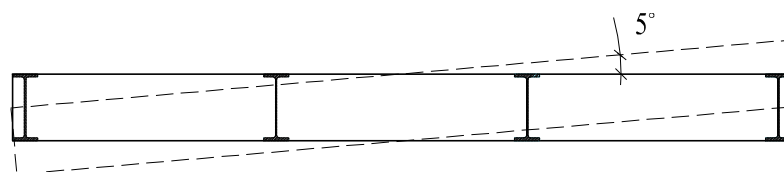
Ferjekaibru med trafikklast skal dimensjoneres for følgende laster fra ferje:

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

Horisontallast og last fra påtvungen rotasjon kan opptre samtidig med trafikklast fra kjøretøy på brua.



Figur 3.4 - Laster fra ferje mot ferjekaibru med trafikk på brua - lengdesnitt



Figur 3.5 - Laster fra ferje mot ferjekaibru med trafikk på brua - tverrsnitt A-A

3.5.3.1.3 Kapasitet til brufendere

Dersom egen vurdering av støtlaster for aktuell ferjekaibru ikke gjennomføres, skal fendere bak ferjekaibrua dimensjoneres for opptak av en samlet støtenergi på minimum 200 kNm. Det gis anledning til å foreta en nærmere vurdering av maksimal støtenergi på hver enkelt ferjekaibru og dimensjonere fenderingen iht. dette. Fenderverket må utformes slik at maksimal støtlast kan opptas.

3.5.3.2 Last fra ferje på tilleggskai

Lastene som beskrives her gjelder for tilleggskai hvor innkommende ferjes maksimale bevegelsesenergi vinkelrett på tilleggskaiens fenderfront er inntil 600 kNm ved kaitupp. For ferjer med tilsvarende bevegelsesenergi større enn 600 kNm forutsettes det utarbeidet egne regler for det enkelte prosjekt. Bevegelsesenergien beregnes etter følgende formel:

$$E = 1.5 \cdot \frac{v^2 \cdot D}{2} \text{ kNm} \quad [3.2]$$

hvor:

v - ferjas maksimale hastighet vinkelrett på tilleggskaiens fenderfront ved sammenstøt (m/s)

D - ferjas maksimale deplasement i tonn

Faktoren 1.5 betyr 50% tillegg til ferjas deplasement pga. medfølgende vannmasser under fart.

Støtlaster fastsettes ut fra den største ferja som er forventet å trafikkere ferjeleiet, de lokale forholdene og det fenderverk som benyttes. Støtlastene skal ikke regnes mindre enn 500 kN.

Fortøyningslaster fastsettes ut fra den største ferja som er forventet å trafikkere ferjeleiet og de lokale forhold mht. vind, strøm og bølger. Lasten skal ikke regnes mindre enn 300 kN pullerstrekk pr. puller i ugunstigste retning. Lasten regnes å virke på to pullere som anvendes samtidig.

Dersom ikke nøyaktigere beregninger utføres, kan tilleggskaiene kontrolleres for støtlaster (punktlast) som er vist i tabell 3.1. Mellomliggende verdier kan interpoleres lineært.

D	P	S	Kommentar
1000	500*	300*	Små samband
1000 - 2000	1000	500	Mellomstore samband
2000 - 4000	2000	800	Store samband
> 4000	Vurderes spesielt	Vurderes spesielt	Spesielle samband

* Benyttes kun i tilfeller der det forventes lav trafikkvekst i løpet av stipulert levetid

Tabell 3.1 - Karakteristisk støtlast P og pullerstrekk S

hvor:

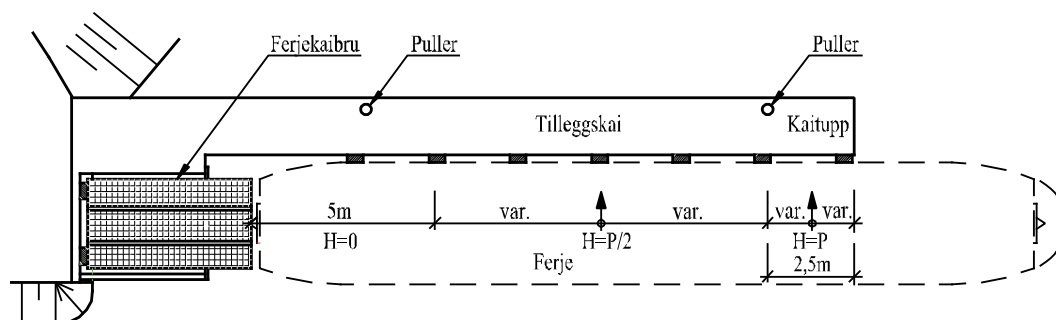
D - maksimalt deplasement (tonn)

P - maksimal støtkraft (kN)

S - maksimal strekkraft (kN) vinkelrett på tilleggskaien, plassert 1/3 av den effektive kailengden fra kaienden

Ovennevnte støtlaster forutsetter fenderverk som sikrer at disse støtlastene ikke overskrides.

Støtlastene angitt ovenfor regnes å virke på de ytterste 2,5 m av tilleggskaien. Fra 2,5 m fra kaitupp og til 5 m fra brufront regnes halv støtlast. Støtlastene antas ikke å kunne angripe tilleggskaien nærmere brufronten enn 5,0 m, se figur 3.6. Støtlasten 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 må bestemmes for hver enkelt kai. Nærmere retningslinjer gis i håndbok 141 *Ferjeleier*.



Figur 3.6 - Virkeområde for støtlaster fra ferje mot tilleggskai

3.5.3.3 Lastfaktorer for trafikklast fra ferje på ferjekaibru og tilleggskai

Ved kombinerende kontroll av bruddgrensetilstanden settes lastfaktor lik 1,2. For bruksgrensetilstanden benyttes lastfaktor 1,0.

3.5.4 Ulykkeslast

3.5.4.1 Brudd i én heisesylinder

For å unngå totalhavari av ferjekaibrua pga. svikt i oppheng/ sylinder, skal det regnes på en ulykkesituasjon der brua 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.

3.5.4.2 Unormalt stor støtlast på kaitupp

Det regnes som ulykkeslast hvis ei ferje støter på tilleggskaien med større hastighet enn 0,5 m/s vinkelrett på kaien eller med større bevegelsesenergi enn 600 kNm. Tilleggskaien skal fortrinnsvis oppta et slikt støt med en duktil oppførsel og uten at reaksjonskraften overstiger 3P, se tabell 3.1 (s.) for P.

3.6 Trafikklast og annen nyttelast på fylling inntil konstruksjoner

3.6.1 Generelt

Konstruksjoner i tilknytning til veganlegg, som bl.a. har som funksjon å støtte opp fyllinger, skal dimensjoneres for sidetrykket (jordtrykket) fra lastene spesifisert under.

Med konstruksjon forstås her alle typer landkar for vegbruer, gangbruer og ferjekaibruer, samt alle typer støtemurer. Videre omfattes nedfylte konstruksjoner som kulverter og rør, løsmassetunneler, veglokk/vegoverbygg, tunnelportaler etc., avhengig av arealbruken på terrengoverflaten.

3.6.2 Trafikklast i kjørebane

Det henvises generelt til NS-EN 1991-2.

Den delen av fyllingen som er satt av til kjørebane deles inn i lastfelt med bredde $w = 3$ m og eventuelt et restareal med bredde mindre enn 3 m..

Følgende forenklinger gjelder for lastmodell 1 (LM1) som består av en jevnt fordelt last (UDL) og boggilaster (TS) i inntil 3 felt:

- a) Den jevnt fordelte lasten (UDL) erstattes av $q_k = 5$ kN/m² for alle lastfelt, inkludert eventuelt et restareal (med $w < 3$ m). Areal som er satt av til kantrekkverk, rekkverk mellom gangbane og kjørebane og fysisk skille mellom kjøreretningene belastes med samme last.

Lasten gjelder for kjørebanebredder ≥ 3 m.

- b) De to største boggilastene (TS) i lastmodell 1 (LM1) erstattes med en jevnt fordelt trafikklast (boggiekvivalentlast) over lastfeltets bredde $w = 3$ m, og 6 m i lengderetningen, se figur 3.7 og 3.8. Boggiekvivalentlastens intensitet $q_{Qk} = 25$ kN/m².

Den minste boggilasten (TS) regnes å inngå i q_k , se pkt. a) over.

Lasten gjelder for kjørebanebredder ≥ 3 m.

Et eventuelt restareal (med $w < 3$ m) belastes med $q_{Qk} = 25$ kN/m² bare for kjørebanebredder $\geq 5,5$ og < 6 m.

Boggiekvivalentlasten skal alltid opptre samtidig med den jevnt fordelte trafikklasten q_k . En konstruksjon kan belastes med én, maksimalt to boggiekvivalentlaster.

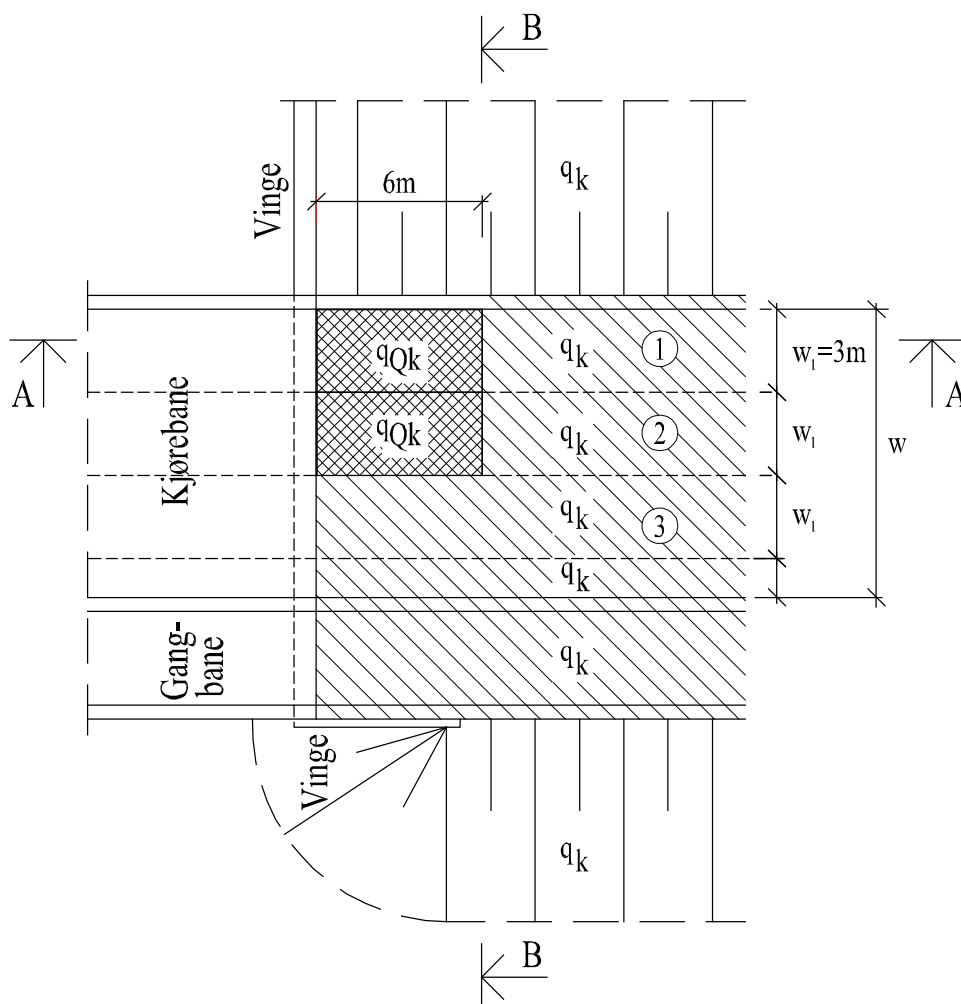
Virkningen av bremselast, sidelast og ev. sentrifugallast på fyllingen, samt den komprimerende effekt trafikklasten har, er inkludert i lastene omtalt under a) og b) ovenfor.

Den jevnt fordelte trafikklasten $q_k = 5$ kN/m² plasseres i ugunstigste stilling på konstruksjonens tilløpsfylling, i én bruende eller begge. Disse lastene kan, dersom dette er ugunstig for lastvirkningen som undersøkes, kombineres med den jevnt fordelte trafikklasten q_{ik} i ugunstigste stilling på brua. For q_{ik} , se NS-EN 1991-2, bl.a. pkt. 4.3.2.

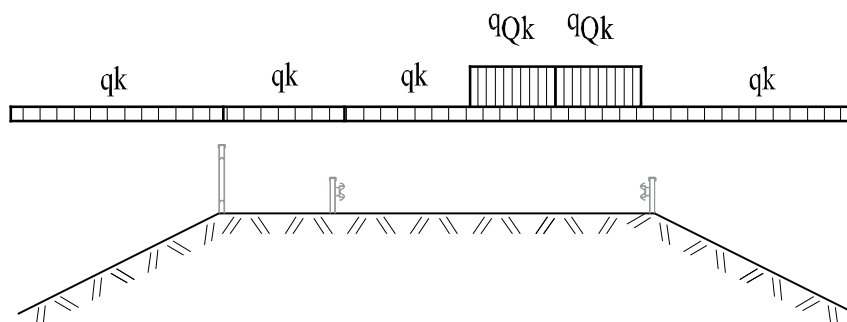
3.6 Trafikklast og annen nyttelast på vegfylling

Boggiekvivalentlasten(e) $q_{Qk} = 25 \text{ kN/m}^2$ plasseres innenfor tilløpsfyllingene i ugunstigste posisjon i bruas lengderetning og i ugunstigste lastfelt i tverretningen.

Det plasseres kun én boggiekvivalentlast eller én boggilast (TS) på selve brua pr. lastfelt.



Figur 3.7 - Trafikklast på vegfylling, plan



Figur 3.8 - Trafikklast på vegfylling, tverrsnitt B - B

3.6.3 Boggiekvivalentlast og forenklet jordtrykksfordeling

3.6.3.1 Frontmur

Hvis ikke nøyaktigere metode benyttes, kan trekantfordelingen vist på figur 3.9 og 3.10 benyttes. Jordtrykkets spenningsblokk mot en vertikal vegg vinkel rett på senterlinje veg har sin maksimale verdi øverst lik:

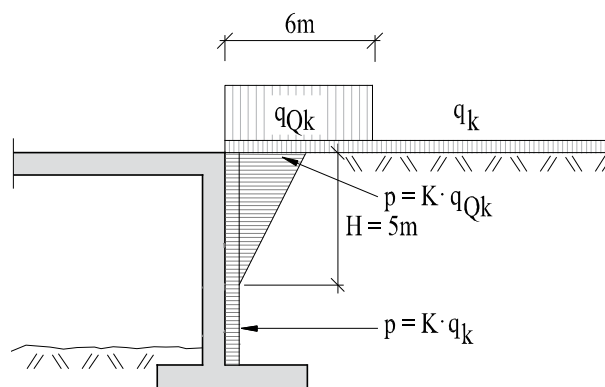
$$p = K \cdot q_{Qk}$$

der

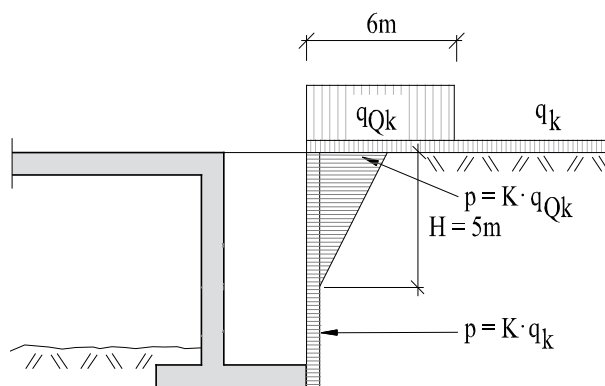
p : jordtrykksintensiteten (kN/m²)

K : jordtrykkskoeffisient, se håndbok V220 *Geoteknikk i vegbygging*

Jordtrykket reduseres lineært til null ved en dybde på 5 m. Bredden på jordtrykksblokken er lik boggiekvivalentlastens bredde og konstant med dybden, dvs. 3 eller 6 m.

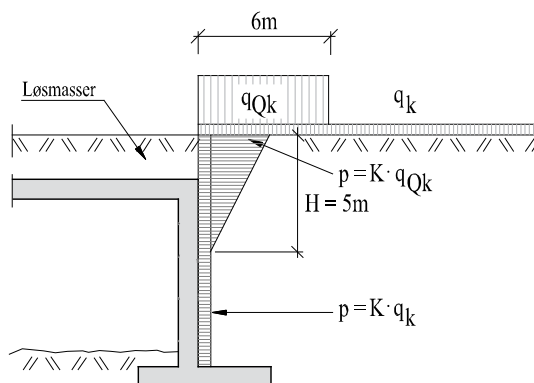


Figur 3.9 - Trafikklast på vegfylling og tilhørende jordtrykk, snitt A – A

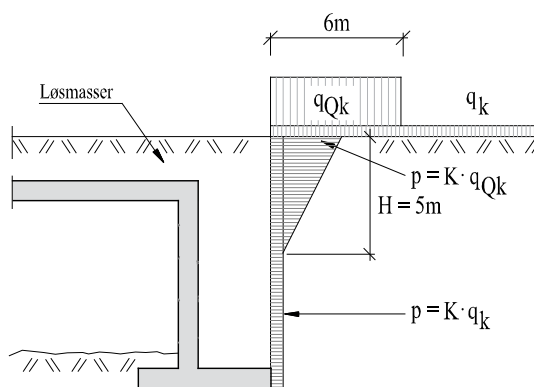


Figur 3.10 - Trafikklast på vegfylling og tilhørende jordtrykk, snitt A – A

For konstruksjoner med løsmasseoverdekning, se figur 3.11, vil en del av jordtrykket over ok takplate overføres ved friksjon til denne platen.



Figur 3.11 - Trafikklast på vegfylling og tilhørende jordtrykk, snitt A - A

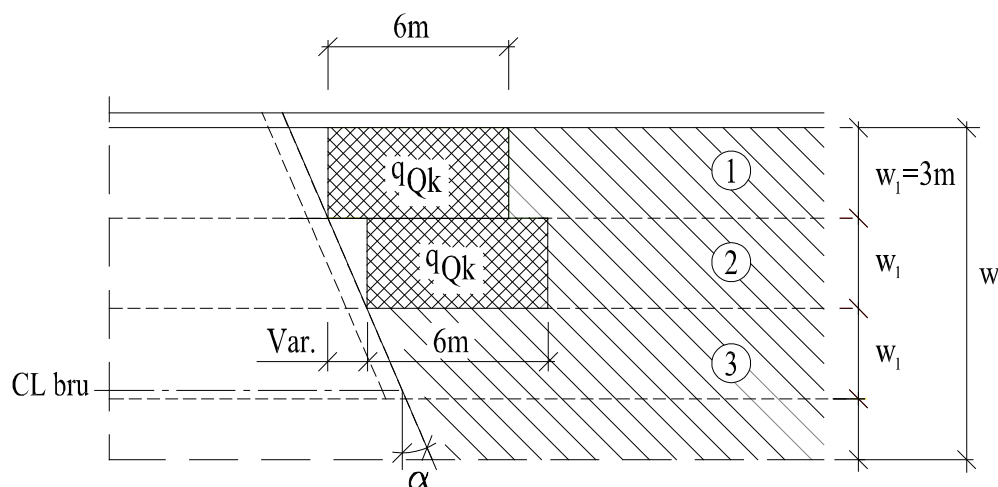


Figur 3.12 - Trafikklast på vegfylling og tilhørende jordtrykk, snitt A - A

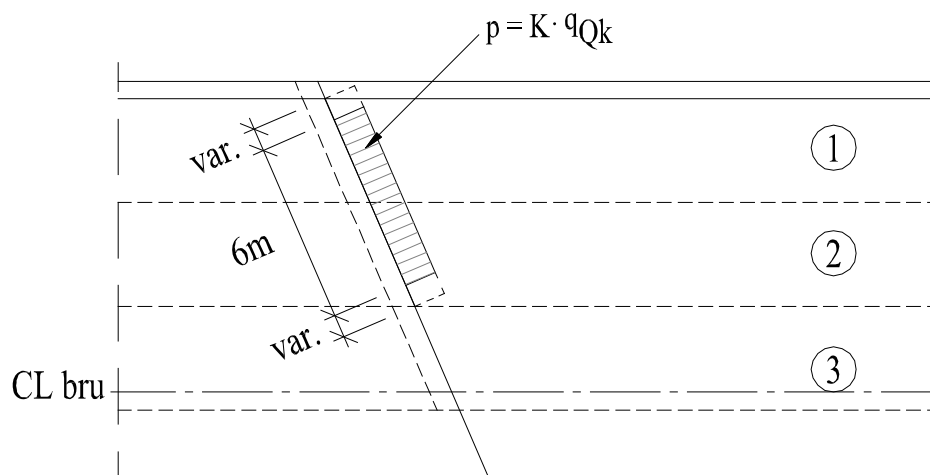
3.6.3.2 Skjev frontmur

Ved beregning av jordtrykk ved skjev frontmur skal det tas hensyn til at boggiekvivalentlastene kan forskyves i forhold til hverandre i vegens lengderetning, se figur 3.13.

Hvis ikke nøyaktigere metode benyttes, kan jordtrykksfordelingen i pkt. 3.6.3.1 brukes direkte og vinkelrett inn mot frontmuren. Lasten forskyves langsetter muren for å optimalisere påkjenningen, men innenfor kjørebanebredden, se figur 3.14. Det forutsettes at hele boggiekvivalentlasten er på den riktige siden av betraktet snitt for å unngå at den delvis virker avlastende.



Figur 3.13 - Boggiekvivalent lasters innbyrdes plassering ved skjevt landkar



Figur 3.14 - Plassering av tilhørende jordtrykk ved skjevt landkar

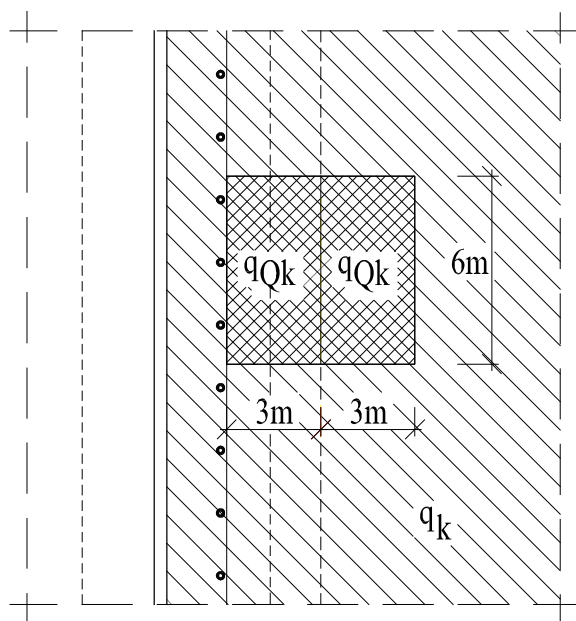
3.6.3.3 Støttemur/landkarvinge parallelt kjørebane

Med boggiekvivalentlasten helt inntil mur eller vinge kan forenklingene i pkt. 3.6.3.1 benyttes.

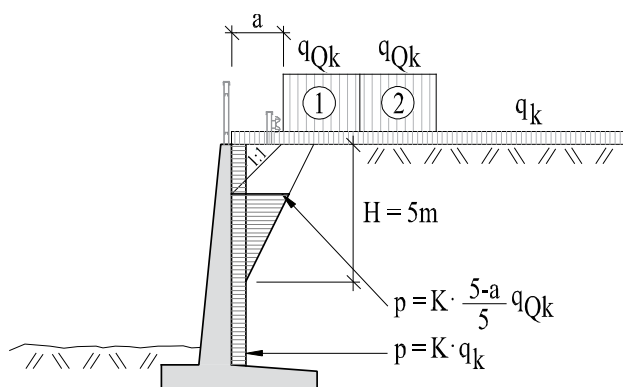
Med rekkverk plassert innenfor murkrone eller landkarvinge, se figurene 3.15 og 3.16, gis boggiekvivalentlasten en lastspredning nedover i fyllingen på 1:1. Dette er vist på figur 3.16. Forenklingen forutsetter at lasten ikke gis spredning i lengderetningen.



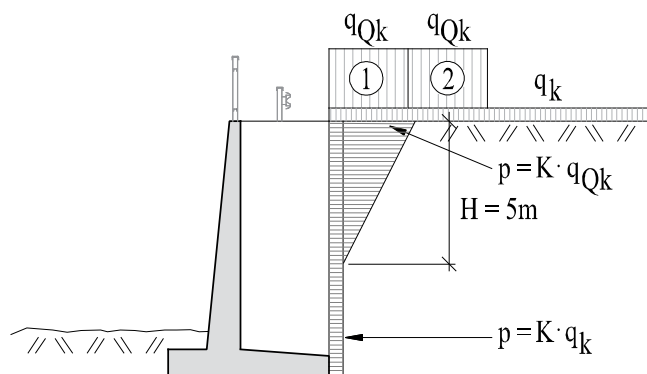
3.6 Trafikklast og annen nyttelast på vegfylling



Figur 3.15 - Støttemur og trafikklast, plan



Figur 3.16 - Støttemur og trafikklast, snitt



Figur 3.17 - Støttemur og trafikklast, snitt



3.6 Trafikklast og annen nyttelast på vegfylling

Det skal tas hensyn til krefter fra påkjørsel av rekkverk festet direkte eller indirekte til konstruksjonen, se pkt. 3.7.

Støttemur ol., der rekkverk er benyttet for å unngå trafikkbelastning nær eller helt inntil muren, se figurene 3.15 til 3.17, forutsettes vurdert mht. ulykker. Et eksempel er et tyngre kjøretøy som har brutt gjennom rekkverket og blir stående inntil støttemuren. Det vises til NS-EN 1991-1-7 og håndbok N101 *Rekkverk*.

3.6.4 Trafikklast på gang- og sykkelvegareal

Arealer avsatt til gang- og sykkeltrafikk på vegbruer, samt gangbruer, belastes med $q_k = 5 \text{ kN/m}^2$. Rekkverksrom er inkludert i arealet, se pkt. 3.6.2 a).

Belastning fra vedlikeholdskjøretøy eller andre kjøretøy på fylling inntil gang- og sykkelvegkonstruksjoner iht. NS-EN 1991-2, kap 5, er dekket ved ovennevnte kontroll for $q_k = 5 \text{ kN/m}^2$.

3.6.5 Trafikk-/ nyttelast på arealer regulert til andre formål

Arealer regulert til annen virksomhet enn vegtrafikk belastes iht. gjeldende regelverk. Den karakteristiske lasten skal ikke være mindre enn $q_k = 5 \text{ kN/m}^2$.

3.6.6 Trafikk-/ nyttelast på ikke-regulerte arealer

Arealer som ikke er regulert til spesielle formål eller er uten noen form for virksomhet, bl.a. sideskråninger, skal belastes med $q_k = 5 \text{ kN/m}^2$ der dette er ugunstig.

3.6.7 Trafikklast og beregning av jordtrykk

Lastene beskrevet i pkt. 3.6.2 til 3.6.6 klassifiseres som variable trafikkklaster iht. tabell 2.1, med unntak av pkt. 3.6.5 der arealet er regulert til annen virksomhet og lasten kan gi større lastvirkning enn q_k .

Brukt i pkt. 3.6.5 og 3.6.6 skal q_k i tillegg til tilfeldig trafikklast, dekke unøyaktigheter i fyllingshøyde, mindre utfyllinger, asfaltering og snølast.

Fordelingen av jordtrykket fra boggiekvivalentlast med dybden, som vist i pkt. 3.6.3, er en tilnærmet forenkling. Det kan benyttes andre anerkjente metoder for å beregne jordtrykk mot konstruksjonen fra trafikk-/ nyttelast på fylling. Beregning av vertikalspenningenes variasjon med dybden er behandlet i håndbok V220 *Geoteknikk i vegbygging*, pkt. 7.3.1 og 7.4, der både homogene masser og lagdelt grunn behandles. Omregning av vertikalspenninger til horisontale spenninger (jordtrykk) er behandlet i samme håndbok i kapittel 5.

Håndbok V220 inneholder også beregningseksempler, som kan være til støtte.



3.7 Laster på rekkverk og innfesting

3.7.1 Last på rekkverk for veg- og ferjekaibruer

Rekkverk på vegbruer og ferjekaibruer skal testes og/ eller beregnes for laster spesifisert i håndbok N101 *Rekkverk*.

Mht. utforming etc., se også pkt. [7.2.1 \(s. \)](#).

3.7.2 Last på topprekkverk til betongrekkverk

Topprekkverk til betongrekkverk skal beregnes for laster spesifisert i håndbok N101. Mht. utforming, se også pkt. [7.2.1 \(s. \)](#).

3.7.3 Last på rekkverk for gangbruer

Rekkverk på gangbruer skal beregnes for laster spesifisert i håndbok N101 og NS-EN 1991-2. Bare i spesielle tilfeller er belastning med påkjøringskrefter aktuelt, kfr. NS-EN 1991-2. Sprosser og paneler beregnes for laster spesifisert i håndbok N101.

Mht. utforming, se også pkt. [7.2.1 \(s. \)](#).

3.7.4 Last på innfesting i betong for stålrekkverk

Innfesting av stålrekkverk, f.eks. ved hjelp av bolter i betong, skal dimensjoneres iht. NS-EN 1991-2 og håndbok N101 (utgave 2011) pkt. 3.4.5. Dette gjelder både for veg-, gangbru- og topprekkverk.

3.7.5 Laster for dimensjonering av kantdrager med stålrekkverk

Armering i kantdrager med overgang til brudekket dimensjoneres iht. NS-EN 1991-2 og håndbok N101 (utgave 2011) pkt. 3.4.5.

Mht. utforming, se også pkt. [1.2.4.3 \(s. \)](#), figur [1.1](#) og pkt. [7.2.1 \(s. \)](#).

3.7.6 Laster for dimensjonering av betongrekkverk

Armering i betongrekkverk med innfesting/ overgang til brudekket dimensjoneres iht. NS-EN 1991-2 og håndbok N101 (utgave 2011) pkt. 3.4.5.

4 Dimensjonering

4.1 Innledning

4.1.1 Omfang

Dette kapitlet omhandler dimensjoneringsprinsipper, beregning av laster, dimensjonerende lastvirkning og dimensjonerende motstand. Bestemmelsene er generelle; tilleggsbestemmelser for spesielle konstruksjonstyper er gitt i kap. 6 (s.)

4.1.2 Grunnlag og dokumenthierarki

Det vises til pkt. 1.2.2 (s.).

4.2 Dimensjoneringsprinsipper

4.2.1 Dimensjoneringsmetode

4.2.1.1

Prosjekteringsreglene forutsetter dimensjonering ved beregninger etter partialfaktormetoden. Formålet med beregningene er å påvise at de dimensjonerende lastvirkninger ikke overskrider gitte motstandskriterier.

4.2.1.2

Alternative dimensjoneringsmetoder, som for eksempel dimensjonering ved prøving, skal godkjennes av Vegdirektoratet i det enkelte tilfelle.

4.2.2 Kontroll av grensetilstander

4.2.2.1

Brukonstruksjoner skal dimensjoneres for bruddgrensetilstander og bruksgrensetilstander. Prinsipper for dette er gitt i NS-EN 1990, se spesielt kap. 3.

Sammenlignet med NS-EN 1990 er det i denne håndboka brukt en litt avvikende terminologi for bruddgrensetilstandene. Benevnelse på bruddgrensetilstandene og hva de tilsvarer i NS-EN 1990 framgår av følgende:

1. Bruddgrensetilstand
Dette tilsvarer bruddgrensetilstander for vedvarende og forbigående dimensjonerende situasjoner
2. Utmattingsgrensetilstand
Dette tilsvarer bruddgrensetilstander hvor brudd forårsakes av utmatting eller andre tidsavhengige dimensjonerende virkninger



3. Ulykkesgrensetilstand

Dette tilsvarer bruddgrensetilstander for dimensjonerende ulykkessituasjon

4. Ulykkesgrensetilstand for jordskjelv

Dette tilsvarer bruddgrensetilstander for seismiske dimensjonerende situasjoner

4.2.2.2

Dimensjonerende lastvirkning i de ulike grensetilstander bestemmes ved å kombinere virkningen av de karakteristiske laster multiplisert med de i NS-EN 1990 angitte lastfaktorer.

4.2.2.3

Dimensjonerende motstand bestemmes ut fra karakteristiske motstander og materialfaktorer som angitt i konstruksjonsstandardene.

4.2.2.4

Dimensjonering mot utmattingsbrudd skal baseres på enten S-N-kurver eller bruddmekaniske sprekkevekstanalyser.

4.2.2.5

Dimensjonerende lastvirkning og motstand kan beregnes ved å bruke deterministiske regnemodeller. Normale usikkerheter i regnemodellene forutsettes dekket av partialfaktorene. Dersom regnemodellene er spesielt usikre, skal det velges modeller som for de kritiske deler av konstruksjonen er rimelig konservative.

4.2.2.6

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

4.2.2.7

Regnemodeller for dynamiske beregninger baseres på forventede verdier for stivhet, damping og masse i den grensetilstand som betraktes.

4.2.2.8

Det kan tas hensyn til elastoplastisk oppførsel ved bestemmelse av lastvirkning og motstand for bruddgrensetilstanden og ulykkesgrensetilstanden. For bruddgrensetilstanden forutsetter dette at det ikke oppstår store plastiske deformasjoner eller brudd i konstruksjonen på grunn av gjentatt flyting. Knekking eller andre ikke-lineære ustabiliteter må tas hensyn til i beregningen.

4.2.2.9

Ulykkesgrensetilstanden skal kontrolleres i følgende to trinn:

- a. Konstruksjonens motstand mot unormal påvirkning i permanent tilstand.
Slik unormal påvirkning kan være definert ulykkeslast eller annen unormal last.
Formålet er å kontrollere omfanget av lokale skader for slik påvirkning samt konstruksjonens stabilitet.



I byggetilstand kan unormal påvirkning reduseres eller sløyfes dersom konsekvensen av skade kan vurderes til å ligge på et akseptabelt nivå. Det skal i en slik vurdering legges vekt på om:

- det er tid til å evakuere konstruksjonen
 - konstruksjonen er midlertidig beskyttet mot unormal påvirkning ved fysiske beskyttelsestiltak, skilting, varsling, belysning, overvåkning etc.
 - den som lider økonomisk tap (utførende/ byggherre) er villig til å akseptere tapet
- b. Konstruksjonen i skadet tilstand. Skadet tilstand kan være lokal skade som bestemt under pkt. a, eller annen nærmere definert lokal skade.

Det forutsettes etablert akseptkriterier som angir hvilke lokale skader som kan godtas i det enkelte tilfelle. Kriteriene skal godkjennes av Vegdirektoratet. Lokale skader vil normalt kunne aksepteres forutsatt at slik tilstand ikke medfører fare for:

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

I praksis kan det være nødvendig å se bort fra de mest usannsynlige påvirkninger.

Sannsynligheten for unormale påvirkninger som en ser bort fra i analysen, bør likevel ikke etter beste skjønn overstige 10^{-4} pr. år.

4.2.3 Dimensjonerende brukstid

Bruer skal normalt prosjekteres for 100 års dimensjonerende brukstid. Nevnte dimensjonerende brukstid skal legges til grunn ved kontroll av utmattingsgrensetilstanden. Korrosjonsbeskyttelsessystemer kan dimensjoneres for kortere dimensjonerende brukstid enn 100 år, men skal da kunne fornyes. Komponenter og utstyr som har sikker dimensjonerende brukstid mindre enn 100 år, skal kunne skiftes ut. Konstruksjonen skal være dimensjonert og utformet for planlagte utskiftningsarbeider, og det skal etableres godkjente prosedyrer for slike arbeider.

4.2.4 Pålitelighetsklasser

Brukonstruksjoner tilhører pålitelighetsklasse 3 i NS-EN 1990. Klassifiseringen kan ha betydning ved valg av materialfaktorer. Konstruksjonsdeler, komponenter eller utstyr skal ikke prosjekteres i lavere pålitelighetsklasse enn angitt, selv om de påvises å ha bæreevnereserver ut over kravene i Prosjekteringsreglene.

4.2.5 Krengeprøver

For brukonstruksjoner som helt eller delvis bæres av oppdrift i bruksfasen, som flytebruere og rørbruere, skal tyngdepunktets beliggenhet kontrolleres ved målinger.



4.2.6 Modellforsøk og feltmålinger

Dersom laster, lastvirkninger, motstander eller bestandighet har stor usikkerhet eller ikke kan fastsettes med rimelig nøyaktighet, eller hvor Vegdirektoratet ut fra spesielle vurderinger finner dette nødvendig, skal det utføres modellforsøk og/eller feltmålinger.

4.3 Dimensjonerende lastvirkning

4.3.1 Beregning av lastvirkning

4.3.1.1 Generelt

4.3.1.1.1

Lastvirkninger beregnes på grunnlag av konstruksjonens systemlinjer eller systemflater.

Det skal tas hensyn til avvik fra tilsiktet systemgeometri i samsvar med de angitte byggetoleranser, der dette har vesentlig betydning for lastvirkningene.

4.3.1.1.2

Lastvirkningene skal bestemmes ved bruk av anerkjente metoder som tar hensyn til lastenes variasjon i tid og rom, konstruksjonens respons, de aktuelle natur- og grunnforhold samt den grensetilstand som skal kontrolleres. Forenklede metoder kan benyttes hvis det er tilstrekkelig dokumentert at de gir resultater til den sikre siden.

4.3.1.1.3

Når ikke-lineære effekter kan ha betydning på grunn av last- eller responskarakteristikk, skal disse effektene vurderes.

4.3.1.1.4

Det skal tas hensyn til virkningen av konstruksjonens forskyvninger ved beregning av krefter og momenter i konstruksjoner og konstruksjonsdeler.

Konstruksjoners knekk lengde skal bestemmes i samsvar med innspenningsforholdene.

4.3.1.1.5

For brukonstruksjoner hvor kabelkonstruksjoner inngår, skal det ved modelleringen av kabelsystemenes deformasjonskarakteristikk tas hensyn til kabelens helning og forspenningsnivå.

4.3.1.1.6

Hydrodynamisk respons skal bestemmes ved bruk av metoder som gir best mulig beskrivelse av vannets kinematikk, de hydrodynamiske koeffisienter, samvirke mellom væske og konstruksjon og konstruksjonens oppleggsbetingelser. Det skal tas hensyn til marin begroing og eventuell is og til forholdet mellom bølgelengde og dimensjonene av konstruksjonsdelene.



Forenklete deterministiske analyser, basert på vanlig brukte hydrodynamiske koeffisienter, kan brukes for konstruksjoner som er lite ømfintlige for variasjoner i dynamisk last.

4.3.1.1.7

Krefter som overføres mellom tilstøtende konstruksjonsdeler gjennom lager- og fugekonstruksjoner, kan bestemmes på grunnlag av leverandørenes spesifikasjoner. Det skal tas hensyn til tids- og temperaturavhengige materialegenskaper, mulig korrosjon og risiko for opphoping av sand, jord og lignende i fugen.

4.3.1.1.8

Resulterende friksjonskraft fra glidelagre 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 allikevel ikke være mindre enn største kraft fra glidelagrene i en enkelt oppleggsakse.

4.3.1.2 Dynamiske analyser

4.3.1.2.1

Lastfaktorene gitt i NS-EN 1990 inneholder ikke dynamiske tillegg. Virkningene av dynamisk last forutsettes tatt vare på ved en dynamisk analyse eller inkludert i lasten som støtt tillegg.

4.3.1.2.2

Dynamiske regnemodeller skal ta hensyn til konstruksjonens randbetingelser og til stivhetsforholdene for fundamenter og grunn. Det skal være samsvar mellom de antatte stivhetsverdier og beregnede verdier for ugunstigste lastkombinasjon i den grensetilstand som betraktes.

Antagelser med hensyn til damping skal dokumenteres ved beregninger eller ut fra anerkjent litteratur. I frekvensområder med resonans er det spesielt viktig at verdiene for aero- eller hydrodynamisk masse og damping er pålitelige og til den sikre siden.

Dampingsverdier benyttet ved seismisk responsanalyse basert på responsspektermetoden skal være konstruksjonens totale damping, dvs. sum av konstruksjonsdamping og energitap til jord.

Aktuelle verdier for konstruksjonsdamping er gitt i pkt. [2.5.2.6 \(s. \)](#) og kap. [5 \(s. \)](#).

4.3.1.2.3

For konstruksjoner som enten under bygging eller i ferdig tilstand er svingningsømfintlige, skal dynamiske virkninger av vindlasten beregnes i overensstemmelse med pkt. [2.5.2 \(s. \)](#) og NS-EN 1991-1-4.

4.3.1.2.4 Kombinasjon av ekstremverdier (korrelasjon)

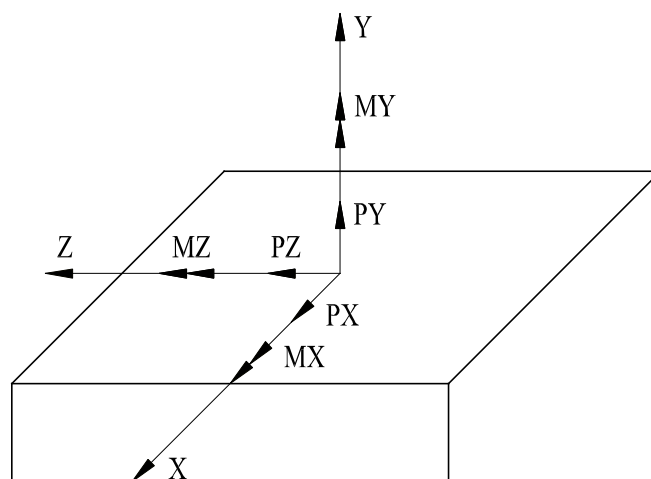
Ekstremverdiene for responsstørrelser som opptrer i samme lastsituasjon skal anses som fullt korrelerte dersom korrelasjonen ikke beregnes. Dersom slik korrelasjon tas hensyn til, skal beregningsmetoden dokumenteres.

Når ekstremverdiene for de dynamiske lastvirkningene og korrelasjonen mellom dem (korrelasjonskoeffisientene ρ_{ij}) er kjent, kan metoden beskrevet i det følgende benyttes for å bestemme lastvirkninger som for lastkombinering kan regnes som samtidige.

Metoden går ut på at en ekstrem dynamisk lastvirkning regnes å opptre med full verdi mens de øvrige ekstreme dynamiske lastvirkninger multipliseres med α -faktorer som er mindre eller lik 1,0. Det er definert to varianter av denne beregningsmetoden, én forenklet og én detaljert metode der forskjellen består i hvordan α -faktorene bestemmes.

Utgangspunktet i begge metoder er beregnede ekstremverdier for de dynamiske lastvirkningene. For eksempel vil dette være ekstremverdiene av de 6 snittkreftene i det snitt som skal dimensjoneres, se figur 4.1 der (X, Y, Z) er lokalt akse-system for tverrsnittet:

- PX - skjærkraft langs X-akse
- PY - normalkraft (aksialkraft)
- PZ - skjærkraft langs Z-akse
- MX - moment om X-akse
- MY - torsjonsmoment
- MZ - moment om Z-akse



Figur 4.1- Snittkrefter

Ved bruk av α_{ji} -faktorer ($j=1,6, i=1,5$) kombineres snittkreftene, som vist i tabell 4.1, til 6 mulige lastvirkningsgrupper, LGj, tilhørende samme lastkombinasjon. For videre kombinasjon med øvrige lastvirkninger velges da den lastvirkningsgruppen som gir ugunstigst resultat for den fullstendige lastkombinasjonen.

LG1:	$\pm PY$	$\pm \alpha_{11} MX$	$\pm \alpha_{12} MZ$	$\pm \alpha_{13} PX$	$\pm \alpha_{14} PZ$	$\pm \alpha_{15} MY$
LG2:	$\pm MX$	$\pm \alpha_{21} PY$	$\pm \alpha_{22} MZ$	$\pm \alpha_{23} PX$	$\pm \alpha_{24} PZ$	$\pm \alpha_{25} MY$
LG3:	$\pm MZ$	$\pm \alpha_{31} PY$	$\pm \alpha_{32} MX$	$\pm \alpha_{33} PX$	$\pm \alpha_{34} PZ$	$\pm \alpha_{35} MY$
LG4:	$\pm PX$	$\pm \alpha_{41} PY$	$\pm \alpha_{42} MX$	$\pm \alpha_{43} MZ$	$\pm \alpha_{44} PZ$	$\pm \alpha_{45} MY$
LG5:	$\pm PZ$	$\pm \alpha_{51} PY$	$\pm \alpha_{52} MX$	$\pm \alpha_{53} MZ$	$\pm \alpha_{54} PX$	$\pm \alpha_{55} MY$
LG6:	$\pm MY$	$\pm \alpha_{61} PY$	$\pm \alpha_{62} MX$	$\pm \alpha_{63} MZ$	$\pm \alpha_{64} PX$	$\pm \alpha_{65} PZ$

Tabell 4.1 – Lastvirkningsgrupper

Korrelasjon mellom lastvirkningene må bestemmes. Korrelasjonskoeffisienter kan beregnes direkte i den stokastiske lastvirkningsanalysen. For lastvirkningsanalyser basert på modal superposisjon hvor korrelasjonskoeffisienter ikke bestemmes direkte, kan tilnærmete metoder benyttes. Prosedyren for beregning av korrelasjonskoeffisienter må inkludere effekten av korrelasjon mellom svingeformene, dersom disse ikke er så godt separerte at kravet kan fravikes. Kravet kan fravikes når følgende forutsetning er oppfylt:

$$\frac{f_m}{f_n} \leq \frac{0,1}{0,1 + \xi}$$

der f_m og f_n er egenfrekvensene ($f_m < f_n$) og ξ er den totale demping (summen av mekanisk og f.eks. aerodynamisk) i forhold til kritisk demping, innsatt med reell verdi (ikke %).

Når de betraktete lastvirkninger hver for seg kommer fra forskjellige svingeformer, som i tillegg er godt separerte, vil korrelasjonskoeffisientene mellom disse dermed tilnærmet kunne settes lik 0.

Forenklet metode:

For den forenklete metode kombineres ekstremverdiene av lastvirkningene som følger:

1. Kraftkomponent j har sin fulle verdi og det bestemmes α -faktor for de fem andre komponentene, dvs. $\alpha_{ji}, i=1,5$.
2. Dersom komponent i er ukorrelert med komponent j , settes $\alpha_{ji} = 0,5$.
3. Dersom komponent i er korrelert med komponent j , beregnes effekten av korrelasjonen ved å interpolere en verdi for α_{ji} , lineært mellom 0,5 og 1,0, dvs. for korrelasjonskoeffisienten ρ_{jk} får en: $\alpha_{ji} = 0,5 (1 + |\rho_{jk}|)$, der korrelasjonsmatrisens nummer k tilsvarer lastgruppens komponent i .

Det må følgelig bestemmes 30 α -faktorer totalt (6×5).

**Detaljert metode:**

For å bestemme mer nøyaktige verdier for α -faktorene, må effekten av de forskjellige lastvirkningene på tverrsnittet sammenlignes. For dette formål må det velges et kriterium for bestemmelse av α -faktoren som er representativt for den konstruksjon og tverrsnittstype som betraktes.

For søyler i betongbruer utsatt for svingninger av overbygningen, vil et spenningskriterium basert på flytning i lengdearmeringen stort sett gi tilstrekkelig konservative verdier i det elastiske området. Dette kriteriet innebærer en sum av elastiske aksial- og skjærspenninger for et kritisk punkt i tverrsnittet. Dermed får man 3 komponenter med aksialspenninger ($\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$) og 3 komponenter med skjærspenninger ($\sigma_4, \sigma_5, \sigma_6$). For en søyle med lokal Y-akse vertikalt, lokal Z-akse parallell med bruas lengdeakse (bruaksen) og lokal X-akse normal på bruaksen fås:

$PX \rightarrow \sigma_4 = |\tau_{PX}|$ - skjærspenning fra skjærkraft normalt bruaksen

$PY \rightarrow \sigma_1 = |\sigma_{PY}|$ - aksialspenning fra vertikallast

$PZ \rightarrow \sigma_5 = |\tau_{PZ}|$ - skjærspenning fra skjærkraft i bruaksens retning

$MX \rightarrow \sigma_2 = |\sigma_{MX}|$ - bøyespenning fra moment normalt bruaksen

$MY \rightarrow \sigma_6 = |\tau_{MY}|$ - skjærspenning fra torsjonsmoment

$MZ \rightarrow \sigma_3 = |\sigma_{MZ}|$ - bøyespenning fra moment om bruaksen

For hver snittkraft j (med tilhørende spenningskomponent) beregnes så én tilhørende α_j -faktor (dvs. at for komponent j er α_{ji} lik for alle $i, i = 1,5$, i lastvirkningsgruppe LGj):

$$\alpha_j = \frac{\hat{\sigma} - \sigma_j}{\check{\sigma} - \sigma_j}$$

der:

$$\hat{\sigma} = \sqrt{\sum \sigma_j^2} \quad - \quad \text{kvadratrotssummen av spenningskomponentene}$$

$$\check{\sigma} = \sum \sigma_j \quad - \quad \text{summen av spenningskomponentene}$$

for det undersøkte punkt. i formlene foran benyttes tallverdien av de beregnede spenningene da kvadratrotssummen $\hat{\sigma}$ av spenningskomponenten benyttes ved bestemmelse av α - faktoren.

Formlene gitt foran baseres på at snittkreftene og spenningskomponentene er ukorrelert. Dersom dette ikke er tilfelle, må korrelasjonen mellom lastvirkningene i betraktet snitt, ρ_{ij} , benyttes. Uttrykket for kvadratrotssummen av spenningene blir dermed:

$$\hat{\sigma} = \sqrt{\sum \sum \rho_{ij} \sigma_i \sigma_j}$$

Korrelasjonskoeffisientene ρ_{ij} skal benyttes med fortegn.



Ekstremverdiene av lastvirkningene kombineres ved at kraftkomponent j har sin fulle verdi i lastvirkningsgruppe LGj, mens de øvrige snittkrefter multipliseres med α_j - faktoren. Om nødvendig gjentas prosedyren for flere punkt i tverrsnittet inntil man har funnet det mest kritiske.

4.3.1.2.5 Jordskjelvanalyse

Seismiske responsanalyser skal baseres på karakteristisk eksitasjon beskrevet ved et pseudo-akselerasjons-responsspekter (heretter benevnt responsspekter), en spektral tetthetsfunksjon, eller tidshistorier. Beskrivelse med responsspekter benyttes i disse reglene som den grunnleggende metoden.

Lastgrunnlaget er beskrevet i NS-EN 1998-1, sammen med presiseringer gitt i pkt. 2.5.7 og NS-EN 1998-2.

Normalt benyttes elastisk oppførsel ved både lastvirkningsanalyse og dimensjonering av konstruksjonen. Dersom vesentlig plastisk oppførsel er nødvendig i dimensjoneringen, må dette også tas hensyn til ved beregning av lastvirkningen. Det vises til NS-EN 1998-1 og NS-EN 1998-2.

For seismisk responsanalyse skal en analysemodell velges som tilfredsstillende representerer bruas romlige fordeling av stivhet og masse, slik at vesentlige utbøyningsformer og treghetskrefter blir tatt vare på. Forenklede modeller der bevegelsen separeres i tre hovedretninger, kan anvendes så lenge dette harmonerer med den valgte lastmodell og tilfredsstiller forannevnte krav.

For en responsspekteranalyse kan konstruksjonen analyseres for to uavhengige ortogonale horisontalkomponenter og én uavhengig vertikal komponent.

Lastvirkningene kan da bestemmes ved kombinasjon av lastvirkningene fra uavhengige analyser for hver av de tre retningene ved tre alternative prosedyrer.

To av prosedyrene er beskrevet i NS-EN 1998-1, punkt 4.3.3.5 og NS-EN 1998-2, punkt 4.2.1.4.

En tredje prosedyre er beskrevet i det følgende:

Det gjennomføres en jordskjelvanalyse for samtidig fundamentbevegelse i alle tre hovedretninger. Det beregnes da respons for følgende kombinasjon av fundamentbevegelser:

$$S_x(\xi_i, \omega_i) + S_y(\xi_i, \omega_i) + S_z(\xi_i, \omega_i)$$

der $(S_x(\xi_i, \omega_i), S_y(\xi_i, \omega_i), S_z(\xi_i, \omega_i))$ er responsspektre for de tre retningene.

Beregningene gjennomføres for alle svingeformer ($i=1,k$) og resultatet fås ved å kombinere svingeformbidrag etter reglene i NS-EN 1998-2, punkt 4.2.1.3 (SRSS eller CQC) for de respektive lastvirkningene

Alle prosedyrene gir amplitudeverdier som resultat. Verdiene er derfor gitt uten fortegn, og man må ta hensyn til $\pm$ - verdien for alle snitt ved den praktiske anvendelse av resultatene.

I stedet for de tre prosedyrene beskrevet foran, kan analysen i visse tilfeller baseres på en forenklet responsanalyse. Det forutsettes imidlertid at den forenklede analysen gir



tilstrekkelig nøyaktighet for den aktuelle brua. Metoden som anvendes må dessuten være anerkjent og vel dokumentert. Hvis disse krav ikke kan oppfylles, må analyse utføres iht. en av de tre beskrevne prosedyrene. Metodene beskrevet i NS-EN 1998-2, punkt 4.2.2 kan brukes når betingelsene for dem er til stede.

Bruavdelingens⁵ rapport 00-09 *Veiledning i jordskjelvanalyse på bruer*, gir mer bakgrunnsinformasjon om hvordan jordskjelvanalysene kan utføres. Der er beskrevet to forenklete metoder, med definerte grenser for når de kan anvendes. Merk at rapporten ikke er oppdatert i forhold til denne utgaven av Prosjekteringsreglene og NS-EN 1998.

4.3.1.3 Modellforsøk

4.3.1.3.1

Modellforsøk skal ikke erstatte beregninger når beregninger er mulig. I slike tilfeller skal beregninger og modellforsøk gjøres parallelt. Når det er mulig, skal det også i tilstrekkelig omfang gjøres beregninger av modellen for å dokumentere denne.

4.3.1.3.2

Modellforsøk vil kunne bestemme last eller lastvirkning i de tilfeller regnemetoder, håndbøker og prosjekteringsstandarder ikke gir tilstrekkelige opplysninger for dimensjoneringen.

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

4.3.1.3.3

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, f.eks. slanke konstruksjoner i luft eller vann.

4.3.1.3.4

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

4.3.1.3.5

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

⁵ Nå Bruseksjonen



4.3.1.3.6

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

4.3.1.3.7

Valg av modellov og begrunnelse for denne skal foreligge i god tid før modell bygges og forsøk gjennomføres. Sammenheng mellom parametre i prototyp og modellskala skal dokumenteres. For de parametre hvor skaleringslovene fravikes, skal forklaring/begrunnelse for dette angis.

4.3.1.3.8

Alle konstruksjonsparametre som har betydning for forsøket skal inkluderes i modellen. For slanke konstruksjoner skal alle statiske og dynamiske parametre av betydning gjenskapes i modellen. For både seksjonsmodell- og fullmodellforsøk skal egenskapene til den virkelige konstruksjonen representeres tilstrekkelig.

4.3.1.3.9

Ikke-lineære effekter som ikke følger skaleringslover mellom prototyp og modell, kan kreve analyse av både prototyp og modell.

4.3.1.3.10

Overflateruhet og Reynoldstall, eksempelvis for seksjonsmodeller, må vies ekstra oppmerksomhet ved forsøk i luft eller vann.

4.3.2 Dimensjonerende lastkombinasjoner

4.3.2.1 Generelt

4.3.2.1.1

For hver grensetilstand er det angitt hvilke lastkombinasjoner som skal undersøkes. Ugunstigste kombinasjon for den lastvirkning som betraktes, skal legges til grunn for dimensjoneringen.

4.3.2.1.2

Ved fastsettelse av lastfaktorene er det tatt hensyn til:

- mulighet for at lastene kan avvike fra de karakteristiske verdier
- redusert sannsynlighet for at de forskjellige laster som bidrar til den totale lastvirkning som betraktes, vil oppnå sine karakteristiske verdier samtidig
- unøyaktighet ved beregning av lastvirkningen, i den utstrekning slik unøyaktighet kan antas å være uavhengig av konstruksjonsmaterialet og dimensjonstoleransene

4.3.2.2 Bruddgrensetilstanden

Det vises til NS-EN 1990.

Nærmere anvisninger er gitt i kap. 6 (s.) for enkelte konstruksjonstyper.

4.3.2.2.1

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

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

4.3.2.3 Bruksgrensetilstanden

Det vises til NS-EN 1990 og NS-EN 1992 til NS-EN 1999.

4.3.2.3.1

For bruk av tabell NA.A2.6 i NS-EN 1990 ved beregning av rissvidder i armert betong, gjelder følgende:

- Med utgangspunkt i tabell NA.A2.1 og tabell NA.A2.2 skal $\Psi_{2,1}$ settes lik 0,5 for dominerende last og $\Psi_{2,i}$ settes lik 0,2, respektive 0,0 for øvrige laster.
- For lastkombinasjoner som ikke gjelder rissviddekontroll, settes alle Ψ_2 lik 0,2, respektive 0,0.

4.3.2.4 Ulykkesgrensetilstanden

Ulykkesgrensetilstanden skal kontrolleres i to trinn, *a* og *b*, som beskrevet i pkt. 4.2.2.9.

En kortversjon er i gitt i det følgende:

- a. Konstruksjonen i permanent tilstand utsatt for unormal påvirkning (ulykkeslast eller unormal trafikk- eller naturlast) med lastkombinasjoner og lastfaktorer som angitt i NS-EN 1990
- b. Konstruksjonen i skadet tilstand, lastkombinasjon og lastfaktorer som angitt i tabell 4.2.

Skadet tilstand					
Permanente laster	For-spen-ning	Øvrige deforma-sjons-laster	Variable laster		
			Natur-laster	Trafikk-laster	Øvrige nytte-laster
1,0	1,0	0	1,0	0	1,0

Tabell 4.2 - Lastfaktorer i skadet tilstand



Returperioden for karakteristiske naturlaster er 10 år for denne lastkombinasjonen.

Det kan ved dimensjoneringen i ulykkesgrensetilstand godtas større forskyvninger enn dem som vanligvis forutsettes ved påvisninger i bruddgrensetilstand, og det kan velges statiske systemer og bæremåter som normalt ikke tillates i bruddgrensetilstand.

4.3.2.5 Utmattingsgrensetilstanden

Ved kontroll av utmattingsgrensetilstanden skal lastfaktoren settes slik som angitt i NS-EN 1992 – NS-EN 1999 for alle *utmattingsvirkende* laster. Øvrige laster innføres i kombinasjonen med lastfaktorer som angitt i tabell 4.3.

Ikke utmattingsvirkende last					
Perma- nente laster	For- spenn- ing	Øvrige deformasjons- laster	Variable laster		
			Trafikk- laster	Natur- laster	Øvrige nytte- laster
1,0	1,0	1,0	0,0	0,5	1,0

Tabell 4.3 - Lastfaktorer for utmattingsgrensetilstanden for ikke utmattingsvirkende laster

Temperaturlaster kan ses bort fra ved kontroll av utmattingsgrensetilstanden.

4.4 Dimensjonerende motstand

4.4.1 Generelt

4.4.1.1

For bestemmelse av dimensjonerende motstand henvises til de relevante konstruksjonsstandarder.

4.4.1.2

Materialfaktoren skal ivareta usikkerheter i materialfasthet, utførelse, tverrsnittsmål og modell for beregning av motstand. I enkelte tilfeller er materialfaktoren avhengig av pålitelighetsklasse. Det vises til konstruksjonsstandardene og til kap. 5 (s.) for nærmere bestemmelser.

4.4.2 Prøving

4.4.2.1

Karakteristisk motstand av konstruksjonsdeler og konstruksjonselementer kan kontrolleres ved modellforsøk eller ved kombinasjon av forsøk og beregning.

4.4.2.2

Pelers dimensjonerende bæreevne kan bestemmes på grunnlag av rammekriterier eller prøvebelastning.

4.4.2.3

Bæreevnen til ankere og forankringer i grunnen skal kontrolleres ved prøvebelastning etter installering.

4.4.3 Grensetilstander

4.4.3.1 Bruddgrensetilstanden

Nærmere bestemmelser med hensyn til beregning av dimensjonerende motstand er gitt i konstruksjonsstandardene og i pkt. 5 (s.).

4.4.3.2 Bruksgrensetilstanden

Bruksgrensetilstanden defineres ved bestemte bruks- og bestandighetskrav.

4.4.3.3 Ulykkesgrensetilstanden

Nærmere bestemmelser med hensyn til beregning av dimensjonerende motstand er gitt i konstruksjonsstandardene. Det skal tas hensyn til mulige endringer i karakteristisk motstand som skyldes unormal påvirkning (f.eks. brann).

4.4.3.4 Utmattingsgrensetilstanden

Deler av konstruksjonen som påkjennes av utpreget repetert belastning skal kontrolleres for mulig utmattingsbrudd.



4.5 Tilleggskrav til ikke-lineære analyser

4.5.1

Ikke-lineære analyser skal være basert på:

- Systemformuleringer som kan frambringe alle aktuelle bruddformer og bruddforløp. Slanke konstruksjoner må analyseres med formulering for store forskyvninger. Virkning av formfeil medtas i konstruksjonens geometri i samsvar med kritiske knekkformer. Virkning av endringer i konstruksjonssystem må kunne ivaretas.
- Elementformuleringer med frihetsgrader og tøyningskomponenter etc. som kan frambringe alle aktuelle bruddformer. Finhet i elementinndeling må være slik at spenninger/krefter kan beregnes med god nøyaktighet.
- Materialmodeller som:
 - kan frambringe alle aktuelle bruddformer, og som gir representativ styrke i forhold til aktuell grensetilstand (brudd- eller ulykkesgrensetilstand)
 - gir representativ stivhet i forhold til aktuelt lastnivå (for betong kan det være aktuelt å gjennomføre analyser med ulike verdier for E-modul og strekkfasthet dersom det ikke er åpenbart hva som er til sikker side)
 - ivaretar materialenes tidsavhengige egenskaper (kryp, svinn, relaksasjon, etc.)
 - ivaretar materialenes ulike oppførsel under på- og avlastning
- Logisk rekkefølge i påføring av laster slik at permanente laster kommer forut for variable, og slik at lastene blir påført i riktig konstruksjonssystem og til riktig tid.
- For spennkrefter må det tas hensyn til friksjon og låsetap under oppspenningen og at kraftens retning følger deformert geometri. Effekt av tøyningsendringer i konstruksjonen etter oppspenningen (fra kryp, svinn, temperatur, ytre last, etc.) må være inkludert sammen med relaksasjon.

4.5.2

Det må påvises at konstruksjonens detaljutforming samsvarer med analysemodellens forutsetninger slik at f.eks. de inelastiske deformasjoner indikert i analysen faktisk kan finne sted.

4.5.3

Dersom konstruksjonsproblemet er slik at proporsjonal (samtidig) påføring av alle laster anses forsvarlig og ønskelig, skal forslag til framgangsmåte på forhånd godkjennes av Bruseksjonen.



4.5.4

Det må foreligge dokumentasjon på at det anvendte analyseprogram har egenskaper som oppfyller kravene i pkt.4.5.1 og øvrige punkter av relevans i Prosjekteringsreglene, og at programmet er testet med godt resultat mot forsøk og standardeksempler ("benchmarks") som er relevante i forhold til den konstruksjon som skal analyseres.

5 Generelle konstruksjonskrav

5.1 Funksjonskrav for bruer

5.1.1 Innledning

I dette avsnittet gis tilleggskrav for vanlige brutyper som plate- og bjelkebruer, fritt frembyggbruer og fremskyvningsbruer. For spesielle brutyper som henge- og skråstagbruer med store spenn, flytebruer og dykkede rørbruer gjelder de tilsvarende bestemmelser gitt eller referert til i de respektive avsnitt under kap. 6 (s.).

5.1.2 Nedbøyning

5.1.2.1

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

For hengebruer utgår ovennevnte krav om at maksimal nedbøyning skal begrenses til $L/350$. Istedenfor gjelder at maksimal rotasjonsvinkel ved opplegg, α , skal begrenses til $\tan \alpha \leq 1/30$.

Lokale nedbøyningsforskjeller ved fuger i kjørebanen, for eksempel mellom overbygning og landkar, skal ikke overstige 5 mm. For gang- og sykkelareal er tilsvarende krav 7 mm. Eventuelle deformasjoner i lagre skal inkluderes. Hvis den valgte fugekonstruksjon har strengere krav, eventuelle tilleggskrav til deformasjon, skal disse overholdes.

Kontrollen utføres i bruksgrensetilstanden med lastfaktor 0,7 på trafikklasten iht. NS-EN 1990, Tabell NA.A2.6, lastkombinasjon *ofte forekommende*.

5.1.2.2

Nedbøyning av brukonstruksjonens brubane på grunn av permanente laster, inkl. langtidseffekter, kan kompenseres med overhøyde. Dette er geometriske forhåndsavvik som inkluderes i byggeprosessen.

Nødvendig overhøyde kan, dersom ikke mer nøyaktige beregninger utføres, beregnes iht. NS-EN 1990, Tabell NA.A2.6, lastkombinasjon *tilnærmet permanent*. Kombinasjonsfaktoren ψ_2 for variable laster settes normalt lik 0 hvis ikke andre verdier kan begrunnes som mer representativt for det tilfellet som betraktes.

Overhøyde benyttes der dette er nødvendig av funksjonsmessige og/ eller estetiske grunner. Dersom utilsiktede permanente nedbøyninger kan føre til skjemmende linjeføring, bør det vurderes å korrigere de beregnede overhøyder skjønnsmessig.

5.1.2.3

I tillegg, kan det være nødvendig å kontrollere at krav til fri høyde og bredde, se pkt. 1.2.5 s. (), overholdes også for belastet konstruksjon. I slike tilfeller må eventuell nedbøyning fra temperaturgradient, krypdeformasjon, o.l. tas hensyn til.



5.1.3 Svingninger

5.1.3.1 Vegbruer

Svingningsømfintlige vegbruer skal vurderes med hensyn til trafikantenes komfort.

5.1.3.2 Gangbruer

Svingningsømfintlige gangbruer skal vurderes med hensyn til fotgjengernes komfort. Dynamiske laster fra vind og trafikk skal vurderes både i vertikal og horisontal retning. Det vises til pkt. [2.5.2](#) og NS-EN 1991-2, punkt 5.7/NA.5.7, for dynamiske lastmodeller for fotgjengerlaster. Beregninger skal utføres etter anerkjente metoder.



5.2 Konstruksjonsregler

5.2.1 Generelt

5.2.1.1

Bruer skal ha riktig vertikal- og horisontalkurvatur for en lastsituasjon med alle permanente laster, se pkt. [5.1.2.2](#).

5.2.1.2

Det skal legges vekt på vedlikeholdsvennlige konstruksjoner. Alle konstruksjonsdeler skal utformes med sikte på god og hensiktsmessig vannavrenning. Detaljer utformes slik at vannlommer ikke oppstår. Det skal være god tilgjengelighet for inspeksjon og vedlikehold av alle eksponerte flater.

5.2.2 Statisk system og fugeplassering

Vedlikehold og reparasjon av fugekonstruksjoner kjennetegnes ved høye kostnader og store ulemper for trafikantene. Det skal derfor velges statisk system og fugeplassering som er optimal mht. framtidig vedlikehold.

Antall fugekonstruksjoner pr. bru skal minimaliseres eller unngås helt. Videre skal en minimalisering av antall fuger prioriteres foran en minimalisering av antall lagre dersom det må velges mellom disse.

5.2.2.1 Fugefrie bruer

Fugefrie bruer (landkarløse- eller landkarfrie bruer, integral bridges osv.) karakteriseres ved at de er uten fugekonstruksjon og at landkarvinger er støpt i ett (monolittisk) med overbygningens endetverrbærer.

Fugefri bruende kan understøttes av søyler, vegg søyle, skiver, peler osv. avhengig av grunnforhold. Opplegget kan plasseres under endetverrbæreren eller litt inn under overbygningen slik at enden blir utkraget; se pkt. [5.2.3](#) mht. begrensninger. Forbindelsen mellom over- og underbygning kan utformes monolittisk, med betongledd eller med lager.

Brutypen skal ha overgangsplater iht. pkt. [5.3.7.5](#) (s.).

5.2.2.1.1

Betongruer med totallengder opptil 80 m utformes som fugefrie bruer under forutsetning av fastholding noenlunde på midten. Med fastholding i én ende er grensen 40 m.

5.2.2.1.2

For andre materialer eller samvirkekonstruksjoner kan grenser for totallengder beregnes/ vurderes basert på temperaturutvidelseskoeffisienter, materialets reaksjonsevne mht. temperaturendring og anbefalt maksimal lengde for betongruer i pkt. [5.2.2.1](#).



5.2.2.2 Bruer med fuger

Betongbruer med totallengder større enn 80 m, se pkt. 5.2.2.1.1, skal prosjekteres med én eller to fuger (brufuge eller fugekonstruksjon). For andre materialer eller samvirkekonstruksjoner gjelder grensene iht. pkt. 5.2.2.1.2. Fugene skal plasseres ved landkar, dvs. plassering ute i spenn eller over pilar er ikke tillatt. Unntatt fra kravet er:

- Hengebruer, der plassering ved tårn tillates. Forutsetningen er at eventuelle viadukter fastholdes ved landkar og at bevegelser tas opp i fuge ved tårn.
- Ferjekaibruer, se egne regler i pkt. 6.8 (s.).
- Bevegelige bruer, se egne regler i pkt. 6.3 (s.).

Bruer med totallengde opptil 400 – 500 m skal prøveprosjekteres med fastholding i lengderetning i den ene enden og med fuge i den andre. Unntatt fra dette kravet er buebruer med delvis over-/ underliggende og underliggende kjørebane.

I fastholdingsenden kontrolleres det for de horisontale deformasjonene som oppstår i nivå med slitelaget når bruenden roterer om opplagringen, for følgende lastkombinasjoner:

1. Trafikklasten alene, i ugunstigste stilling på overbygningen for rotasjon om horisontal lagerakse (opplagerlinjen), og med lastfaktor 0,7. Eventuelle sentrifugale effekter av trafikklasten inkluderes. Tillatt deformasjon er 7 mm.
2. Maksimal vindlast alene, for rotasjon om vertikal akse (fastlageret), og med lastfaktor 0,5. Tillatt deformasjon er 10 mm.

To-fugeløsningen velges hvis deformasjonskravene overskrides. Fundamenteringsforholdene kan også være begrensende for én-fugeløsningen pga. behov for opptak av store forankringskrefter. Fugetypebehov for én-fuge- og to-fugeløsninger skal vurderes. Hvis én-fugeløsningen må ha en komplisert, vedlikeholdskrevende fugekonstruksjon med bevegelige deler, kan to-fugeløsningen med enkle fingerfuger foretrekkes. Fastholdingsenden skal ha samme løsning som beskrevet i pkt. 5.2.2.1.

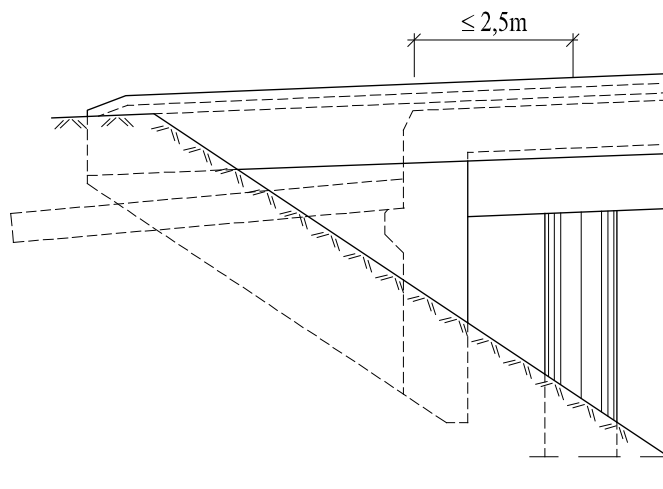
5.2.2.3 Fuger og lavbrekk

For bruer med lavbrekk gjelder følgende:

- Fuger eller overgang bru/fylling tillates ikke plassert i området 10 m til hver side for et lavbrekk
- Fuger skal plasseres så langt unna lavbrekket at de blir liggende ca. 0,20 m høyere enn en tilsvarende tenkt fuge i lavbrekket

5.2.3 Utkraget overbygning forbi endeopplegg

Maksimal tillatt utkraging av overbygning forbi endeopplegg er 2,5 m, målt parallelt med bruas senterlinje fra ende overbygning til horisontal rotasjonsakse (opplagerlinjen) på søyler eller lagre, se figur 5.1.

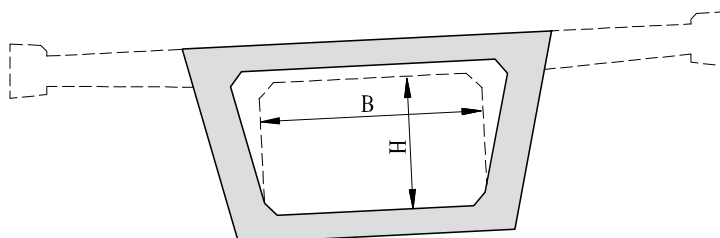


Figur 5.1- Tillatt utkraging av bruoverbygning

5.2.4 Inspeksjonsrom i kassetverrsnitt

5.2.4.1 Generelt

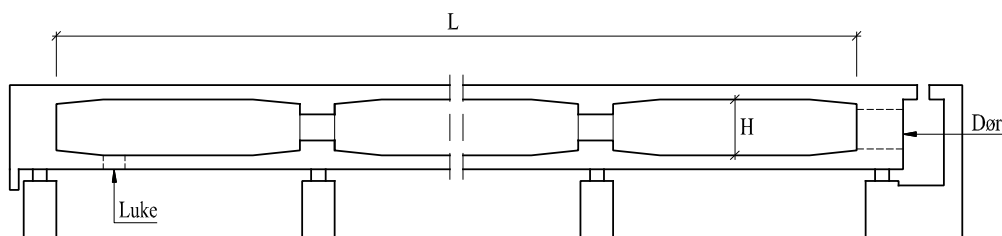
For kassetverrsnitt generelt, som forutsettes tilgjengelig iht. vanlige inspeksjonsrutiner, er kravet til gjennomgående fritt rom $B \times H = 1,0 \times 2,0$ m, se figur 5.2. Kravet gjelder kassetverrsnitt brukt i bjelkebruer, buebruer, rigler mellom søyler, i tårn for henge- og skråstagbruer ol.



Figur 5.2- Inspeksjonsrom i kassetverrsnitt

5.2.4.2 Konstant kassehøyde

For bjelke- og buebruer med konstant kassehøyde og total kasselengde $L \leq 100$ m, er det generelle kravet senket til minste fri høyde $H = 1,6$ m. For $L \geq 200$ m gjelder det generelle minstekravet på $H = 2,0$ m. For mellomliggende verdier kan det interpoleres lineært. Forutsetningen er dør iht. kravene i begge bruender, se pkt. 7.2.8 (s.). Hvis bare den ene enden har dør, dvs. den andre har luke i bunnplata, halveres kasselengdene over. Figur 5.3 viser løsning med én dør.



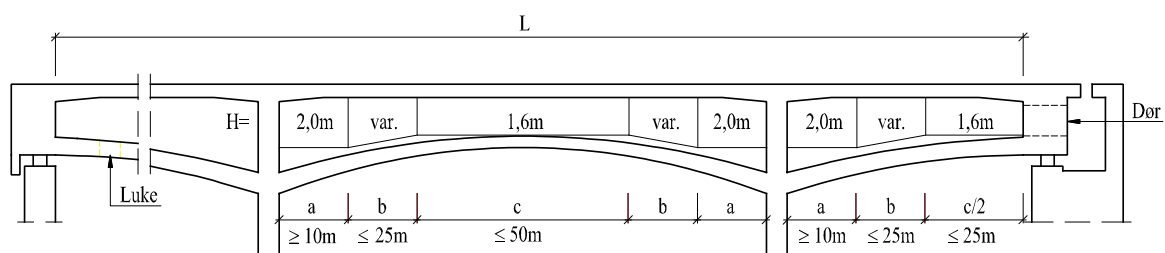
Figur 5.3 - Fri høyde for inspeksjon i kassetverrsnitt med konstant høyde

5.2.4.3 Variabel kassehøyde

For bjelke- og buebruer med variabel kassehøyde, gjelder følgende for området c av innerspenn:

- Med kasselengde $L \leq 200$ m og $c \leq 50$ m er det generelle kravet senket til minste fri høyde $H = 1,6$ m. Forutsetningen er et område $a \geq 10$ m i hver ende av spennet med $H \geq 2,0$ m. Videre at avstanden mellom områdene a og c, dvs. $b \leq 25$ m får et lineært høydeforløp, se figur 5.4.
- Med kasselengde $L \geq 400$ m, gjelder det generelle kravet til minste fri høyde $H = 2,0$ m over hele lengden.
- Med kasselengde $200 < L < 400$ m finnes kravet til minste fri høyde i c-området ved å interpolere lineært.

Forutsetningen er dør iht. kravene i begge bruender, se pkt. 7.2.8 (s.). Med tilkomst via dør i én ende og luke i den andre, halveres kasselengdene. Figur 5.4 viser løsning med én dør.



Figur 5.4 – Fri høyde for inspeksjon inni kassetverrsnitt med variabel høyde

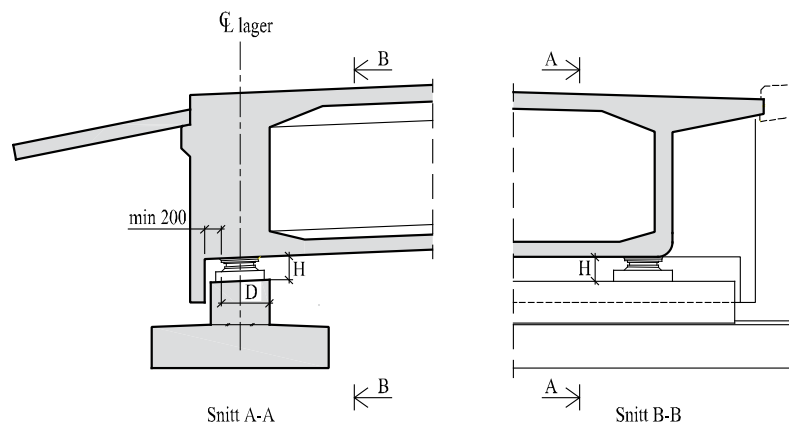
5.2.5 Tilkomst til lagre

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

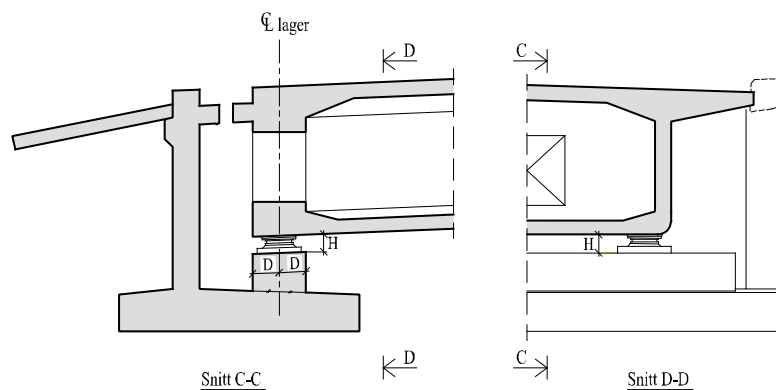
Følgende krav gjelder for høyde H avhengig av dybde D, se figur 5.5 til 5.8:

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

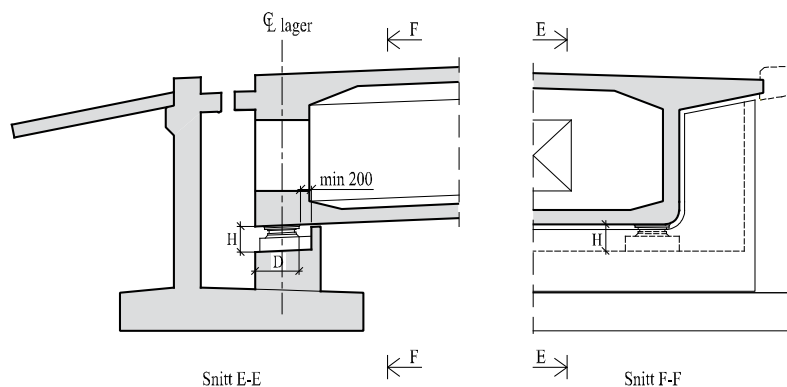
Størrelse på H vurderes spesielt for konstruksjoner med glidelagre som har store bevegelser.



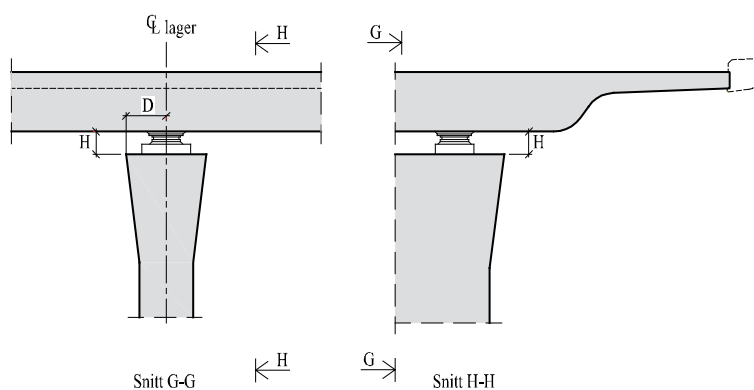
Figur 5.5 - Krav til frihøyde ved lagre – 1 sidig tilk/ fastlager



Figur 5.6 - Krav til frihøyde ved lagre – 2 sidig tilk/ bevegelig lager



Figur 5.7 - Krav til frihøyde ved lagre – 1 sidig tilk/ bevegelig lager



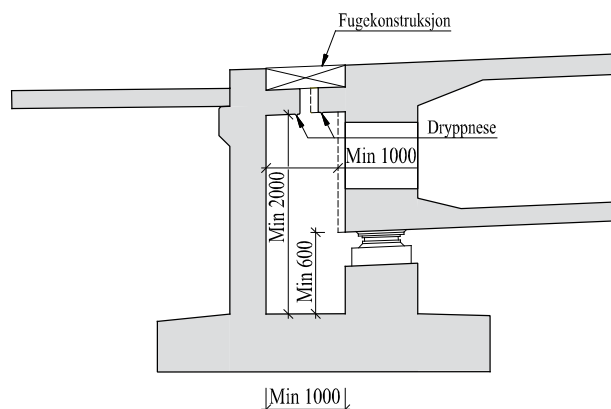
Figur 5.8 - Krav til frihøyde ved lagre – 2 sidig tilk/fast ell. bev. lager

5.2.6 Tilkomst til fuger

Fuger skal være lett tilgjengelige for inspeksjon.

Under fugekonstruksjonen i hele dens lengde skal det være tilgjengelighet for inspeksjon. Inspeksjonsrommet skal ha et tverrsnitt på min. $b \times h = 1000 \text{ mm} \times 2000 \text{ mm}$, se figur 5.9. Hvis rommet bygges inn i landkaret, skal det dreneres og tilgjengelighet sikres med låsbar dør. Spalter under brua, mellom overbygning og landkar som gir adgang til lukkede rom og avsatter, skal tettes med netting e.l. for å hindre fugler og dyr i å komme inn, se figur 5.7.

For fugekonstruksjoner nær bebyggelse skal undersiden bygges inn for å begrense eventuell fugestøy.



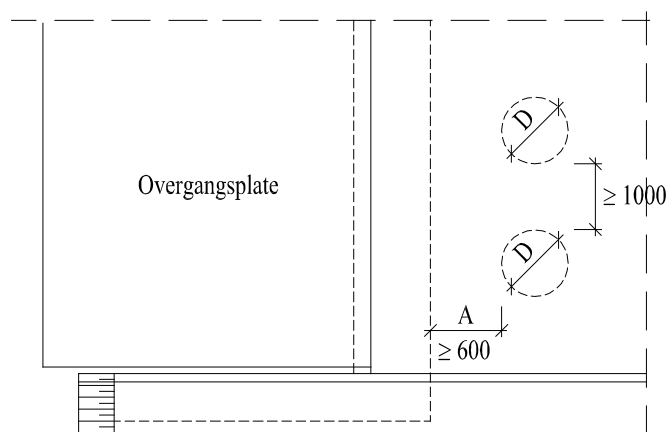
Figur 5.9 - Fugerom

5.2.7 Tilkomst rundt søyler inntil vegg

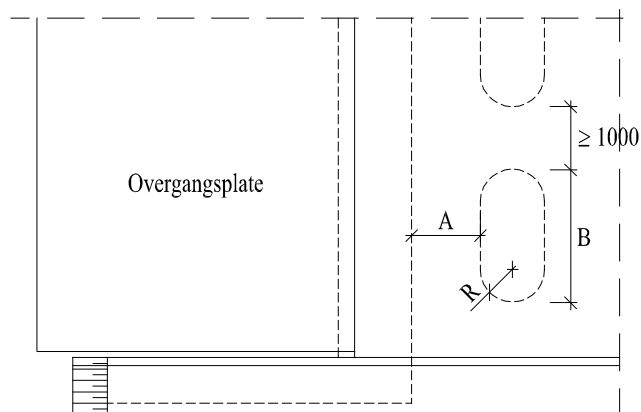
Ved overgang bru/fylling kan søyler være plassert nært inntil frontmur. Se f.eks. figur 5.1 foran, samt figurene 5.10 og 5.11.

For å sikre tilkomst for drift og vedlikehold gjelder følgende krav:

- a) Avstand mellom søyler, uavhengig av søyleform og dimensjoner, $\geq 1,0$ m
- b) Avstand mellom søyler og vegg:
 $A \geq 0,6 \text{ m} + B/2 - R$ (parametre framgår av figur 5.10 og 5.11)
Gjelder opptil en øvre verdi på 1,0 m



Figur 5.10 - Tilkomst rundt sirkulære søyler



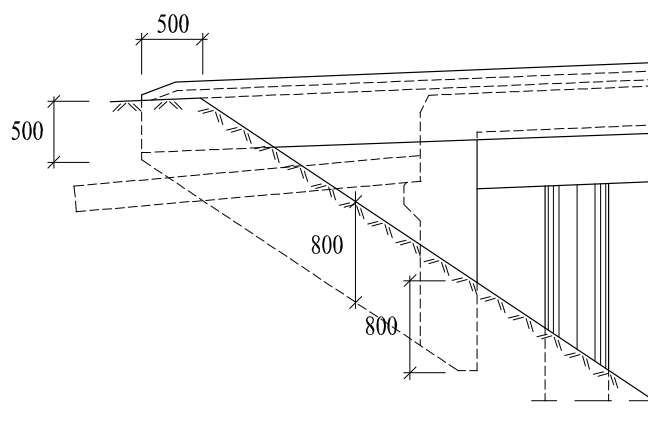
Figur 5.11 - Tilkomst rundt avlangt søyletverrsnitt

5.2.8 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 ok slitelag, se figur 5.12.

For vinger med lav kantdrager skal utformingen være iht. pkt. 1.2.4.3.

Frontmur på landkarløse bruer og tilsvarende konstruksjonsdel på skivelandkar skal på luftsiden ha en minimum dybde på 800 mm under fyllingsnivå. Kravet gjelder også vingene generelt, se figur 5.12.



Figur 5.12 - Landkarvinger



5.2.9 Overgangsplater

Dette punktet omhandler geometrikrav. For krav til dimensjonering, se pkt. [5.3.7.5](#).

5.2.9.1 Generelt

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

For vegtyper planlagt for hastigheter over 50 km/t, skal det brukes overgangsplate når fyllingshøyden F inntil bruenden er større enn 3,0 m. Fyllingshøyden regnes fra overkant (ok) landkarsåle eller setningsfri fast grunn til ok slitelag. Overgangsplaten skal ha en lengde L på minimum 4,0 m målt vinkelrett på oppleggsaksen.

For vegtyper planlagt for hastigheter 50 km/t eller lavere, samt gangveger, kan lengden reduseres til minimum 3,0 m. For øvrig gjelder bestemmelsene foran.

For vegtype driftsveger kreves ikke overgangsplater.

Kravene foran gjelder både tradisjonelle landkar og skivelandkar.

Landkarløse bruer skal alltid ha overgangsplater. For løsmassetunneler, kulverter e.l. med tilnærmet firkanttverrsnitt og veg over, gjelder reglene for den aktuelle vegtype, se foran. Overgangsplaten kan sløyfes når fyllingshøyden, fra ok konstruksjon til ok slitelag, er minimum 1,5 m ved tillatt fartsgrense ≤ 50 km/t og minimum 2,5 m ved tillatt fartsgrense > 50 km/t. Det kreves ikke overgangsplater for tilsvarende konstruksjoner med avrundet tverrsnitt, f.eks. sirkulært eller ellipseformet.

For løsmassetunneler, kulverter og tunnelportaler (trafikk inne i løpet), fundamentert på peler eller ved lignende metode, kreves overgangsplate i bunnplatens ender iht. reglene for den aktuelle vegtype, se foran. Høydekravene gjelder fra berg eller setningsfri, fast grunn. Se for øvrig figur [5.13](#) og [5.14](#).

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

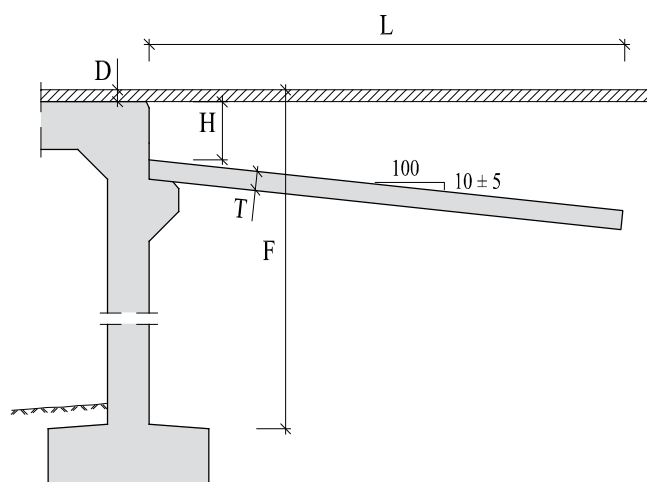
5.2.9.2 Krav til fyllingshøyde over overgangsplate

Ved belegning (membran og slitelag) direkte på konstruksjonen, skal høyden H fra ok overgangsplate til ok konstruksjon være $\geq 0,2$ m og $\leq 1,0$ m i platens oppleggsakse. Dersom trekkerør for kabler plasseres oppå overgangsplate, gjelder høydekravet $\geq 0,2$ m fra ok trekkerør eller ok betong for innstøpning av de samme rør. For konstruksjoner i fylling, f.eks. kulverter med rektangulært tverrsnitt og med overfyllingshøyde $D \geq 0,3$ m, kan ok overgangsplate ligge i samme nivå som ok konstruksjon i platens oppleggsakse.

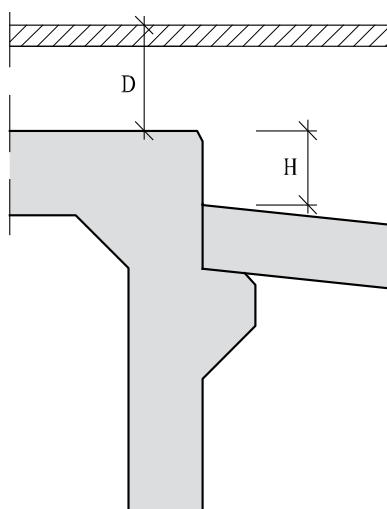
5.2.9.3 Krav til bredde og fall

Overgangsplatens utstrekning i vegens tverretning skal være slik at den dekker under skuldrene uten å komme i konflikt med rekkverksstolper, lysmastfundament etc. Platen kan videre sløyfes under midtdeler for å unngå samme konflikt.

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



Figur 5.13 - Overgangsplate for konstruksjon uten overfyllmasser med belegning direkte på takplate



Figur 5.14 - Overgangsplate for konstruksjon med overfyllmasser

5.3 Betongkonstruksjoner

5.3.1 Innledning

I dette avsnittet gis bestemmelser mht. materialvalg, dimensjonering og konstruktiv utforming av betongkonstruksjoner for bruer.

Betongkonstruksjoner skal prosjekteres iht. NS-EN 1992-1-1 og NS-EN 1992-2. Hvor det i dette kapittel er henvist til NS-EN 1992, pkt. x, skal pkt. x i begge standarder ses i sammenheng.

Peler er behandlet under pkt. 5.9.4 (s.) og pkt. 5.9.5 (s.).

Samvirkekonstruksjoner i stål og betong er behandlet under pkt. 5.4 (s.).

Det vises til pkt. 1.2 (s.) og 1.4.2 (s.).

5.3.2 Materialer

5.3.2.1 Betong

5.3.2.1.1 Generelt

Alle delmaterialer, materialsammensetninger, fremstillingsmåten, utførelsen og den ferdige betongen skal tilfredsstille kravene i håndbok R762, prosess 84, NS-EN 13670 og NS-EN 206-1.

5.3.2.1.2 Valg av eksponeringsklasser og bestandighetsklasse

Tiltak for å sikre konstruksjonens bestandighet skal velges på grunnlag av de miljøpåvirkningene konstruksjonen vil bli utsatt for. Eksponeringsklasse skal i hvert enkelt tilfelle vurderes ut fra miljøpåvirkningens type, intensitet, frekvens, lokalitet, etc. Tiltak for å sikre bestandigheten kan variere for ulike deler av konstruksjonen.

Miljøpåvirkninger klassifiseres etter eksponeringsklasser som angitt i NS-EN 1992-1-1, pkt. 4.2. I NS-EN 1992-1-1, tabellene NA.4.4N og NA.4.5N er det stilt krav til betongens bestandighet, angitt ved bestandighetsklasser, avhengig av eksponeringsklasse. I NS-EN 206-1 er det angitt krav til betongsammensetning for å oppfylle bestandighetsklassene.

Bestandighetsklasse M90 eller M60 skal ikke anvendes for bruer eller ferjekaier.

5.3.2.1.3 Valg av betongspesifikasjon

Med mindre det prosjekteres spesielle beskyttelsestiltak, skal det velges betong som minst tilfredsstiller spesifikasjon som angitt i tabell 5.1.



Eksponeringsforhold, konstruksjonstyper, osv.	Betong-spesifikasjon i henhold til Prosesskode-2
Konstruksjoner - utsatt for kjemiske angrep f.eks. ved kontakt med særlig aggressive kjemikalier - i alunskifer eller sterkt sulfatholdig grunnvann	Fastsettes særskilt
For betongstøp i vann, se: - Norsk Betongforenings publikasjon nr. 5 - Prosjekteringsreglenes pkt. 5.3.7.2.6 (s.)	AUV-betong og/eller Normalbetong
Konstruksjoner i saltvann: - i tidevannssonen ¹⁾ og skvalpesonen ²⁾ utført som tørrstøp - til en høyde på minst 6 m over tidevannssonen i lite utsatte kyststrøk og til minst 12 m over tidevannssonen i værharde kyststrøk <i>Høyderegelen gjelder også inn over land der eksponeringsforholdene tilsier det</i>	SV-30
Konstruksjoner - permanent neddykket i saltvann, utført som tørrstøp - over og nær saltvann som ikke krever betongspesifikasjon SV-30 Prefabrikkerte betongpeler Alle øvrige eksponeringsforhold	SV-40

1) Her definert som sonen mellom: Laveste astronomiske tidevann (LAT) og Høyeste astronomiske tidevann (HAT)

2) Sone som regelmessig overvaskes av bølger

Tabell 5.1 - Valg av betongspesifikasjon

5.3.2.1.4 Tyngdetetthet av armert og spennarmert betong

Dersom det ikke blir foretatt nøyaktigere beregninger basert på målt tyngdetetthet av betongmaterialet, skal tyngdetettheten av armert og spennarmert normalvektsbetong ikke settes lavere enn 25.0 kN/m³. Ved sterkt armerte konstruksjoner skal tyngdetettheten beregnes på grunnlag av armeringsmengden og tyngdetettheten for uarmert normalvektsbetong, som normalt kan settes lik 24.0 kN/m³. Dersom tyngdetettheten for uarmert betong er større enn 24.5 kN/m³, skal armeringsmengde og

målt tyngdetetthet legges til grunn ved beregning av tyngdetettheten for armert og spennarmert betong.

For konstruksjoner som helt eller delvis bæres av oppdrift, som flytebruer og rørbruer, samt for konstruksjoner utført med lettbetong, skal alltid armeringsmengde og målt tyngdetetthet for uarmert betong legges til grunn ved beregning av tyngdetettheten for armert og spennarmert betong.

5.3.2.1.5 *E-modul for betong*

For konstruksjoner der verdien av betongens E-modul har betydning for sikkerheten i ferdig- eller byggetilstand, f.eks. slanke trykkbelastede eller svingningsømfintlige konstruksjoner, skal det inntas i konkurransegrunnlaget krav til verdi på betongens E-modul for å oppfylle antagelser gjort i prosjekteringen. Der deformasjonsforhold er av stor betydning, for eksempel fritt frambygg bruer (FFB), skal målt E-modul legges til grunn for deformasjons-/ nedbøyningsberegninger.

5.3.2.2 **Armeringsstål**

Armeringsstål skal tilfredsstillе kravene gitt i NS-EN 1992-1-1, NS-EN 1992-2 og NS-EN 10080. Armering iht. NS 3576-3 kan antas å oppfylle kravene.

5.3.2.2.1 *Rustfritt stål*

Armering av rustfritt stål kan være aktuelt for konstruksjonsdeler som kjennetegnes ved én eller flere følgende forhold:

- spesielle funksjonskrav
- aggressiv miljøeksponering
- begrenset adkomst og begrenset mulighet for reparasjon og vedlikehold

I tabell 5.2 er det listet noen typer rustfrie stål som kan benyttes. Det kan også benyttes andre ståltyper iht. NS-EN 10088 som oppfyller kravene gitt i pkt. 5.3.2.2. PRE-verdien (Pitting Resistance Equivalent) er et mål for stålets motstand for groptæring, men gir også en god indikasjon på stålets generelle korrosjonsmotstand (se NS-EN 10088-1, Annex C). Verdien er beregnet på grunnlag av legeringens innhold av Cr, N og Mo, og høyere verdi gir bedre korrosjonsmotstand. Stålets korrosjonsmotstand er også avhengig av korrosjonsmiljøet, dvs. hvilken type korrosjonspåkjenning stålet er utsatt for (f.eks. klorider, CO₂ eller syrer) og i hvilken grad det er beskyttet (f.eks. innstøpt armering). Valg av ståltype bør derfor vurderes på grunnlag av korrosjonspåkjenning, levetid og økonomi i hvert enkelt tilfelle.

Armeringens geometriske og mekaniske egenskaper skal tilfredsstillе kravene i NS 3576-3, pkt. 5 og 7.

Anvendelse av rustfri armering, samt valg av legering skal begrunnes.

Stålnummer	Navn	PRE-verdi	Kvalitet ¹⁾
1.4301	X5CrNi 18-10	17,5	Tilsv. kvalitet A2
1.4401	X5CrNiMo 17-12-2	23,1	Tilsv. kvalitet A4
1.4571	X6CrNiMoTi 17-12-2	23,1	Tilsv. kvalitet A5
1.4362	X2CrNiN 23-4	23,8	Duplex
1.4436	X3CrNiMo 17-13-3	24,8	?
1.4462	X2CrNiMoN 22-5-3	30,9	Duplex
1.4529	X1CrNiMoCuN 25-20-7	41,2	Tilsv. kvalitet A4

1) Vedr. kvalitet A2, A4 og A5 se NS-EN ISO 3506

Tabell 5.2 - Eksempler på rustfrie stål iht. NS-EN 10088-1 som er egnet for armering

5.3.2.2.2 Armering av komposittmaterialer

Armering av komposittmaterialer kan tillates for spesielle konstruksjonselementer. Dokumentasjon på materialegenskaper for slik armering skal sendes Vegdirektoratet for vurdering og ev. godkjenning, med mindre ETA-godkjenning og CE-merking foreligger.

5.3.2.3 Spennarmering og spennarmeringssystemer

Spennarmeringen og spennarmeringssystemets delkomponenter skal være i henhold til "den europeiske tekniske godkjenningen" for systemet. Spennarmeringen skal dimensjoneres etter NS-EN 1992, pkt. 5.10, pkt. 6.1 og pkt. 8.10. For bruk av spennarmering gjelder bestemmelser gitt i håndbok R762, prosess 84.37 og Norsk Betongforenings Publikasjon nr. 14. For spennkabler brukt som bergforankringer gjelder bestemmelser gitt i håndbok R762, prosess 83.71. Se også pkt. [5.9.7.2 \(s. \)](#).

For kabelsystemer uten heftoverføring til omkringliggende betong og for ekstern forspenning, skal forspenningen betraktes som last med lastfaktorer iht. NS-EN 1992-1-1, NA.2.4.2.2.

5.3.3 Dimensjonerende lastvirkning

5.3.3.1 Generelt

5.3.3.1.1

Lastvirkninger kan bestemmes etter anerkjente metoder basert på elastisitetsteorien. Det skal tas hensyn til opprissing av betongen der dette påvirker lastvirkningene vesentlig.

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

5.3.3.1.2

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

5.3.3.1.3

Beregningene gjennomføres med tyngdetetthet iht. pkt. [5.3.2.1.4 \(s. \)](#).

5.3.3.2 Deformasjonslaster

Se også bestemmelsene under pkt. [2.6 \(s. \)](#).

5.3.3.2.1

Ved beregning av dimensjonerende lastvirkninger skal det tas hensyn til kraftomlagringer på grunn av kryp, svinn og relaksasjon, og til byggemåte og tidsforløp. Den ferdige konstruksjonen skal som et minimum kontrolleres ved to tidspunkt; én like etter at brua er åpnet for trafikk, og én ved beregnet levetid, normalt 100 år.

5.3.3.2.2

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

5.3.3.2.3

Tap av spennkraft på grunn av låsetap, friksjon, kryp, relaksasjon og svinn skal beregnes etter NS-EN 1992 og med verdier oppgitt i "den europeiske tekniske godkjenningen" eller av leverandør.

5.3.3.3 Beregning av dynamisk respons

5.3.3.3.1

Bøyningsstivheter bestemmes som foreskrevet for søyler i pkt. [5.3.5.4 \(s. \)](#) og pkt. [5.3.5.5 \(s. \)](#).

Torsjonsstivheter bestemmes på tilsvarende måte.

5.3.3.3.2

Dersom ikke nøyaktigere verdier for demping dokumenteres, kan det for betongkonstruksjoner antas følgende dempingsforhold:

- 0,8 % for homogen (urisset) betong,
- 1,1 % for risset betong i bruks- og utmattingsgrensetilstanden,
- 1,6 % for risset betong i bruddgrensetilstanden.

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

5.3.3.4 Tilleggsmomenter i slanke konstruksjonsdeler

5.3.3.4.1

Slanke konstruksjonsdeler som søyler og steg, samt flenser i flenstverrsnitt, belastet med aksialtrykk eller bøyningsmoment og aksialtrykk, skal kontrolleres for disse lastvirkninger kombinert med virkningen av konstruksjonens forskyvninger

(tilleggsmoment beregnet etter 2. ordens teori). Forskyvningene beregnes ut fra en sammenheng som samsvarer med den grensetilstand som betraktes.

5.3.3.4.2

Knekkklengden for slanke konstruksjonsdeler bestemmes på grunnlag av innspennings- og fastholdningsgraden i tilstøtende konstruksjonsdeler. Detaljerte regler for søyler er gitt i pkt. 5.3.5 (s.) og i NS-EN 1992-1-1, pkt. 5.8.

5.3.4 Dimensjonering

5.3.4.1 Generelt

5.3.4.1.1

Betongkonstruksjoner dimensjoneres i de ulike grensetilstander i samsvar med NS-EN 1990 og NS-EN 1992 og etterfølgende angitte tilleggbestemmelser. Bestemmelser for spesielle brutyper er gitt i kap. 6 (s.).

5.3.4.1.2

Materialfaktorene skal fastsettes som angitt i NS-EN 1992-1-1, NA.2.4.2.4, uten at det tas hensyn til avvik i tverrsnittsmål. Reduserte materialfaktorer, iht. NS-EN 1992-1-1, NA.A.2.2, hvor det tas hensyn til tverrsnittstoleranser, skal kun benyttes for spesielle konstruksjoner og etter særskilt avtale med Vegdirektoratet.

5.3.4.1.3

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, jf. Norsk Betongforenings publikasjon nr. 5: *Prosjektering og utførelse av betongkonstruksjoner i vann*.

5.3.4.1.4 Generell dimensjoneringsmetode for konstruksjonsdeler med krefter i planet.

5.3.4.1.4.1

Dimensjonering for krefter som virker i konstruksjonsdelens plan, kan gjøres etter en metode basert på en antatt indre kraftmodell som tilfredsstiller likevektsbetingelser og geometriske betingelser for tøyninger i det undersøkte lokalområdet.

Betongen regnes å overføre trykk gjennom trykkfelt, og armeringen i to eller flere retninger overfører strekk. Det kan i henhold til pkt. 5.3.4.1.4.3 regnes med en begrenset overføring av skjærkrefter langs rissene og strekk i betongen mellom rissene.

Tøyninger og spenninger beregnes som middelerverdier over et risset område.

Tøyningene kan antas konstante over lokale områder og over tykkelsen. Det kan antas at armeringens midlere tøyning blir lik områdets midlere tøyning i armeringsretningene. Hovedspenning og hovedtøyning for betongen i det antatte trykkfeltet antas å ha samme retning.

Dimensjonering av skiver, plater og skall kan baseres på krefter som virker i planet. 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.

Beregningsmetoden kan også benyttes ved dimensjonering for skjærkraft i bjelker og plater og for torsjonsmoment i bjelker.

5.3.4.1.4.2

Det skal legges til grunn dokumenterte sammenhenger mellom spenning og tøyning for armering og betong i områder med toakset spenningstilstand med riss som har vist å gi samsvar mellom beregnede kapasiteter og forsøk.

For betong i det antatte trykkfeltet skal det, hvis ikke annet dokumenteres, forutsettes en redusert dimensjonerende trykkfasthet

$$f_{c2d} = f_{cd} / (0,8 + 170 \varepsilon_1) \leq f_{cd}$$

der

f_{cd} er betongens dimensjonerende fasthet under énaksialt trykk
 ε_1 er midlere hovedstrekk-tøyning

5.3.4.1.4.3

Hvis det regnes med strekk i betongen mellom riss, skal midlere strekkspenninger bestemmes etter en sammenheng som er dokumentert ved representative forsøk.

Det skal også påvises at det ved rissene kan overføres de skjærspenninger i betongen og strekkspenninger i armeringen som følger av likevektsbetingelsene.

Påvisning av spenninger i riss kan sløyfes hvis det ikke regnes med strekk i betongen mellom riss ($\sigma_1 = 0$).

5.3.4.1.4.4

Armeringsspenningene ved riss bestemmes på grunnlag av likevektsbetingelsene og skal ikke være større enn armeringens dimensjonerende fasthet.

5.3.4.2 Bruddgrensetilstanden

5.3.4.2.1

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

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

5.3.4.2.2

Ved indirekte opplegg som for eksempel tilslutning av steg til tverrbærer på smal søyle, skal det for oppleggskraften dimensjoneres opphengingsarmering etter fagverksanalogien.

5.3.4.2.3

I konstruksjoner eller konstruksjonsdeler som i bygge- eller ferdigtilstand påkjennes av utpreget dynamisk last, skal strekktøyningene i armeringen ikke overstige $\epsilon_{sy} = \frac{f_{sy}}{E_s}$ hvor f_{sy} er armeringens flytegrense.

5.3.4.2.4

Høye og slanke bjelkesteg skal dimensjoneres for andre ordens effekter. Det skal tas hensyn til redusert stivhet av steget som følge av eventuell opprissing, der dette påvirker kapasiteten vesentlig.

5.3.4.2.5

Dersom en del av kraften i ordinær oppspent, injisert armering blir betraktet som ytre last ved dimensjoneringen, må resulterende kraft uansett ikke overskride armeringens dimensjonerende kapasitet.

5.3.4.2.6

Det kan dimensjoneres for skjærkrefter etter NS-EN 1992, pkt. 6.2 og pkt. 6.4. $\cot \theta$ skal imidlertid ikke velges større enn 2.0. $V_{min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$ (formel NA.6.3.N i NS-EN 1992-1-1, NA.6.2.2 er feil). Ved dimensjonering for krefter i planet for kasse-, vegg- og flenstverrsnitt, skal det ses bort ifra betongens strekk-kapasitet. Armeringen bør for disse tverrsnittsformene dimensjoneres etter skiveteori, se for øvrig pkt. 5.3.4.1.4 (s.).

5.3.4.2.7

Det skal ikke regnes med større gjennomsnittlig trykktøyning over tverrsnittet enn ϵ_{c2} , evt. ϵ_{c3} (tøyning idet maksimalspenningen nås, jf. NS-EN 1992-1-1, pkt. 6.1). For kassetverrsnitt o.l. gjelder kravet innen hver tverrsnittsd. Tøyninger forårsaket av svinn og lineært kryp kan legges til.

5.3.4.3 Bruksgrensetilstanden

5.3.4.3.1

Tillatte rissvidder er gitt i NS-EN 1992-1-1, pkt. NA.7.3.1.

For konstruksjoner i eksponeringsklasse XSA (f.eks. konstruksjoner i kontakt med særlig aggressive kjemikalier, alunskifer eller sterkt sulfatholdig grunnvann) fastsettes særskilte krav til rissvidder og overdekning i samråd med Vegdirektoratet.

5.3.4.3.2

Der ikke annet er nevnt, skal rissviddekontroll utføres for all strekkarmering; også der hvor rissretningen ikke kan antas å være vinkelrett på armeringsretningen (steg m.m.), se NS-EN 1992, Tillegg F.

5.3.4.3.3

Rissvidder bør beregnes etter NS-EN 1992-1-1, pkt. 7.3.4. Kontroll etter pkt. 7.3.3 kan alternativt benyttes. For spaltestrekkarmering er kontroll etter pkt. 7.3.3 hensiktsmessig.



5.3.4.3.4

Det skal utføres kontroll av forskyvninger dersom det for konstruksjonens bruk er angitt spesifikke grenser for slike størrelser.

Største tillatte forskyvninger for ulike konstruksjoner er gitt eller referert til i pkt. [5.1 \(s. \)](#).

Bruer skal ha riktig vertikal- og horisontalkurvatur for en lastsituasjon med alle permanente laster, se for øvrig pkt. [5.3.7.6.1 \(s. \)](#).

5.3.4.3.5

For konstruksjoner som påkjennes av utpreget dynamisk last, skal det påvises at konstruksjonens svingninger og vibrasjoner er akseptable for konstruksjonens bruk. Nærmere bestemmelser er gitt i pkt. [5.1.3 \(s. \)](#).

5.3.4.4 Utmattingsgrensetilstanden

5.3.4.4.1

Konstruksjoner eller deler av konstruksjoner som påkjennes av utpreget repetert belastning, kontrolleres for mulig utmattingsbrudd i henhold til NS-EN 1992, pkt. 6.8

5.3.4.4.2

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

5.3.5 Søyler

5.3.5.1 Generelt

Disse regler for dimensjonering av brusøyler i bruks- og bruddgrensetilstanden er delvis en utdypning av de generelle bestemmelser i pkt. [5.3.1 – 5.3.4 \(s. \)](#), delvis typespesifikke bestemmelser for brusøyler.

5.3.5.2 Bestemmelse av lastvirkninger

5.3.5.2.1

Ved beregning av lastvirkninger skal det legges til grunn analysemodell og forutsetninger som ivaretar søylenes virkemåte i den aktuelle grensetilstand.

Lastvirkninger kan beregnes på grunnlag av konstruksjonens systemlinjer. De deler av en søyles systemlinje som faller innenfor tilknyttede konstruksjonsdelers flatebegrensninger, kan regnes å ha samme geometri og stivhet som søylen har ved overgangen til disse konstruksjonsdeler, forutsatt at situasjonen i etterfølgende punkt ikke foreligger.

5.3.5.2.2

Dersom den uavstivede (frie) søylelengden er så mye mindre enn systemlengden at dette kan ha vesentlig betydning for lastvirkningene, skal en nøyaktigere søylemodell enn den beskrevet i pkt. [5.3.5.2.1](#) legges til grunn.

I slike tilfeller kan normalt de deler av systemlengden som faller utenfor den uavstivede søylelengden antas å ha uendelig stivhet.

5.3.5.2.3

Lastvirkninger kan beregnes etter anerkjente metoder basert på:

- 1) Lineær-elastisk teori med stivhetsforutsetninger for aksial- og momentbelastning som gir lastvirkninger rimelig til den sikre siden.
- 2) Ikke-lineær teori som ivaretar delmaterialenes ikke-lineære egenskaper, og som tilfredsstiller krav til både likevekt og samsvar mellom tøyninger og forskyvninger.
- 3) Elasto-plastisk teori.

Lastvirkninger skal beregnes etter 2. ordens teori når virkningen av konstruksjonens forskyvninger påvirker lastvirkningene vesentlig. I motsatt fall kan beregning etter 1. ordens teori legges til grunn, se NS-EN 1992-1-1, pkt. 5.8.3.1 og pkt. 6.1(4). Regler for beregning av 2. ordens lastvirkninger er gitt i NS-EN 1992-1-1, pkt. 5.8.

5.3.5.2.4

Ved beregning etter 2. ordens lineær-elastisk teori skal lastvirkninger for de enkelte lasttilfeller som inngår i lastkombinasjon, beregnes med aksialkrefter og med sekantverdier for tverrsnittstivheter som er representative ved lastkombinasjonenes totale lastvirkning og tilhørende tøyningstilstand i de enkelte konstruksjonsdeler.

Aksialkrefter kan normalt innføres med verdier etter 1. ordens teori. Aksialkrefter i overbygningen kan normalt neglisjeres.

Aksialkrefter og sekantstivheter kan videre normalt innføres med verdier i de forskjellige lastkombinasjoner som er representative for den dimensjonerende lastkombinasjon.

5.3.5.2.5

Regler for beregning av 2. ordens lastvirkninger er gitt i NS-EN 1992-1-1, pkt. 5.8.

5.3.5.2.6

Materialeegenskaper benyttet ved beregning av stivheter, ev. ved beregning av lastvirkninger direkte (ikke-lineær teori), skal i prinsippet være representative for den aktuelle grensetilstanden.

For bruksgrensetilstanden kan rettlinjett spennings–tøyningssammenheng antas for armeringsstål og for betong i trykksonen, se NS-EN 1992-1-1, pkt. 3.1.5 og pkt. 3.1.7.

Ved beregning av krefter og momenter i bruddgrensetilstanden etter 1. ordens lineær-elastisk teori kan det benyttes samme spennings–tøyningssammenheng og materialeegenskaper som i bruksgrensetilstanden.

Det skal tas hensyn til opprissing og til betongens kryp under langtidsbelastning når det påvirker kapasitet eller lastvirkninger ugunstig, og når lastvirkningene ellers blir urimelig til den sikre siden.



5.3.5.2.7

Ved beregning av 1. ordens lastvirkninger kan representative materialegenskaper, avledet fra midlere verdier, istedenfor fra karakteristiske verdier, legges til grunn. Der hvor virkningen fra påførte forskyvninger (deformasjonslaster) er vesentlig, skal midlere verdier normalt legges til grunn.

For 1. ordens lastvirkninger skal det normalt tas hensyn til den stivhetsøkende virkning av urisset betong mellom riss ('tension stiffening') etter anerkjente metoder.

Bestemmelsene under dette punkt gjelder ikke for lokale tverrsnittskontroller, unntatt hvor annet er angitt i tilknytning til de respektive grensetilstander.

5.3.5.2.8

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

5.3.5.3 Bestemmelse av knekk lengder

5.3.5.3.1

Knekk lengden beregnes etter NS-EN 1992-1-1, pkt. 5.8.3.2.

5.3.5.3.2

Knekk lengden av søyler i en uforskyvelig bruretning kan bestemmes etter retningslinjene for en uforskyvelig enkelt søyle.

5.3.5.3.3

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

5.3.5.3.4

Dersom forutsetningen i pkt. 5.3.5.3.3 ikke kan anses å være tilstede, skal knekk lengder i en forskyvelig bruretning bestemmes fra en systemknekkingsanalyse som ivaretar samvirket mellom de forskjellige søyler.

5.3.5.3.5

I forskyvelig lengderetning bru kan knekk lengden etter pkt. 5.3.5.3.4 regnes som:

$$L_{\{e,s\}} = \sqrt{\frac{EI \sum \frac{N}{L}}{N \sum \frac{EI}{L_e^2 L}}}$$

for søyler med tilnærmet konstant stivhet og aksialkraft langs de enkelte søyleakser.

Summasjonene omfatter alle søyler som er forbundet til samme del av overbygningen, og som dermed får samme forskyvning i knekkretningen. Knekk lengder som inngår i summasjonen kan beregnes som angitt for forskyvelig enkelt søyler. Forholdet EI/N ,



utenfor summasjonene, er for den betraktede søyle. EI-verdier kan normalt bestemmes på grunnlag av homogent, urisnet betongtverrsnitt.

Knekk lengder beregnet slik skal ikke for noen søyle tas mindre enn beregningsmessig knekk lengde for samme søyle betraktet som uforskyvelig.

5.3.5.3.6

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

5.3.5.4 Bruddgrensetilstanden

5.3.5.4.1

Stivhetsantagelser skal i hovedsak samsvare med de dimensjonerende lastvirkninger og tilhørende tøyningstilstand.

5.3.5.4.2

Pkt. 5.3.5.4.1 kan anses tilfredsstillende oppfylt dersom antatte bøyestivheter er i samsvar med resulterende bøyestivheter, beregnet med valgt armering og for tøyningstilstand som er representativ for den dimensjonerende lastkombinasjon.

For 1. ordens lastvirkning alene vil søylemomenter beregnet med for stor antatt søylestivhet være til den sikre siden. Normalt kan søylestivheter basert på homogent betongtverrsnitt anses å være til den sikre siden.

5.3.5.4.3

Spesiell aktsomhet med stivhetsantagelser kreves i tilfeller der duktil oppførsel av søyler eller underliggende konstruksjoner ikke nødvendigvis kan forutsettes. Eksempler er søyler med høyt aksialkraftsnivå, ev. i kombinasjon med høy betongkvalitet, og i en del tilfeller konstruksjoner fundamentert på løsmasser eller peler.

5.3.5.5 Bruksgrensetilstanden

5.3.5.5.1

Avvik fra tilsiktet systemgeometri kan normalt ses bort fra ved beregning av lastvirkninger i bruksgrensetilstanden.

5.3.5.5.2

Det kan ses bort fra virkningen av forskyvninger (2. ordens lastvirkning) dersom den fører til mindre enn 10 % økning i bøyemoment.

5.3.5.5.3

Bestemmelsene i pkt. 5.3.5.4.1 og pkt. 5.3.5.4.2 gjelder også for bruksgrensetilstanden.

5.3.6 Armeringsregler

5.3.6.1 Armeringstetthet og utstøping

Konstruksjonen skal gis slik geometrisk utforming og slike dimensjoner, eventuelt være slik inndelt i støpeavsnitt, at den med sikkerhet kan utstøpes med forutsatt betong og at

betongen kan komprimeres. Armeringsutforming og armeringstetthet skal ikke være til hinder for at konstruksjonen lar seg støpe ut på en sikker måte.

Armering i skjøteområder og andre områder med tett armering skal som kontroll av at konstruksjonen lar seg utstøpe, tegnes i forstørrede detaljer og/eller snitt som viser nøyaktig og fullstendig armeringsplassering.

Ved uakseptabel høy armeringstetthet skal armeringsløsningen omarbeides, f.eks. ved at armeringsskjøter fordeles over flere snitt, ved at det velges grovere armeringsdimensjoner, ved at det benyttes skjøtemuffer etc.

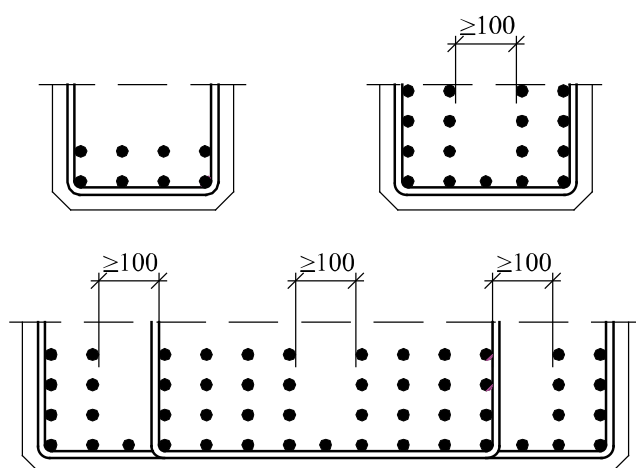
På grunn av kammene har kamstål større byggemål enn den nominelle diameteren. Dette må det tas hensyn til ved armeringsføringen. Virkelig byggemål avhenger av hvordan stengene ligger, om kammer ligger an mot kammer etc. Dette har innvirkning bl.a. på hvilke avvik fra angitt plassering armeringen vil bli bundet med. For beregning av åpninger og avstander mellom armeringsstenger etc. bør det regnes med at byggemål for kamstål er som vist i tabell 5.3:

Kamstål	Ø ^k 8	Ø ^k 10	Ø ^k 12	Ø ^k 16	Ø ^k 20	Ø ^k 25	Ø ^k 32
Byggemål (mm)	10	12	15	20	25	30	40

Tabell 5.3 - Byggemål for kamstål

Det skal tas hensyn til monteringsjern.

Nødvendige vibratoråpninger i armeringen skal planlegges. Eksempler på planlagt armeringsføring for å sikre god utstøping er vist i figur 5.15.



Figur 5.15 - Eksempler på armeringsføring

5.3.6.2 Armeringsplassering

5.3.6.2.1 Generelt

Generelt gjelder krav til armeringsplassering angitt i NS-EN 1992. Kravene er minimumskrav som kan skjerpes for å gi bedre bestandighet mot miljøpåkjenninger og sikre god utførelse.

Der ikke annet er nevnt, gjelder kravene under pkt. 5.3.6.2 både for vanlig armeringsstål og for rustfritt stål. Avvikende krav til rustfritt armeringsstål er nevnt særskilt.

5.3.6.2.2 Krav til overdekning

Krav til overdekning gjelder fra betongoverflaten og til nærmeste konstruktive armeringsstang, inkl. bøyler, i den ferdige konstruksjonen. Tykkelse av eventuelt slitelag i betong regnes ikke som overdekning.

For den konstruktive armeringen skal nominell overdekning settes lik summen av minimumsoverdekning og tallverdien av tillatt minusavvik, se figur 5.16. Nominell overdekning og tillatte avvik skal angis i beregningsforutsetningene og på arbeidstegningene, for eksempel:

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

5.3.6.2.3 Toleranser, tillatt avvik

Tillatt avvik bør angis symmetrisk, dvs. med samme tallverdi for pluss-avvik og minus-avvik. For minimumsoverdekning større enn eller lik 70 mm bør tillatt avvik settes til ± 20 mm. For minimumsoverdekning mindre enn 70 mm bør tillatt avvik settes til ±15 mm. For rustfri armering, tynne dekker, prefabrikkerte elementer, betongpeler, o.l. kan tillatt avvik settes mindre. Spesielle tiltak for å sikre korrekt overdekning skal da spesifiseres i arbeidsbeskrivelsen.

5.3.6.2.4 Monteringsstenger

For monteringsstenger utenfor den konstruktive armeringen, skal nominell overdekning være minst lik minimumsoverdekningen for konstruktiv armering, uten tillegg av tallverdien av minustoleransen.

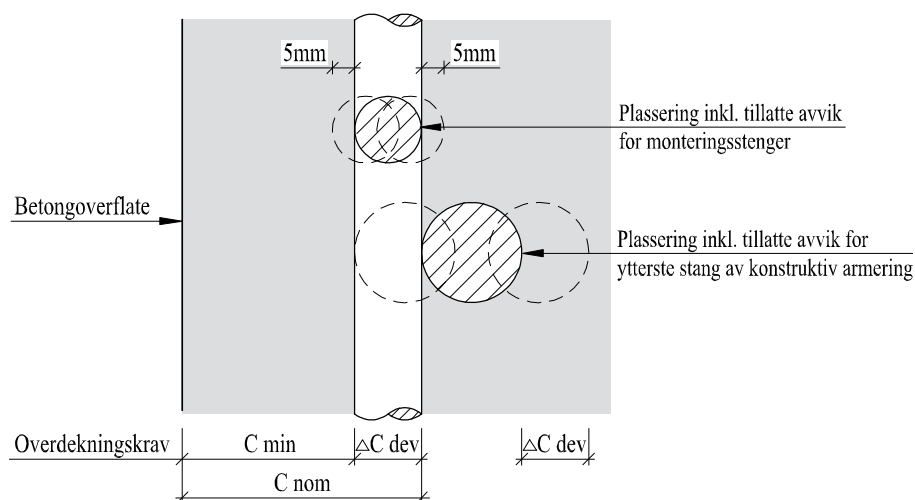
For slike monteringsstenger skal det spesifiseres tillatt avvik på:

- ± 5 mm for minimumsoverdekning mindre enn 70 mm
- ±10 mm for minimumsoverdekning større enn eller lik 70 mm

Ved tillatt avvik for konstruktiv armering ± 15 mm kan det benyttes monteringsstenger Ø12 mm og ved tillatt avvik ± 20 mm monteringsstenger Ø16 mm. Monteringen skal utføres etter håndbok R762, prosess 84.3.

Fordeling og plassering av monteringsstenger og armeringsstoler er den utførendes ansvar, og skal normalt ikke planlegges eller angis av den prosjekterende.

Ved montering av rustfri armering skal det kun benyttes monteringsjern og bindetråd av rustfritt stål og kun armeringsstoler av betong.



Figur 5.16 - Overdekning, monteringsjern

5.3.6.2.5 Krav til minimumsoverdekning

Generelle krav til minimumsoverdekning for vanlig armeringsstål er gitt i NS-EN 1992-1-1, Tabell NA.4.4N. Eksponeringsklasser for tinesalter er gitt i NS-EN 1992-2, NA.4.2.

I tabell 5.4 er angitt hvor/når det kreves større minimumsoverdekning enn etter NS-EN 1992. Større minimumsoverdekning enn angitt i tabell 5.4 kan velges for å oppnå bedre bestandighet.

For fullstendighetens skyld er det også medtatt flater hvor kravene er iht. NS-EN 1992 (de to siste radene i tabell 5.4).

For rustfri armering reduseres overdekningskravene som angitt i tabell 5.4. For korrosjonsømfintlig armering (spennarmering) økes overdekningskravene med 10 mm. For lettbetong økes overdekningskravene med 5 mm.

Overdekningskravene gjelder ikke der rustfri armering går gjennom betongoverdekningen, som for eksempel festebolter, gjengehylser mv.

5.3.6.2.6 Krav til minimumsoverdekning for underkant fundamenter

Fundamenter over vann:

- støp mot betongavretting 50 mm
- støp mot berg eller faste løsmasser 75 mm

Fundamenter i vann, tørrlagt byggegrop:

- tørrstøp mot betongavretting 60 mm
- tørrstøp mot berg eller faste masser 100 mm

Fundamenter i vann, undervannstøp:

- det vises til Norsk Betongforenings publikasjon nr. 5



Ved bruk av rustfri armering kan minimumsoverdekning for underkant fundamenter reduseres med inntil 15 mm.

5.3.6.2.7 Spesielle overdekningskrav

For overflater i prefabrikkerte elementer som det seinere skal støpes inntil, og for overflater i utsparinger som seinere skal gjenstøpes, settes minimumsoverdekningen til stangdiameteren, men ikke mindre enn 20 mm.

Ved glideforskaling økes overdekningen med 10 mm.

For flater med overforskaling økes overdekningen med 10 mm hvis det ikke er iverksatt tiltak som reduserer poreomfanget i overflaten (f.eks. permeabel dukforskaling).

For komposittarmering gjelder kravene for heft. Minimumsoverdekningen skal minst være lik stangdiameteren, men ikke mindre enn 20 mm. Mht. risiko for brann skal overdekningskravene til komposittarmering vurderes spesielt.



Eksponeringsforhold, produksjonsmetode, konstruksjonstyper, osv.	Tilleggs-overdekning $\Delta C_{dur,\gamma}$ ¹⁾	Redusert overdekning for rustfri arm. $\Delta C_{dur,st}$ ¹⁾	Resulterende minimums-overdekning ²⁾
Konstruksjoner i eksponeringsklasse XSA: – utsatt for kjemiske angrep f.eks. ved kontakt med særlig aggressive kjemikalier – i alunskifer eller sterkt sulfatholdig grunnvann	-	-	Fastsettes særskilt
Undervannsstøp (for betongstøp i vann gjelder Norsk Betongforenings publ. nr. 5, jf. pkt. 5.3.7.1.5 (s. 186))	50	-10	100 (60)
I tidevannssonen og skvalpesonen	40	0	100 (60)
Slanke søyler i tidevannssonen og skvalpesonen $\Delta C_{dur,\gamma}$ reduseres med inntil 40 mm dersom søylene beskyttes ekstra med membraner, tette belegg, ishud, o.l. ($\Delta C_{dur,add}$)	40 til 0	0 til 15	100 til 60 (60 til 45)
Under tidevannssonen, utført som tørrstøp Over tidevannssonen/skvalpesonen til en høyde av minst 6 m i lite utsatte kyststrøk, og til minst 12 m i værharde kyststrøk (høyderegelelen gjelder også inn over land der eksponeringsforholdene tilsier det) Konstruksjonsdeler der tilgjengeligheten for inspeksjon og vedlikehold er vanskelig (f.eks. i fugespalter) Utstøpte stålrørspeler, utført som tørrstøp eller undervannsstøp Etterfølgende krav knyttet til bruk av tinesalt gjelder også dersom framtidig bruk av tinesalt kan bli aktuelt: - Pilarer nær saltet vegbane utsatt for saltsprut/-føyke (inklusive fundament og del av søyle under terreng) - Konstruksjonsdeler utsatt for saltsprut og fuktighet hvor avvasking fra regnvær normalt ikke finner sted (f.eks. nedre del av vegger i kulverter, tunnelportaler, miljøtunneler, etc. fra 2 m over vegbanen til uk fund.) - Når brudekket saltes: Innerkant kantdragere/betongrekkverk Sidekant brudekke og ytterste 2 m av uk bruplate for bruer uten kantdrager/betongrekkverk - Innside av vinger og frontvegger på landkar, inkl. endebjelker og vinger på landkarløse bruer, når det saltes - Arealer under fugekonstruksjon som vil bli utsatt for saltholdig lekkasjevann	10	10	60 (40)
Oversiden av brudekker (pga. behov for ev. fresing av dekket senere)	10	5	60 (45)
Mot tørre og tilgjengelige hulrom, f.eks. i kassetverrsnitt og søyler, samt mot sparerør og trekkerør	0	15	35 (20)
Alle øvrige flater	0	15	50 (35)

1) I forhold til $C_{min,dur}$ i tabell NA 4.4N i NS-EN 1992-1-1

2) Verdier i parentes gjelder for rustfri armering

Tabell 5.4 - Minimumsoverdekning

5.3.6.3 Bøying

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

5.3.7 Konstruksjonsregler

5.3.7.1 Generelt

5.3.7.1.1

Det skal legges vekt på vedlikeholdsvennlig utforming av konstruksjoner. Alle konstruksjonsdeler skal utformes med sikte på god og hensiktsmessig vannavrenning. Detaljer skal utformes slik at vannlommer ikke oppstår. Innvendige hulrom skal dreneres. Det skal være god tilgjengelighet for inspeksjon og vedlikehold av alle eksponerte flater. Det skal anordnes dryppneser for å hindre at vann renner inn under og langs betongflater. Nevnte krav gjelder også for byggetilstanden, hvor det kan være nødvendig å anordne midlertidige dryppneser for eksempel på undersiden av utkraget plate i overbygningen.

5.3.7.1.2

Vertikale støpeskjøter skal støpes mot forskaling.

Støpeskjøten skal ha liggende grov, trapesformet fortanning som sikrer god utstøping og kraftoverføring. For kassetverrsnitt må fortanningen kunne overføre skjær i konstruksjonsplanet i så vel steg som bunnplate og dekke.

Fortanningen skal fortrinnsvis plasseres på innsiden av armeringen (mellom lagene i dobbeltarmerte konstruksjoner) og ikke være til hinder for omstøping av gjennomgående armering eller kabelrør. Fortanningen skal ikke være synlig fra utsiden.

5.3.7.1.3

Alle konstruksjonselementer skal ha en minimumsarmering, som i tillegg til å sikre en minste tverrsnittskapasitet, også skal bidra til å sikre en god rissfordeling.

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

5.3.7.1.4

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

5.3.7.2 Fundamenter

5.3.7.2.1

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

5.3.7.2.2

Hvor søylefundament utføres med sokkel, skal sokkelen gå minimum 100 mm utenfor søylen og avrettes med fall på minimum 1:10 fra søylen. Sokkel skal avsluttes minimum 500 mm over høyeste vannstand; i havet 500 mm over HAT. Dersom ok fundament ligger over vann, gjelder ovenstående krav for ok fundament.

5.3.7.2.3

Armering i fundamenter skal ikke ha mindre dimensjon enn Ø16. Maks. senteravstand i begge retninger:

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

Ved undervannsstøp skal fri åpning mellom armeringsjern likevel ikke settes mindre enn angitt i Norsk Betongforenings publikasjon nr. 5: Prosjektering og utførelse av betongkonstruksjoner i vann.

5.3.7.2.4

For pelefundamenter er minste avstand fra kant fundament til ytterkant ferdig installert pel:

- Peler med tverrsnittsdimensjon ≤ 400 mm: 300 mm
(for stålkjernepeler gjelder minste avstand til pelens topplate)
- Peler med tverrsnittsdimensjon > 400 mm: 500 mm

Se også pkt. [5.9.4.1.4 \(s. \)](#) om toleransegrenser for avvik fra teoretisk plassering.

Innstøpningslengde for topp pel i fundamentet skal velges ut fra peletype og utførelse. Ved momentstiv forbindelse mellom pel og pelehode skal forankringslengden for pelens lengdearmering opp i fundamentet være minimum 50 Ø.

Underkantarmeringen skal generelt plasseres 50 mm over topp pel, men dersom avstanden mellom denne armeringen og underlaget blir større enn 200 mm, skal det i uk fundament legges inn ekstra armering ikke mindre enn Ø16 c 150 mm i begge retninger.

5.3.7.2.5

Ved undervannsstøp tillates horisontal støpeskjøt under vann kun i overgangen mellom fundament og søyle, evt. mellom fundament og sokkel.

Ved bruk av senkekasse, kan det være hensiktsmessig å støpe fundament/ avretting med 3 knaster i samme høyde og så sette senkekassa ned på disse. Understøping av senkekassa bør skje fra senter kasse. Understøpen bør nå minst 100 mm over uk kasse på utsiden av kassas bunnplate.

Ved undervannstøp mot forskaling av prefabrikkerte betongelementer skal slik forskaling ikke medregnes som konstruktiv del av fundamentet og medfører heller ikke reduksjon av krav til overdekning gitt under pkt. [5.3.6.2 \(s. \)](#).

5.3.7.3 Søyler, vegger og tverrbærere

5.3.7.3.1

Armeringen skal ikke ha større senteravstand enn 200 mm; dette gjelder både vertikalt og horisontalt. Armering med diameter mindre enn 10 mm tillates ikke.

5.3.7.3.2

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

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

5.3.7.3.3

Vegger skal dobbeltarmeres i begge retninger. Armeringen skal ikke ha mindre diameter enn 12 mm.

5.3.7.3.4

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

5.3.7.4 Landkar

5.3.7.4.1

Alle tverrsnittsdeler skal være dobbeltarmerte i begge retninger. Det skal ikke benyttes armering med mindre diameter enn 12 mm. Det kan gjøres unntak for spesielle detaljer hvor mindre dimensjon er nødvendig på grunn av for eksempel bøyeradius.

Landkarsåler skal ikke ha mindre armering enn bestemt for fundamenter, se pkt. [5.3.7.2.4 \(s. \)](#).

5.3.7.4.2

Landkarsåler skal ha helning minst 1:20 for vannavrenning. Kasselandkar skal være drenerte.

5.3.7.4.3

Det skal anordnes mulighet for oppjekking av overbygningen som angitt i pkt. [5.11.2.1.3 \(s. \)](#).

5.3.7.5 Overgangsplate

5.3.7.5.1 Dimensjonering av overgangsplate

Overgangsplaten med opplegg skal dimensjoneres i bruddgrensetilstand for egenvekter og trafikk tilsvarende lastmodell 1 i NS-EN 1991-2. Plata betraktes som en fritt opplagt plate med spennvidde lik lengden redusert med 10 %. For trafikklastens spredning gjennom fyllingen ned til platen, kan det forenklet antas en spredning på 30° med vertikalen. Krav til rissviddebegrensning i bruksgrensetilstand utgår.

Overgangsplatens opplegg på konstruksjonen skal utformes tilnærmet leddet og tåle en setning på 50 mm i motsatt ende uten at funksjonsegenskaper mht. bæreevne og bestandighet påvirkes.

Platen skal forankres i opplegget på konstruksjonen. Forankringen skal dimensjoneres i bruddgrensetilstand for uttrekk av platen fra løsmassene, uten trafikklaster over, og med friksjonskoeffisient = 1,0. Tilstandene uten og med setning kontrolleres. For tilstanden uten setning forutsettes platens oppleggskraft på konstruksjonen satt lik null.

Forankring kan sløyfes for kulverter med lysåpning opptil 5 m. Det samme gjelder landkar fundamentert på berg eller setningsfri fast grunn. Forutsetningen er at oppleggsflaten har tilstrekkelig dimensjon til å gi platens hovedarmering nødvendig forankring inn over teoretisk opplegg. Det samme gjelder oppleggskonsollens hovedarmering under platen.

5.3.7.5.2 *Armering av overgangsplate*

Overgangplater enkeltarmeres med minimum $\emptyset^k 12$ i begge retninger i uk. Overgangsplate benyttet som friksjonsplate kan dobbeltarmeres.

5.3.7.5.3 *Overgangsplate utnyttet ved kraftopptak*

Overgangsplate for landkar, landkarløse brutyper etc., som forutsettes utnyttet mht. kraftopptak som friksjonsplate, dimensjoneres i tillegg iht. håndbok V220 *Geoteknikk i vegbygging*.

5.3.7.6 Overbygning

5.3.7.6.1

Det skal beregnes overhøyder for overbygningen. Beregningene skal ta hensyn til blant annet de elastiske deformasjoner, kryp, svinn og relaksasjon, samt byggemåten, slik at ferdig brudekke vil ligge i teoretisk veglinje etter at alle langtidsdeformasjoner er unnagjort/100 år. Beregningene gjennomføres for lastsituasjon "tilnærmet permanent" og med søylestivheter som angitt under pkt. 5.3.5 (s.).

Mindre beregnede negative overhøyder kan ses bort fra. Ved større beregnede negative overhøyder skal utsetningskotene vurderes spesielt i samråd med byggherren.

Ved alle større brukonstruksjoner skal forskyvnings- og overhøydeberegninger baseres på målte E-moduler for konstruksjonsbetongen.

5.3.7.6.2

For flenstverrsnitt på vegbruer er minste tillatte konstruktive platetykkelse 240 mm. Brudekke bør ved opplegg på for eksempel steg, tverrbærere og søyler ikke ha mindre tykkelse enn 300 mm. Bunnplate i kassetverrsnitt bør heller ikke ha mindre tykkelse enn 300 mm. Vouter ved tverrsnittsforandringer i brudekkets lengderetning bør ikke ha større helning i forhold til overkant dekke enn 1:5. Vouter bruplate mot steg bør for innvendige vouter ha en voutelengde ikke mindre enn 15 % av avstanden mellom steg, og for utkraget plate minst 30 % av utkragingen.

5.3.7.6.3

Ved overgang mellom steg og bunnplate innvendig i kassetverrsnitt skal det anordnes vouter med dimensjon ikke mindre enn $b \times h = 120 \text{ mm} \times 120 \text{ mm}$. Vouter bør ha helning i forhold til bunnplata ikke større enn 1:1 og ikke mindre enn 1:5.

5.3.7.6.4

Oppbygging av fortau eller gangbane, planlagt støpt i ett med konstruktivt brudekke, skal forankres i brudekket med gjennomgående armering.

Alternativt benyttes uforankret fortau/gangbane som gir mulighet for framtidig bruksendring. Ved slik løsning skal oppbygningen kunne fjernes med lettere utstyr. Det forutsettes at brudekket under oppbygningen har fuktisolering, av tilsvarende kvalitetsklasse som i kjørebane, som er beskyttet med asfalt eller lignende for å hindre mekanisk skade.

5.3.7.6.5

Alle tverrsnittsdeler skal være dobbeltarmerte i begge retninger. Slakkarmeringen skal ikke ha mindre dimensjon enn 12 mm. Det kan gjøres unntak for spesielle konstruksjonsdetaljer hvor mindre dimensjon er påkrevet på grunn av krav til bøyeradius eller lignende.

Største senteravstand for slakkarmering er 200 mm. Normalt benyttes senteravstand 150 mm dersom ikke mindre senteravstand er nødvendig.

5.3.7.6.6

For å oppnå gunstig rissfordeling skal strekkarmeringen fortrinnsvis fordeles tilnærmet i samsvar med kraftfordelingen etter elastisitetsteorien.

5.3.7.6.7

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

5.3.7.7 Spennbetong

5.3.7.7.1

For krav til spennarmeringssystemer og bruk av spennarmering, se pkt. [5.3.2.3](#).

5.3.7.7.2

Kabelføringen skal tilfredsstille leverandørens spesifikasjoner. Ved opptegning av kabelplaner skal det tas hensyn til slakkarmeringen og nødvendige utsparinger. Skjøting av kabler skal være iht. NS-EN 1992, pkt. 8.10.4.

5.3.7.7.3

Langsgående kabler i brudekket spennes opp ved ender, i støpeskjøter eller forankringsvouter. Ved oppspenning i begge ender av kabelen, skal forlengelse i den enden som spennes sist være minst 20 mm eller etter avtale med en ansvarlig for systemet.

5.3.7.7.4

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

5.3.7.7.5

Endeforankringer skal beskyttes med påstøp som beskrevet i håndbok R762 *Prosesskode*
2. Påstøp bak forankringsplaten skal normalt være 200 mm.

5.3.7.8 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 (tilgjengelighet til forankringer, tilrettelegging for demontering/montering av kabel mv.). Unntak kan gjøres for enkelttau.

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 avsperrt areal skal det regnes med antatt opptredende laster i forbindelse med utskiftingen (ev. stillas, mobilkran, øvrige nyttelaster) etter nærmere vurdering. Antatt opptredende laster skal angis under driftsforutsetninger, kfr. pkt.1.1.5.3 (s.).
- 2) Brudd i én vilkårlig plassert spennkabel.
Tilstanden skal kontrolleres i ulykkesgrensetilstanden iht. NS-EN 1990, tillegg A2.

5.3.7.9 Katodisk beskyttelse

Vedlikehold/reparasjoner av konstruksjoner på større vanddyp er kostbart bl.a. pga. restriksjoner på dykketid. For alle permanente pilarer/fundamenter i saltvann plassert dypere enn kote -10,0 m, skal derfor behov for katodisk beskyttelse av armeringen med offeranoder vurderes, med mindre rustfri armering er spesifisert.

All armering og annet innstøpningsgods i konstruksjonsdeler som forutsettes katodisk beskyttet, skal ha elektrisk ledende kontakt, normalt ved bruk av sveiseforbindelser. Dersom sveising ikke benyttes, må elektrisk ledende kontakt etableres ved annen sikker metode.

Om nødvendig eller hensiktsmessig benyttes egne armeringsstenger (kontaktarmering) for etablering av sveiseforbindelser. Plassering av kontaktarmering (f.eks. ved enden av armeringsstenger) angis av den prosjekterende på egne detaljtegninger.

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

Dimensjonering (vekt, antall og plassering) av anodene, samt detaljering av innfesting og kontaktarmering, skal utføres av prosjekterende med relevant kompetanse og vises på egne detaljtegninger. Konstruksjonsdeler med offeranoder og henvisning til detaljtegninger skal også vises på oversiktstegningen.

Grunnlag for prosjektering er Veritas-rapport DNV-RP-B401: Cathodic Protection Design (Jan. 2005) og Norsok Standard M-503: Cathodic Protection (Rev. 2, September 1997).



5.3.7.10 Utsparinger

5.3.7.10.1

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.

5.3.7.10.2

Omkring utsparinger, også midlertidige, skal det legges tilleggsarmering, minst 2ø20. I retning hvor armeringen er statisk nødvendig, skal tilleggsarmeringen minst tilsvare den armeringen som avbrytes av utsparingen. I tverretningen skal tilleggsarmeringen minst tilsvare 70 % av avbrutt armering i hovedretningen, men ikke være mindre enn den armering som avbrytes av utsparingen i tverretningen. Ved utsparing i trykksone, skal armeringen dimensjoneres for avbøyningskreftene.

5.3.7.10.3

Ved midlertidige utsparinger med utstikkende armering skal utsparingen være så stor at armeringen kan skjøtes med omfaring ved gjenstøpning. Krav til utstikkende armering som skal rettes eller ombøyes, er gitt i pkt.5.3.6.3 (s.). Evt. kan armeringen skjøtes med muffe eller ved sveising der dette tillates.

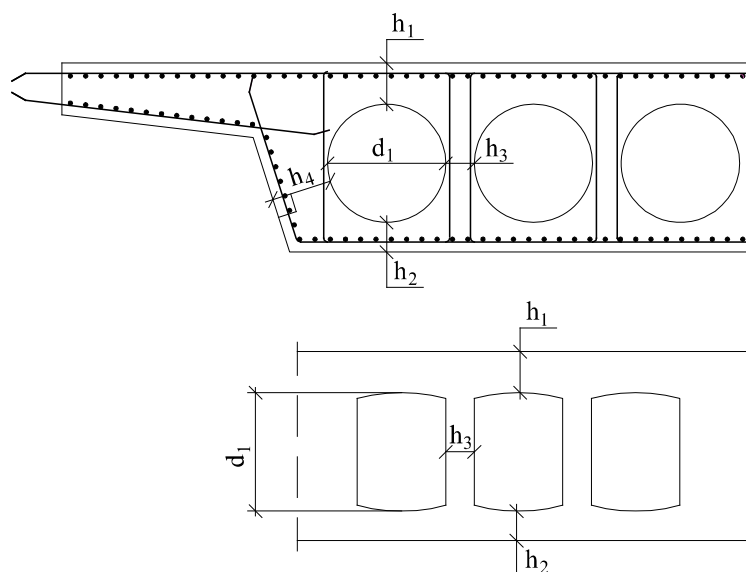
5.3.7.10.4

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

5.3.7.11 Vektreduserende utsparinger

5.3.7.11.1

Vektreduserende utsparinger tillates i platebruer der bærevirkningen hovedsakelig skjer i én retning. Utsparingene kan ha sirkulært eller avrundet rektangulært tverrsnitt, og de skal være orienterte i bruplates hovedretning, dvs. parallelt med de frie kantene. Områdene nær opplegg på landkar eller pilarer skal være massive.



Figur 5.17 - Vektreduserende utsparinger

Følgende geometrikrav gjelder, jf. figur 5.17:

- Største tverrmål utsparing $d_1 \leq 0,90 \text{ m}$
- Overdekning over utsparing $h_1 \geq 0,25 \text{ m}$
- Overdekning under utsparing $h_2 \geq 0,20 \text{ m}$
- Minsteavstand mellom utsparinger $h_3 \geq 0,30 \text{ m}$
- Minste overdekning til sideflate $h_4 \geq 0,50 \text{ m}$

5.3.7.11.2

Bruplater med utsparinger hvor *største tverrmål* er større enn 0,9 m, skal prosjekteres som kassetverrsnitt.

5.3.7.11.3

Utsparingene skal ha drenering i lavpunktene med minimum 20 mm utstikk i forhold til betongoverflaten. Dreneringen skal angis på tegning.

5.3.7.11.4

Under utstøping vil utsparingselementene bli utsatt for oppdrift. Prosjekteringen skal omfatte beregning av oppdriftskrefter og dimensjonering av forankring av elementene. Forankringer (stålbøyler e.l.), samt avstand mellom disse, skal vises på tegning.

5.3.7.12 Innstøpningsgods

5.3.7.12.1

Innvendig i hulrom som betongkasser, -tårn osv., tillates varmforsinket innstøpningsgods, f.eks. bolter eller gjengehylser for feste av ståldeler til betongoverflaten. Varmforsinkingen skal utføres iht. klasse B eller bedre. Den delen av det varmforsinkede



innstøpningsgodset som kommer i kontakt med fersk betong, gis en ekstrabehandling iht. håndbok R762, prosess 84.86.

5.3.7.12.2

Både på inn- og utvendige flater gjelder at kontaktflaten mellom varmforsinkede stålelementer og fersk betong, f.eks. i forbindelse med understøp av fotplater, gis ekstrabehandling iht. håndbok R762, prosess 84.86.

5.3.7.12.3

På konstruksjonens utvendige flater skal alt innstøpningsgods som bolter, gjengehylser etc., være i rustfritt stål. Kravet gjelder i foreskrevet betongoverdekningssone med eventuelle utstikk. Kravet om rustfritt stål gjelder ikke for den delen av innstøpningsgodset som ligger innenfor betongoverdekningssonen.

Rustfritt stål skal være iht. NS-EN 10088, nummer 1.4404 (PRE=23,1), 1.4435 (PRE=25,3), 1.4436 (PRE=24,8) eller tilsvarende. Festemidler (skrueforbindelser, klamre etc.) i rustfritt stål skal være iht. NS-EN ISO 3506, kvalitet A4. Vedr. PRE-verdier, se pkt. [5.3.2.2.1](#).

Kravene foran gjelder uavhengig av om det brukes understøp av fotplater eller ikke.

5.4 Stålkonstruksjoner

5.4.1 Innledning

5.4.1.1 Generelt

For betongdelen i samvirkekonstruksjoner henvises det til pkt. 5.3 (s.).

5.4.1.2 Grunnlag og dokumenthierarki

Stålkonstruksjoner og samvirkekonstruksjoner i stål og betong for bru er prosjekteres iht. NS-EN 1993-2 og NS-EN 1994-2.

I de følgende kapitler er det gjort spesifikke henvisninger til punkter i de enkelte Eurokodene. Dette er ment som en hjelp for å finne relevante krav, men er ingen begrensning mht øvrige krav i Eurokodene.

Det vises til pkt. 1.1.2 (s.) og pkt. 1.4.2 (s.).

5.4.2 Materialer

5.4.2.1 Konstruksjonsstål

5.4.2.1.1

Stål til bærende konstruksjoner skal velges iht. NS-EN 1993-2. Det vises spesielt til tabell NA.3 (901).

Rusttrege stål tillates normalt ikke brukt i bærende konstruksjoner.

5.4.2.1.2

Krav til duktilitet er gitt i NS-EN 1993-2, pkt 3.2.2.

5.4.2.1.3

For stål til bruas bæresystem skal det som hovedregel benyttes stål med normverdi for flytegrense fra 355 MPa til 400 Mpa.

5.4.2.2 Sveisetilsettmaterialer

Det henvises til NS-EN 1993-2.

5.4.2.3 Skrueforbindelser

Det henvises til NS-EN 1993-2.

5.4.2.4 Boltedybler

Det henvises til NS-EN 1994-2.

5.4.2.5 Samvirke betong og stål

I samvirkemodellen skal det ikke brukes høyere fasthetsklasse enn B45.

Det skal spesifiseres krav til utførelse av brudekket som sikrer at betongen oppnår minst 70 % av foreskrevet fasthet før samvirke etableres (understøttelser senkes).

5.4.3 Dimensjonerende lastvirkning

5.4.3.1 Generelt

5.4.3.1.1

Dimensjonerende lastvirkninger skal bestemmes etter Eurokodene.

Ved beregning av lastvirkninger skal det tas hensyn til effekt av skjærdeformasjoner, 'shear lag', som angitt i NS-EN 1993-1-5, pkt. 3 og NS-EN 1994-2, pkt 5.4.1.2.

Virkning av byggemetode, dvs. montasjerekkefølge og kobling av stålseksjoner, samt tidspunkt og rekkefølge for støp av betongdekke, skal ivaretas. Videre skal effekt av betongens kryp og svinn tas hensyn til. Det vises til NS-EN 1994-2, pkt 5.4.

5.4.3.1.2

Lastvirkninger bestemt på grunnlag av plastisk teori kan benyttes ved kontroll av ulykkesgrensetilstanden, kfr. NS-EN 1993-2, pkt NA 5.4.1. For seismiske responsanalyser gjelder spesielle regler, se pkt. 4.3.1.2.5 (s.).

Ved beregning etter plastisk teori tillates bruk av flyteleddmetoder med full rotasjon når alle konstruksjonselement som inneholder plastiske ledd, er i tverrsnittsklasse 1.

Tverrsnittsklasse 2 er tilstrekkelig for det flyteledd som dannes sist. Dersom foranstående forutsetninger ikke er tilfredsstillt, skal tilstrekkelig rotasjonskapasitet påvises.

5.4.3.1.3

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.

5.4.3.1.4

Lastvirkning på dybler ved innføring av konsentrerte laster, f.eks. fra forankring av spennarmering i dekket, kan beregnes etter NS-EN 1994-2, pkt 6.6.2.3.

5.4.3.2 Beregning av dynamisk respons

Antatte verdier for demping skal samsvare med lastvirkningen. Dersom mer nøyaktige verdier ikke dokumenteres, kan stålkonstruksjoner antas å ha en konstruksjonsdemping tilsvarende et dempingsforhold i området 0,005 - 0,008 (0,5 - 0,8 %).

Samvirkekonstruksjoner kan antas å ha en konstruksjonsdemping tilsvarende et dempingsforhold i området 0,008 - 0,013 (0,8 - 1,3 %), avhengig av andel betong i tverrsnittet og opprissing av betongen.

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

5.4.4 Dimensjonering

5.4.4.1 Generelt

5.4.4.1.1

Stålkonstruksjoner og samvirkekonstruksjoner i stål og betong dimensjoneres i de ulike grensetilstander i samsvar med NS-EN-1993-2 og NS-EN 1994-2, samt etterfølgende angitte tilleggbestemmelser. Mer detaljerte bestemmelser for ulike konstruksjonstyper er gitt i kap.6 (s.).

5.4.4.1.2

Tverrsnitt med samvirke mellom stål og betong klassifiseres i de samme tverrsnittsklassene som rene ståltverrsnitt, kfr. NS-EN 1994-2, pkt 5.5.

5.4.4.1.3

For samvirkekonstruksjoner skal dyblene dimensjoneres for å ta opp hele skjærstrømmen mellom betongdelen og ståldelen. Dimensjonering av dybler for opptak av deler av skjærstrømmen tillates ikke.

5.4.4.2 Bruddgrensetilstanden

5.4.4.2.1

Påvisning av tverrsnittskapasitet av hovedbæresystem skal utføres iht. NS-EN 1993-2, pkt 6 og NS-EN 1994-2, pkt 6.

Kontroll av plater i tverrsnittsklasse 4 utføres iht. NS-EN 1993-2 pkt 6.2.2.5 etter metode med effektive bredder, alternativt med metoden med reduserte spenninger. Det gjøres oppmerksom på at metoden med reduserte spenninger kan gi lavere kapasitet enn metoden med effektive bredder, da kapasitet begrenses av den svakeste platen. Metoden med reduserte spenninger kan for eks. være hensiktsmessig ved todimensjonal spenningstilstand.

5.4.4.2.2

Effekt av skjærdeformasjon, 'shear lag', samt kombinert virkning av 'shear lag' og lokal knekking i ståltverrsnitt, beregnes som angitt i NS-EN 1993-1-5, pkt 3 og 4, og NS-EN 1994-2, pkt 5.4.1.2.

5.4.4.2.3

Interaksjon mellom moment, aksialkraft, skjærkraft, tverrlast utføres iht. NS-EN 1993-2, pkt 6.2.8. Torsjon betraktes iht. NS-EN 1993-2, pkt 6.2.7.

5.4.4.2.4

Kapasitet for tverrlast på platerand påvises etter NS-EN 1993-1-5, pkt 6.

Interaksjon mellom samtidig virkende tverrlast, bøyemoment og aksialkraft utføres iht. NS-EN 1993-1-5, pkt 7.

5.4.4.2.5

Kapasitet av boltedybler beregnes etter NS-EN 1994-2, pkt 6.6.

5.4.4.3 Bruksgrensetilstanden

Påvisning i bruksgrensetilstanden utføres iht. NS-EN 1993-2, pkt 7 og NS-EN 1994-2, pkt 7.

Stegplatenes slankhet skal begrenses iht. NS-EN 1993-2, pkt. 7.4, for å unngå "stegpusting", dvs. gjentatt utbøyning som kan føre til utmatting i sveis eller grunnmateriale ved overgang til flensen.

5.4.4.4 Utmattingsgrensetilstanden

Utmattingsgrensetilstanden påvises iht. NS-EN 1993-2, pkt 9 og NS-EN 1994-2, pkt 6.8.

Ved påvisning av boltedybler, kfr. NS-EN 1993-1-9, Tabell 8.4 settes spenningsveksling lik beregnet skjærspenningsveksling, dvs.:

$$\Delta \sigma_W = \Delta \tau = \frac{\Delta V}{A}$$

der A er dybelens nominelle tverrsnittsareal.

For samvirkekonstruksjoner skal lasten pr dybel begrenses iht. NS-EN 1994-2, pkt 6.8.1 (3).

5.4.4.5 Sveiseforbindelser

Kapasiteten til sveiseforbindelser påvises iht. NS-EN 1993-1-8, pkt 4.

5.4.4.6 Skrueforbindelser

5.4.4.6.1

I skrueforbindelser i bærende konstruksjoner skal fordeling av krefter på de enkelte skruene bestemmes ved en lineær elastisk beregning. For lange forbindelser gjelder spesielle regler, kfr. NS-EN 1993-1-8, pkt 3.8.

5.4.4.6.2

Friksjonsforbindelser skal prosjekteres som skrueforbindelse kategori B iht. NS-EN 1993-1-8, pkt 3.4.1. Dette innebærer påvisning av avskjærings- og hullkantkapasitet i bruddgrensetilstanden og av friksjonskapasitet i bruksgrensetilstanden.

Utførelsen skal være iht. NS-EN 1090-2, pkt 8.

5.4.5 Fabrikasjons- og konstruksjonsregler

5.4.5.1 Generelt

5.4.5.1.1

Bruer skal ha riktig vertikal- og horisontalkurvatur for en lastsituasjon med alle permanente laster, se pkt. 5.1.2.2 (s.).

5.4.5.1.2

Det skal legges vekt på vedlikeholdsvennlige konstruksjoner. Alle konstruksjonsdeler skal utformes med sikte på god og hensiktsmessig vannavrenning. Detaljer utformes slik at vannlommer ikke oppstår. Det skal være god tilgjengelighet for inspeksjon og

vedlikehold av alle eksponerte flater. Det vises også til NS-EN 1993-2, pkt 4 og pkt 7, samt til NS-EN 1994-2, pkt 4.

5.4.5.1.3

Hulrom som er tilgjengelige for inspeksjon og som overflatebehandles, som stålkasser, hule ståltårn og lignende, skal forsynes med drenasje i alle lavpunkt. Det vises også til NS-EN 1993-2, pkt 7.12.

Dersom korrosjonsbeskyttelsen av innvendige flater forutsetter avfuktingsanlegg som angitt i pkt. 5.4.6.2.2 (s.), 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.

5.4.5.1.4

Hulrom som ikke er tilgjengelig for inspeksjon og overflatebehandling, som rør, hulprofiler, trapesstivere og lignende, skal lukkes og utføres som lufttette konstruksjoner. Elementene skal trykkprøves, kfr. håndbok R762, prosess 85.24.

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

5.4.5.2 Overbygning

5.4.5.2.1

Flensplater med påsveiste dybler bør ikke ha mindre tykkelse enn 20 mm. Tykkelsen på stegplater bør være minst 10 mm. Platetykkelsen i kassevegger og kassebunn bør ikke være mindre enn 8 mm. Minste anbefalte platetykkelse for gangbruer er 8 mm.

5.4.5.2.2

Dersom det benyttes stålplate i kjørebanelen (ortotrop plate), skal dekkeplatetykkelser og stivere velges iht. NS-EN 1993-2, Tillegg C, pkt. NA.C.1.2.2.

Konstruktiv utforming av ortotrope ståldekker bør være iht. NS-EN 1993-2, Tillegg C.

5.4.5.2.3

For plater med strekkspenninger vinkelrett plateplanet skal det spesifiseres krav til forbedrede deformasjonsegenskaper normalt på overflaten, kfr. håndbok R762, prosess 85.11. Det vises også til NS-EN 1993-2, pkt NA 3.2.4.

5.4.5.2.4

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

5.4.5.2.5

Platestivere plasseres normalt slik at de er minst mulig synlige når brua ses fra siden. Kravet gjelder ikke ved opplegg.

5.4.5.2.6

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

5.4.5.2.7

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

5.4.5.3 Gitterristdekker

5.4.5.3.1

Åpne dekketyper som f.eks. gitterristdekker, er ikke tillatt verken i kjøreareal eller gang- og sykkelareal for permanente bruer. Unntak er ferjekaibruer, der trafikken går med lav hastighet, og snørydding kan være problematisk.

Gitterrister er også akseptabelt som dekke for følgende konstruksjoner:

- Bruer med brukstid inntil 5 år
- Gangbaner påhengt eksisterende bruer
- Lavtrafikkerte separate gangbruer i tilknytning til gangstier, dvs. med en standard godt under den som er beskrevet for gang- og sykkelveg i håndbok N100 Veg- og gateutforming. Bruk av gitterrister kan for slike bruer medføre et mer effektivt vintervedlikehold.

5.4.5.3.2

Gitterristene skal være i sklisikker utførelse.

5.4.5.3.3

Festeører, med gjennomgående hull, plasseres mellom ristenes bærejern og sveises til disse. Tilsvarende skal det være gjennomgående hull i bærekonstruksjonens flenser, alternativt påsveiste festeører. Ristene festes med gjennomgående bolter som sikres med låsemutter.

5.4.5.3.4

Gitterrister på bruer over områder med trafikk eller annen aktivitet, skal ha en slik geometrisk utforming at en stålkule med $\varnothing = 15$ mm ikke kan passere gjennom åpningene. I tillegg skal brudekkets ytterkanter forsynes med en minimum 50 mm høy sparkelist.

5.4.5.3.5

I gang- og sykkelvegareal skal dimensjoner og senteravstander på gitterristenes bære- og sekundærjern optimaliseres for å redusere ubehaget eller utryggheten en del trafikkanter føler pga. nedsynsmuligheten.

I tillegg bør det ut fra trafikkmengden, vurderes å utforme dekket med et minimum 0,6 m bredt, tett område inntil det ene rekkverket.

5.4.5.4 Sveiseforbindelser

5.4.5.4.1

Kontrollklasser for sveiseforbindelser er angitt i håndbok R762, prosess 85. For trapesstivere som inngår i konstruktivt tverrsnitt i stålkasser, gjelder kontrollklasse 3 for buttskjot av stiverne og T-forbindelser av disse mot tverrskott og tverrstivere. For løfteører og transportsikringer kfr. håndbok R762, prosess 85.4.

5.4.5.4.2

Sveis skal angis på tegningene i samsvar med NS-ISO 2553. Eventuelle krav til sliping av sveiser skal være spesifisert.

5.4.5.4.3

Kraftoverførende kilsveis skal utføres med et minste a-mål på 4 mm ved platetykkelser opp til 25 mm og 5 mm for større platetykkelser. I øvrige tilfeller benyttes et minste a-mål på 3 mm.

5.4.5.4.4

Avbrutt ('intermittent') sveis tillates ikke benyttet for bærende sveiser i ferdig brukonstruksjon. Sveiser med funksjon kun i byggetilstand tillates utført som avbrutt sveis forutsatt at utførelsen ikke gir uheldige forhold med hensyn til korrosjon og vedlikehold for ferdig bru.

5.4.5.4.5

Over lagre og jekkpunkt skal sveis mellom steg og bunnplate/underflens utføres som buttveis med full gjennombrenning. Tilsvarende gjelder over lagre og jekkpunkt i tverrskott og endetverrbærere.

5.4.5.5 Skruerforbindelser

5.4.5.5.1

Alle skruerforbindelser i bærende konstruksjoner skal utføres i henhold til NS-EN 1090-2, pkt. 8.

5.4.5.5.2

Skruelengder skal velges iht. kravene i NS-EN 1090-2, pkt 8.2.2..

5.4.6 Overflatebehandling

5.4.6.1 Generelt

Alle ståloverflater skal ha tilfredsstillende korrosjonsbeskyttelse. Beskyttelsen skal enkelt kunne vedlikeholdes i konstruksjonens forutsatte brukstid.

5.4.6.2 Konstruksjoner i luft

5.4.6.2.1

Utvendige ståloverflater som ikke varmforsinkes, skal overflatebehandles i overensstemmelse med håndbok R762.

5.4.6.2.2

I hulrom som har adkomst for inspeksjon og korrosjonsbeskyttende tiltak, og som er utført i henhold til pkt. 5.4.5.1.3 (s.), skal innvendige flater beskyttes i henhold til ett av følgende alternativer:

- a) Flatene overflatebehandles som angitt i håndbok R762, prosess 85.3, system 1.
- b) Hulrommet utstyres med avfuktningsanlegg. Den gjennomsnittlige relative luftfuktigheten skal ikke overstige 45 % og maksimalverdien skal alltid ligge under 60 %. Overflatebehandling innvendig kan da sløyfes helt. Det anbefales likevel at det bestilles slyngrensede plater påført et tynt malingssjikt (shopprimet). Malte, lyse flater gir bl.a. bedre lysforhold for inspeksjon og vedlikeholdsarbeider.

5.4.6.2.3

Skruer for montering på stedet skal være varmforsinket eller i rustfri stålqualität som angitt i håndbok R762, prosess 85.13. Skjøtområder med ikke fullført overflatebehandling skal etter montasje overflatebehandles som angitt i prosess 85.43 eller prosess 83.771.

5.4.6.2.4

Varmforsinking av rekkverk og andre mindre ståldeler som ikke skal støpes inn i betong, eller på annen måte kommer i kontakt med fersk betong, utføres iht. håndbok R762, prosess 85.342, klasse B. Skruer leveres varmforsinket eller i rustfri stålqualität som angitt i håndbok R762, prosess 85.13.

5.4.6.3 Konstruksjoner i vann

5.4.6.3.1

Permanent neddykkede ståloverflater for bærende konstruksjoner skal som hovedregel ha katodisk beskyttelse med offeranoder, se pkt. 5.3.7.9 (s.). Dybdekravet i pkt. 5.3.7.9 gjelder ikke for stålkonstruksjoner. Dersom alternativet med påtrykt strøm er aktuelt, skal El-tilsynet, Kystverket, aktuell havnemyndighet og eiere av eventuelle sjøkabler i området, samt Vegdirektoratet forespørres. Risiko og konsekvens av lekkstrøm skal da vurderes. Systemer med påtrykt strøm skal ikke anvendes i lukkede rom.

5.4.6.3.2

Ståloverflater for bærende konstruksjoner i tidevanns- og skvalpesonen skal ha spesielle beskyttelsessystemer eller korrosjonstillegg som avtales i hvert enkelt tilfelle.

5.4.6.3.3

I kontroll- og godkjenningprosessen forutsettes en samlet dokumentasjon, dvs. at de korrosjonsbeskyttende tiltak skal være inkludert.

5.5 Trekonstruksjoner

5.5.1 Innledning

5.5.1.1 Generelt

I dette avsnittet gis bestemmelser om materialvalg, dimensjonering og konstruktiv utforming av trekonstruksjoner for bruer.

For konstruksjonsdeler i stål, betong eller andre materialer henvises det til de respektive avsnitt.

5.5.1.2 Grunnlag og dokumenthierarki

Det vises til pkt. [1.2.2 \(s. \)](#).

5.5.2 Materialer

5.5.2.1 Konstruksjonstre og limtre

Trevirke til bærende konstruksjoner skal tilfredsstille krav gitt i håndbok R762, prosess 86.111 vedr. konstruksjonstre og prosess 86.112 vedr. limtre.

Bruk av andre tresorter enn nordisk gran og furu samt materialer levert etter andre standarder krever Vegdirektoratets godkjenning.

5.5.2.2 Forbindelsesmidler

Det vises til håndbok R762, prosess 86.113.

5.5.2.3 Spennstenger

Det vises til håndbok R762, prosess 86.1441

Spennstenger skal være av stål med høyest mulig fasthet, slik at forlengelsen ved oppspenning blir størst mulig og derved minimerer tapet av spennkraft på grunn av uttørkning og kryp i trevirket.

Over trafikkert område skal spennstenger og ankerplater sikres mot nedfall av løse deler i tilfelle en spennstang skulle ryke. Sikringen av ankerplaten kan f.eks. gjøres med treskruer i forborede hull og sikring av spennstang og mutter, f.eks. ved hjelp av wire i rustfritt materiale. Ved bruk av spennstål i rustfritt materiale iht. NS-EN 10088, nummer 1.4305 (PRE=17,0), 1.4301 (PRE=17,5) eller bedre, kan sikringen sløyfes. Vedr. PRE-verdier se pkt. [5.3.2.2.1](#).

5.5.3 Dimensjonerende lastvirkning

5.5.3.1 Generelt

Dimensjonerende lastvirkning skal bestemmes etter anerkjente metoder basert på elastisitetsteorien.

5.5.3.2 Temperaturpåvirkning, svelling og krymping

Varmeutvidelseskoeffisienten for nordisk gran og furu kan settes til:

I fiberretningen : 0,005 mm/(m°C)

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

Ved beregning av tverrsnitts- og lengdeendringer på grunn av fuktighetsvariasjoner i trevirket, kan det for nordisk gran og furu regnes med verdiene i tabell 5.5.

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

Tabell 5.5 - Dimensjonsendring på grunn av fuktighetsvariasjoner i trevirke.
Gjelder for nordisk gran og furu med fuktinnhold opptil 28 %.

5.5.3.3 Laminerte brudekker

5.5.3.3.1

Laminerte brudekker er massive plater som består av lameller av konstruksjonstre eller limtre. Lamellene holdes sammen av forspente, høyfaste stenger eller av lim. Spikerlaminering er ikke tillatt.

5.5.3.3.2

Spennstengene i spennlaminerte brudekker spennes opp til 80 % av 0,2-grensen (flytegrensen). Dette regnes som nominell oppspenningskraft, dvs. 100 %.

Under oppspenning kan imidlertid spennstålet spennes opp til 85 % av 0,2-grensen (flytegrensen), dvs. til 106 % av nominell oppspenningskraft, for å kompensere for låsetap og andre umiddelbare tap.

Etter oppspenning vil spennkraften falle med tiden, mest i begynnelsen og så mindre etter hvert. Etter omtrent ett år foretas en re-oppspenning og deretter faller spennkraften mindre enn ved førstegangs oppspenning. Spennkraften bør kontrolleres ved hovedinspeksjon.

5.5.3.3.3

Beregning av lastvirkning i laminerte brudekker skal baseres på ortotrop plateteori. Alternativt kan det beregnes som bjelkerist eller brukes en forenklet beregningsmåte som angitt i NS-EN 1995-2.

Bruk av forenklet beregningsmåte som angitt i NS-EN 1995-2 forutsetter at standardens krav om minimum 0,35 MPa trykkspenning mellom lameller etter alle tap er oppfylt.

5.5.3.3.4

Ved beregning basert på ortotrop plateteori brukes systemstivheter i de to hovedretningene som angitt i NS-EN 1995-2, pkt. 5.1.1, tab. 5.1. For $E_{0,midlere}$ legges verdien for E_0 i NS-EN 338 for skurlast og NS-EN 11194 For limtre til grunn. Poissons tall ν kan settes lik null. Platens torsjonsstivhet kan settes lik den geometriske middelverdi av torsjonsstivheten i de to hovedretningene, bestemt ved uttrykket under. fotnote 1).

Følgende uttrykk, med Poissons tall $\nu_x = \nu_y = 0$, kan brukes:

Stivhet i lamellretning: $D_{xx} = k_b E_x \left(\frac{h^3}{12} \right)$

Stivhet på tvers av lamellretning: $D_{yy} = E_y \left(\frac{h^3}{12} \right)$

Torsjonsstivhet: $D_{xy} = 2 \sqrt{k_b G_x G_y} \left(\frac{h^3}{12} \right)$

Buttskjøtfaktor: $k_b = 0,67 + 0,033n \leq 1,0$

der:

E_x - lamellenes E-modul i fiberretning $E_{0,midlere} = E_0$ som angitt ovenfor

E_y - dekkets system-E-modul på tvers av fiberretning $E_{90,midlere}$ iht. NS-EN 1995-2

G_x - dekkets system-G-modul i fiberretning $G_{0,midlere}$ iht. NS-EN 1995-2

G_y - dekkets system-G-modul på tvers av fiberretning $G_{90,midlere}$ iht. NS-EN 1995-2

n - antall lameller per buttskjøt i samme tverrsnitt; det forutsettes at $n \geq 4$ og at kravene til buttskjøting i NS-EN 1995-2, pkt. 6.1.2,(10) er oppfylt.

5.5.3.3.5

Hvis forspenningen ikke er tilstrekkelig til å hindre at fugen mellom lameller åpner seg, skal den beregnede stivhet i tverretning reduseres tilsvarende oppsprekningens dybde.

Stivhet på tvers av lamellretning blir da: $D_{yy} = E_y \left(\frac{h_{red}^3}{12} \right)$

der:

h_{red} - redusert effektiv tverrsnittshøyde på grunn av oppsprekning

I områder påvirket av oppsprekning blir dermed platens lastfordelende evne i tverretning redusert og en større andel av lasten bæres i fiberretning.

¹ Uttrykket er under vurdering

5.5.3.4 Beregning av dynamisk respons

5.5.3.4.1

Slanke trebruer med betydelig spennvidde må vurderes spesielt med hensyn til dynamisk respons.

5.5.3.4.2

Ved beregning av dynamisk respons bør det vurderes om bevegelse i forbindelsene kan ha vesentlig betydning for egenfrekvens og demping.

Det henvises for øvrig til pkt. [5.1.3 \(s. \)](#) og NS-EN 1995-2, pkt. 7.3 og Tillegg B.

5.5.4 Dimensjonering

5.5.4.1 Generelt

5.5.4.1.1

Trekonstruksjoner dimensjoneres i de ulike grensetilstander i samsvar med NS-EN 1995-1-1 og NS-EN 1995-2, samt etterfølgende tilleggsbestemmelser.

5.5.4.1.2

Materialfaktorene skal fastsettes som angitt i NS-EN 1995-1-1, tabell NA 2.3 og NS-EN 1995-2, tabell NA 2.1.

5.5.4.1.3

Trafikklast på bruer regnes som kortidslast iht. NS-EN 1995-1-1, tabell NA 2.2.

5.5.4.1.4

Bruer regnes generelt i klimaklasse 3 iht. NS-EN 1995-1-1, tabell NA 901.

Konstruksjonsdeler som er godt beskyttet mot fuktpåvirkning, som f.eks. tverrspente dekker med effektiv fuktmembran, se pkt. [5.5.5.2.6 \(s. \)](#), kreosotimpregnerte buer og bjelker med metallbeslag på oversiden og ikke-kreosotimpregnerte buer og bjelker med metallbeslag på oversiden og egnet konstruktiv beskyttelse av sideflatene, kan regnes i klimaklasse 2.

5.5.4.2 Bruddgrensetilstanden

5.5.4.2.1

Tverrspente dekker skal spennes opp med en spennkraft som etter tidsavhengige tap (uttørking og kryp) sikrer at det ikke oppstår glidning mellom lameller selv ved laveste forventede dekketemperatur.

Ved dekker som er sikret med vanntett membran mot oppfukting kan, som en forenkling, et spenntap på 60 % forutsettes å dekke alle tap. For limtredekker kan tilsvarende spenntap settes lik 50 %.

5.5.4.2.2

Trykket under spennstangens forankringsplate ved tverrspente dekker skal kontrolleres iht. NS-EN 1995-1-1 for klimaklasse 3 og lastvarighetsklasse *Langtidslast*.

Da spennkraften normalt faller forholdsvis raskt i løpet av de første månedene kan, ved ovennevnte kontroll, opptredende spennkraft settes til 80 % av nominell oppspenningskraft hvis ikke spesielle forhold gjør at en annen verdi bør brukes. Se pkt. 5.5.3.3.2.

Hvis ytterste lamell er kreosotimpregnert eller sideflaten beskyttet mot direkte fuktpåvirkning, kan klimaklasse 2 brukes.

Under oppspenning kan spennstålet overspennes opp til 106 % av nominell oppspenningskraft. Se pkt. 5.5.3.3.2. For kontroll av denne situasjonen fastsettes dimensjonerende trykkfasthet med k_{mod} basert på Øyeblikkslast.

For begge kontroller settes lastfaktoren til 1,0.

5.5.4.2.3

Ved kontroll av glidning mellom lameller skal det tas hensyn til kombinasjonen av plateskjær fra f.eks. hjullast og skiveskjær fra samtidig virkende horisontallaster der dette er relevant. Følgende krav skal oppfylles:

$$\sqrt{\left(\frac{v_v}{\mu_{90,d}}\right)^2 + \left(\frac{v_H}{\mu_{0,d}}\right)^2} \leq \rho_{min}$$

der:

- v_v - vertikalt skjær per løpemeter (plateskjær) regnet jevnt fordelt over høyden
- v_H - horisontalt skjær per løpemeter (skiveskjær) med parabolisk fordeling over platebredden
- $\mu_{90,d}$ - dimensjonerende friksjonskoeffisient normalt på fiberretningen
- $\mu_{0,d}$ - dimensjonerende friksjonskoeffisient parallelt med fiberretningen
- ρ_{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 5.6 er gitt anbefalte verdier for dimensjonerende friksjonskoeffisient μ_d .

Lamelloverflatens ruhet	Normalt på fibrene $\mu_{90,d}$	Parallelt med fibrene $\mu_{0,d}$
Skurlast mot skurlast	0,40	0,30
Høvellast mot høvellast	0,30	0,25
Skurlast mot høvellast	0,40	0,30

Tabell 5.6 - Dimensjonerende friksjonskoeffisienter

Kommentarer:

- Justert skurlast regnes som høvellast mot høvellast da lamellene ofte er høvlet på begge sider. Limtrelameller regnes som høvellast mot høvellast.
- Ovenstående verdier er høyere enn angitt i NS-EN 1995-2, tab. 6.1. Verdiene i tab. 6.1 gjelder i følge NS-EN 1995-2 med mindre andre verdier er påvist. Verdiene i tab. 5-8 bygger på norske og svenske forsøk og kan anses som påvist.

5.5.4.2.4

Åpning av fugene mellom lamellene ved bøyning på tvers av lamellene er akseptabelt i bruddgrensetilstand såfremt det tas hensyn til stivhetsreduksjonen ved beregning av lastfordelingen fra hjullast. Se for øvrig pkt. [5.5.3.3.5 \(s. \)](#).

5.5.4.3 Brukgrensetilstanden

5.5.4.3.1

Nedbøyning skal begrenses til $L/200$ for gangbruer og $L/350$ for vegbruer. Dette gjelder også for tverrbærere, langbærere, strøved, etc.

For vegbrudekker med asfaltbelegg skal lokal nedbøyning generelt begrenses til $L/400$. For å redusere risikoen for oppsprekning av slitelaget over tverrbærere og lignende, skal imidlertid lokal nedbøyning av kontinuerlige dekker over to eller flere felter og med slitelag av asfalt begrenses til $L/500$. For andre typer slitelag vurderes begrensning av nedbøyning spesielt.

Lengden L er avstanden mellom lokale oppleggspunkter. For f.eks. tverrspente dekker med tverrbærere er L senteravstand mellom tverrbærere.

For øvrig henvises det til pkt. [5.1.2 \(s. \)](#).

5.5.4.3.2

Spennkraften i tverrspente dekker skal velges så stor at bøyning på tvers av lamellene ikke forårsaker åpning av fugen mellom lamellene. Kontrollen utføres i bruksgrensetilstand med ψ -faktorer fra NS-EN 1990, tabell NA.A.6, lastkombinasjon *ofte forekommende*.

5.5.4.4 Utmatningsgrensetilstanden

Utmatningskontroll utføres iht. NS-EN 1995-2, pkt. 6.2 og Vedlegg A.

5.5.5 Fabrikasjons- og konstruksjonsregler

5.5.5.1 Generelt

5.5.5.1.1

Overgangsbruer i tre bør gis så stor frihøyde at påkjøringslast og lokal skade unngås.

5.5.5.1.2

Spiker og spikerplater skal ikke brukes som festemidler i bærende deler av bruer.

5.5.5.1.3

Innlimte bolter kan kun brukes i konstruksjonsdeler som er beskyttet mot direkte fuktpåvirkning med vanntett membran eller metallbeslag.

5.5.5.1.4

Fuger med tverrsnitt større enn 0,5 m² og der endeved står mot endeved eller mot stålplate, og fugen skal overføre stort trykk, skal støpes ut med akrylmasse eller tilsvarende. Fuger som skal utstøpes må prosjekteres med tilstrekkelig bredde til at sikker utstøpning blir mulig, minimum 20 mm.

5.5.5.2 Konstruktiv fuktbeskyttelse

5.5.5.2.1

Alle horisontale flater som er eksponert for regn skal beskyttes med beslag av kobber, sink eller tilsvarende. Beslag av plastbelagt stålblikk eller eloksert aluminium skal ikke brukes.

5.5.5.2.2

Kobberbeslag på kreosotimpregnert trevirke kan legges direkte mot trevirket. Ved beslag av sink eller andre materialer legges minimum ett lag asfaltpapp imellom beslag og trevirke unntatt ved beslag på laminerte dekker.

5.5.5.2.3

Kobberbeslag skal utformes slik at regnvann ikke renner fra kobberflaten ned på forsinkede ståldeler.

5.5.5.2.4

Det skal alltid legges minst to lag asfaltpapp e.l. mellom tre og betong. For opplegg av tre direkte på varmforsinkede tverrbærere, skal kontaktflaten på tverrbærerens overflens forsynes med et lag klar epoksymaling for å unngå hvitrust. Belegg-tykkelsen skal være minimum 100 µm.

5.5.5.2.5

Ved opplegg på landkar skal lageravsatsen ha en gjennomgående drenasjerenne parallelt med og under fugen med minimum 50 mm bredde og et fall på minimum 1:50. Fallet kan være én- eller tosidig. Rennen skal være rett i horisontalplanet og stikke minimum 20 mm ut fra landkarets sideflate.

Landkarets lageravsats skal utformes med minimum fall 1:50 mot drenasjerennen for å unngå stående vann. Alternativt senkes lageravsatsen så mye at det blir plass for vanngjennomløp under oppleggssvillen. Lageravsatsen gis da fall bort fra bakmuren. Lageravsatsen bør ikke være bredere enn dekket etter oppspenning. For montasje av spennlaminerte dekker bør provisorisk opplegg av ytterlamellene vurderes i stedet for å gjøre lageravsatsen bredere enn nødvendig i permanent tilstand.

Tverrbærere som stikker utenfor dekket, bør utformes med minimum fall 1:50 på oversiden for å unngå stående vann og at vann trekker inn under dekket. Opplegget av spennlaminert dekke eller langbærere på tverrbærer skal heves minimum 10 mm over

tverrbærerens overkant ved f.eks. en fastsveiset mellomleggsplate av flatstål. Kontaktflaten bør ikke være større enn det som er beregningsmessig nødvendig.

5.5.5.2.6

Laminerte dekker skal forsynes med fuktsperre. Fuktisolering type A3-4 med Topeka 4S eller type A3-3 kan brukes. Tykkelser som angitt i håndbok R762. Det skal brukes fuktisolering også ved annet slitelag enn asfalt, f.eks. tre. Ved feste av treslitelag med skruer som går igjennom membranen, skal kun Topeka 4S brukes.

5.5.5.2.7

Laminerte dekker skal forsynes med blikkbeslag eller tilsvarende som beskytter lamellenes endaved og dekkets sidekanter. Blikkbeslaget skal gå minimum 150 mm inn under dekkets fuktmembran. I enden av dekket skal beslaget gå ned til minimum 10 mm under underkant av dekket og på siden av dekket skal beslaget gå minimum 30 mm ned på dekkets sideflate og forsynes med utspring og dryppnese.

5.5.5.3 Forbindelser med innslissede plater

5.5.5.3.1

Innslissede plater skal enten være varmforsinket og pulverlakkerte eller være av rustfritt stål iht. NS-EN 10088, nummer 1.4404, 1.4418, 1.4435, 1.4436 eller tilsvarende. Tilhørende stavdybler skal uansett være av rustfritt stål av forannevnte sort.

5.5.5.3.2

For å begrense tvang forårsaket av temperatur og fukt skal innslissede plater og beslag ikke ha større dimensjon mellom festepunkter, på tvers av fiberretningen, enn 1000 mm.

5.5.5.3.3

Ved knutepunkter med innslissede plater og dybler og med vekslende last (dvs. én eller flere snittkrefter skifter retning) skal dyblene sikres mot at de arbeider seg ut.

5.5.5.4 Innfesting av kjøresterkt rekkverk i laminerte dekker

Kjøresterkt rekkverk kan enten festes til tverrbærere eller direkte i det tverrspente dekket. Innfestingen dimensjoneres iht. håndbok 168, kap. 5, dvs. med en kapasitet som er minst 20 % større enn rekkverksstolpens plastiske momentkapasitet. Innfesting i dekkets sidekant krever en dekketykkelse på minimum 330 mm.

Ved innfesting i dekkets sidekant skal strekkraften forankres minst 1,5 m inn i dekket ved hjelp av strekkbolter.

Strekkbolten skal forsynes med en bruddanviser (neddreid spor) som ligger utenfor tredekket, slik at bolten ved eventuell overbelastning ikke ryker inne i dekket. Bolten skal ha tilstrekkelig kapasitet, iht. ovenstående, i snittet med bruddanviser.

Strekkbolten kan forankres i en stålplate med et gjenget hull der bolten kan skrues inn. Ved montasje slippes stålplaten ned i en forberedt sliss i tredekket. For å hindre at regnvann blir stående i slissen i byggeperioden, før fuktmembran legges, må slissen dreneres. Det bores et vertikalt hull i hver ende av slissen med diameter 25 mm. Utfresing av sliss og boring av hull gjøres i fabrikk før kreosotimpregnering.



5.5.5.5 Sluk og drenasje

Enhver gjennomføring gjennom fuktmembranen representerer et potensielt lekkasjepunkt og bør derfor unngås. Hvis mulig bør overflatevann som ikke får renne utover dekkets sidekant, ledes til enden av brua og der ledes bort på en forsvarlig måte. Hvis gjennomføringer for drenasjerør ikke er til å unngå, må drenasjerøret forsynes med en flens med en diameter som er minst 200 mm større enn drenasjerørets diameter. Fuktmembranen legges over flensen med størst mulig overlapp.

For øvrig vises til pkt. [7.2.2 \(s. \)](#).

5.5.5.6 Lynvern

Trebruer kan være utsatt for lynnedslag. Spesielt vil bruer med metallbeslag og som ligger over vann være utsatt. Da lynnedslag kan få alvorlige konsekvenser for trebruer skal derfor lynvern vurderes i hvert enkelt tilfelle som del av risikovurderingen.

For eventuell senere montasje av lynvern eller annet behov for jording, skal landkar og pilarer forsynes med jordelektrode med tilstrekkelig dimensjonert kapasitet.

For øvrig vises til pkt. [7.2.3 \(s. \)](#)



5.6 Aluminiumkonstruksjoner

5.6.1 Grunnlag og dokumenthierarki

Det vises til pkt. [1.2.2 \(s. \)](#).

For øvrig vises det til egne regler for det enkelte prosjekt.



5.7 Stein- og blokkmurkonstruksjoner

5.7.1 Innledning

5.7.1.1 Grunnlag og dokumenthierarki

Det vises til pkt. [1.2.2 \(s. \)](#).

5.7.1.2 Henvisninger

For stein- og blokkmurkonstruksjoner brukt som støttemurer vises det til håndbøkene 016 *Geoteknikk i vegbygging* og 182 *Tørrmuring med maskin*.

Steinhvelvbruer er behandlet under pkt. [6.4 \(s. \)](#).



5.8 Konstruksjoner i plast, polystyren og andre kunststoff

5.8.1 Innledning

5.8.1.1 Grunnlag og dokumenthierarki

Det vises til pkt. [1.2.2 \(s. \)](#).

5.8.1.2 Henvisninger

For bærende konstruksjoner i plast, polystyren eller andre kunststoffer vises det til dimensjonerings- og konstruksjonsregler for det enkelte prosjekt.

5.8.1.3 Ekspandert eller ekstrudert polystyren i lett fylling

For ekspandert eller ekstrudert polystyren som benyttes til lett fylling, erstatning for støttemur, og til frostisolering vises det til håndbok V221 *Grunnforsterkning, fyllinger og skråninger*, samt håndbok N200 *Vegbygging*. Særskilte miljøkrav gjelder for tilvirkning av ekspandert og ekstrudert polystyren.

For ekspandert polystyren vises det til NS-EN 14933: 2007 *Varmeisolering og produkter til lette fyllinger til anleggsformål. Fabrikkfremstilte produkter av ekspandert polystyren (EPS)*.
Krav.

For ekstrudert polystyren vises det til NS-EN 14934: 2007 *Varmeisolering og produkter til lette fyllinger til anleggsformål. Fabrikkfremstilte produkter av ekstrudert polystyren (XPS)*.
Krav.

5.9 Konstruksjoner i grunnen

5.9.1 Innledning

5.9.1.1 Generelt

I dette avsnittet gis bestemmelser med hensyn til dimensjonering og konstruktiv utforming av konstruksjoner i grunnen som fundamenter, landkar, støttemurer og forankringskonstruksjoner. Slike konstruksjoner skal også, avhengig av det konstruksjonsmaterialet som benyttes, oppfylle bestemmelsene i pkt. 5.3 til 5.8.

5.9.1.2 Grunnlag og dokumenthierarki

Det vises til pkt. 1.2.2 (s.). I tillegg henvises til NVE's publikasjoner: *Veileder for dimensjonering av erosjonssikringer av stein* (NVE, 2009), og *Vassdragshåndboka: Håndbok i forbygningsteknikk* (Tapir Forlag, 2010).

5.9.2 Frostsikring

All fundamentering og tilbakefylling inntil fundamenter eller andre konstruksjons-elementer skal være i frostsikker utførelse. Det skal dimensjoneres for en frostmengde minst tilsvarende 100 års returperiode, se håndbok N200 *Vegbygging*.

5.9.3 Dimensjonerende lastvirkning

5.9.3.1

Dimensjonerende laster og lastvirkning skal bestemmes i overensstemmelse med NS-EN 1990. Det skal tas hensyn til at dimensjonerende lastvirkning for konstruksjoner i grunnen kan være forskjellig fra det som gjelder for konstruksjonen for øvrig. Dimensjonerende lastvirkning skal inkludere virkningen av horisontale laster og eventuelle påhengslaster.

5.9.3.2

For kontroll av sikkerhet mot velting vises til NS-EN 1990.

5.9.4 Direkte fundamentering

5.9.4.1

Krav med hensyn til dimensjonering og konstruktiv utforming av fundamentkonstruksjoner i betong er gitt under pkt. 5.3 (s.). Grunnens materialparametre og grunnvannstand/ poretrykksforhold forutsettes bestemt som del av forundersøkelsene for prosjekteringen. Vurdering av mulig dimensjonerende bæreevne kan inngå som en del av forundersøkelsene.

5.9.4.2

Merk de begrensninger som er satt under pkt. 5.9.7 (s.), mht. andel av nødvendig kapasitet som kan opptas av forspente bergankre og bergbolter.

**5.9.4.3**

I tillegg til etterfølgende kontroller skal ved direkte fundamentering også sikkerhet mot velting kontrolleres i bruddgrensetilstanden som angitt i NS-EN 1990.

5.9.4.4

Ved direkte fundamentering skal følgende betingelse være oppfylt i underkant fundament i bruksgrensetilstanden iht. NS-EN 1990, tabell NA.A2.6, lastkombinasjon *sjeldent forekommende*:

$$\sqrt{\left(\frac{e_x}{b/3}\right)^2 + \left(\frac{e_y}{l/3}\right)^2} \leq 1$$

$e_x = M_y / (N + S)$ - lasteksentrisitet i bruas lengderetning (langs x-aksen)

$e_y = M_x / (N + S)$ - lasteksentrisitet i bruas tverretning (langs y-aksen)

b - fundamentets dimensjon i bruas lengderetning

l - fundamentets dimensjon i bruas tverretning

S - kraft i oppspente, sentrisk plasserte bergankere

For fundamenter med eksentrisk plasserte, oppspente bergankere innføres momentene M_x og M_y som summen av ytre momenter og momenter fra oppspenning regnet om fundamentsentrum.

5.9.4.5

Ved direkte fundamentering beregnes fundamentets dimensjonerende grunntrykk i bruddgrensetilstanden $\bar{q}_v$ som:

$$\bar{q}_v = \frac{N + S}{4(b/2 - e_x)(l/2 - e_y)} \leq \bar{\sigma}_v$$

hvor nye symboler i forhold til pkt. 5.9.3.4, er:

$\bar{\sigma}_v$ - grunnens dimensjonerende bæreevne for bruddgrensetilstanden

$N + S$ - dimensjonerende vertikallast

Formelen for $\bar{q}_v$ forutsetter konstant grunntrykksfordeling over en rektangulær flate med sidekanter lik $(b - 2e_x)$ og $(l - 2e_y)$.

For eksentrisk plasserte, oppspente bergankere kan samme formel benyttes, men momentene M_x og M_y innføres i beregningen som spesifisert i pkt. 5.9.3.4. Alternativt kan kontrollen utføres etter de prinsipper som er gitt i NS-EN 1992 for konstruksjoner med spennarmering uten kontinuerlig heftforbindelse. Ved beregning av kapasitet kan



kraften i bergankerne beregnes på grunnlag av en antatt deformasjonstilstand av fundamentets underside. Økning av ytre momenter som følge av konstruksjonens utbøyning skal tas hensyn til.

Dimensjonerende bæreevne for berg kan bestemmes på grunnlag av representative fasthetsverdier gitt i håndbok V220 *Geoteknikk i vegbygging*, figur 10.19. Det skal benyttes modellfaktor $\gamma_{R,d}$ (jf. NS-EN 1997) som velges slik at modellfaktor x partialfaktor blir 2.0 eller større .

Dimensjonerende bæreevne for løsmasser er funksjon også av den dimensjonerende skjærkraft ('horisontalkraften') i underkant fundament, og beregnes etter håndbok V220, kap. 6.

5.9.4.6

Ved direkte fundamentering på berg utføres kontroll mot glidning av fundamentet i bruddgrensetilstanden etter følgende formel:

$$\sqrt{V_x^2 + V_y^2} \leq \mu (N + S)$$

hvor nye symboler i forhold til pkt. 5.9.3.4 og 5.9.3.5 er:

V_x - dimensjonerende skjærkraft i underkant fundament i bruas lengderetning (langs x-aksen)

V_y - dimensjonerende skjærkraft i underkant fundament i bruas tverretning (langs y-aksen)

μ - friksjonskoeffisient fundament/berg

Antatt friksjonskoeffisient skal dokumenteres i det enkelte tilfelle. Normalt regnes $\mu = 1,0$.

Ved direkte fundamentering i løsmasser inngår kontroll mot glidning i beregningen av dimensjonerende bæreevne.

5.9.4.7

Ved direkte fundamentering i løsmasser skal setninger beregnes etter anerkjente metoder, eksempelvis som angitt i håndbok V220. Setningene skal betraktes som deformasjonslaster og størrelsen beregnes i bruksgrensetilstanden iht. NS-EN 1990, tabell NA.A2.6, lastkombinasjon *tilnærmet permanent*. Bruas overbygning skal projekteres 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.

Dersom setningsdifferansene ut fra geotekniske beregninger og vurderinger kan bli større enn det overbygningen er dimensjonert for, skal det vurderes å montere lagre



mellom under- og overbygning, slik at høydejustering av overbygningen med jekking kan gjennomføres, se pkt. [5.11.2 \(s. \)](#).

Skal overbygningen forberedes for kabler og/eller ledninger, se pkt. [7.2.7](#), skal overgang til vegfyllingen utformes og dimensjoneres slik at setning med nødvendig jekking ikke påfører installasjonene skadelige påkjenninger.

5.9.4.8

Erosjonsfare skal vurderes, og tilstrekkelig erosjonssikring for flom/strøm med returperiode 200 år skal etableres, se også pkt. [1.2.2.2 \(s. \)](#). Dimensjonering av erosjonssikring for skråninger skal utføres i henhold til håndbok V221 *Grunnforsterkning, fylling og skråninger* og for vassdrag i henhold til *Veileder for dimensjonering av erosjonssikringer av stein* (NVE, 2009).

For fundamenter på løsmasser i og ved vassdrag eller sjø, skal alternativ fundamentering på peler vurderes for å unngå uønskede konsekvenser av erosjon.

5.9.4.9

Ved direkte fundamentering på berg skal det sprenges en tilnærmet horisontal bergfot, se pkt. [5.3.7.2.1 \(s. \)](#).

5.9.5 Peler og pelefundamenter

5.9.5.1 Generelt

Disse generelle bestemmelser 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.

5.9.5.1.1

Tilleggsbestemmelser for frittstående pelegrupper i vann er gitt under pkt. [5.9.5 \(s. \)](#). Bestemmelsene under pkt. [5.9.5](#) gjelder foran de generelle under pkt. [5.9.4](#).

Krav til dimensjonering og konstruktiv utforming av betongfundament for peler er gitt under pkt. [5.3 \(s. \)](#). Stålkonstruksjoner dimensjoneres i overensstemmelse med pkt. [5.4 \(s. \)](#).

5.9.5.1.2

Peler og pelegrupper skal dimensjoneres i overensstemmelse med Peleveiledningen, utgitt av Norsk Geoteknisk Forening, samt bestemmelsene i under pkt. [5.9.4](#) og pkt. [5.9.5](#).

Rammekriterier skal utarbeides av geotekniker. Påkjenningen på pelene og pelespissen under ramming og stoppslagning kan bli større enn under statisk belastning, og dermed være dimensjonerende.

For lange peler (lengde større enn 30 m) og peler som rammes gjennom faste masser, skal det også gjøres vurdering og eventuell beregning av rambarhet (rambarhets-analyser). For stålrørspeler skal det tilstrebes å benytte godstykkelse som medfører at elastisk deformasjon i rørene under hard ramming ikke blir større enn 20 mm.



Pelene som bygningsteknisk element skal dimensjoneres iht. aktuell Norsk Standard for prosjektering. Peletverrsnittets kapasitet beregnes på grunnlag av dimensjonerende materialfastheter multiplisert med reduksjonsfaktoren f_a .

5.9.5.1.3

Reduksjonsfaktoren f_a skal velges ut fra en spesifikk vurdering av forhold angitt i Peleveiledningen, pkt. 1.5.3, samt eventuelle andre forhold som har betydning for pelens kapasitet, herunder usikkerhet i regnemodeller som ikke er dekket av andre faktorer. Valg av reduksjonsfaktor skal begrunnes.

Dersom forutsetningene for valgt reduksjonsfaktor er endret etter utførelsen av pelearbeidene, skal det gjennomføres ny dimensjonering med revurdert reduksjonsfaktor.

For frittstående pelegrupper i vann med utstøpte stålrørspeler, gjelder spesielle regler for bestemmelse av reduksjonsfaktoren, se pkt. 5.9.5.5 (s.).

5.9.5.1.4

Ved prosjekteringen skal det tas hensyn til at peler og pelegruppers form og beliggenhet vil kunne avvike fra det teoretiske innenfor spesifiserte toleranser. Disse toleransegrensene skal angis på arbeidstegningene. Dersom utførte peler eller pelegrupper etter innmåling har avvik utover toleransegrensene, skal det ved ny beregning kontrolleres om pelefundamentene har tilstrekkelig kapasitet. Dersom kapasiteten ikke er tilstrekkelig, skal nødvendig tiltak treffes, som f.eks. at ekstra peler rammes, og/eller at pelehodet utvides.

5.9.5.1.5

I hvert enkelt tilfelle skal det vurderes om setning og/eller skjevsetning av pelegruppen er aktuelt lasttilfelle. Eventuell påhengslast fra jord er permanent last med lastfaktor lik 1,0 i alle grensetilstander, men regnes bare med dersom lastvirkningen er ugunstig.

Egenlast av pel, korrigert for oppdrift, regnes som last på pel.

Ved fundamentering på peler som ikke rammes til berg eller meget fast grunn ("svevende peler") skal setninger beregnes etter anerkjente metoder, eksempelvis som angitt i håndbok V220 *Geoteknikk i vegbygging*. Setningene skal betraktes som deformasjonslaster og størrelsen beregnes i bruksgrensetilstanden iht. NS-EN 1990, tabell NA.A2.6, lastkombinasjon *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 setningsdifferansene ut fra geotekniske beregninger og vurderinger kan bli større enn det overbygningen er dimensjonert for, skal det vurderes å montere lagre mellom under- og overbygning, slik at høydejustering av overbygningen med jekking kan gjennomføres, se pkt. 5.11.2 (s.).

Skal overbygningen forberedes for kabler og/eller ledninger, se pkt. 7.2.7, skal overgang til vegfyllingen utformes og dimensjoneres slik at setning med nødvendig jekking ikke påfører installasjonene skadelige påkjenninger.



5.9.5.1.6

I bruksgrensetilstanden, iht. NS-EN 1990, tabell NA.A2.6, lastkombinasjon *karakteristisk*, og utmattingsgrensetilstanden tillates ikke strekk i de deler av en pel som bidrar til pelens geotekniske bæreevne i løsmasser eller i berg.

I brudd- og ulykkesgrensetilstanden regnes en pel ikke å ha geoteknisk bæreevne for strekk forårsaket av langtidslaster (lastvirkning beregnet ved pelespiss, dvs. inkludert neddykket tyngde av pel). Med langtidslaster menes i denne sammenheng permanente laster i kombinasjon med temperaturlaster, samt sykliske laster og eventuelle andre laster med varighet over én time. Dersom beregningsmessig strekk opptrer ved pelespiss, skal pelegruppen beregnes uten disse pelenes medvirkning.

I brudd- og ulykkesgrensetilstand, for lastkombinasjoner hvor kortvarige laster gir strekk i pelene, kan bæreevnen for strekklast bestemmes som angitt i det etterfølgende. Med kortvarige laster menes i denne sammenheng alle laster som ikke er definert som langtidslaster i foranstående avsnitt, eksempelvis trafikk, påkjørsel og skipsstøt etc.

Strekkpeler i løsmasser:

- Karakteristisk bæreevne på strekk beregnes iht. håndbok V220, kap. 11.5.2.2 for peler i sand (friksjonsjord) og kap. 11.6.2.2 for peler i leire (kohesjonsjord)
- I mellomjordarter (siltige jordarter) gjelder den laveste karakteristiske bæreevnen beregnet iht. henvisningene foran
- Ved bestemmelse av dimensjonerende bæreevne multipliseres partialfaktoren med en modellfaktor $\gamma_{R;d}$ lik 1.8 i bruddgrensetilstand og 1.2 i ulykkesgrensetilstand
- Kravene til modellfaktor kan fravikes etter særskilt vurdering

Strekkpeler i berg:

- Dimensjonerende bæreevne på strekk beregnes etter anerkjente metoder, eksempelvis etter prinsippene i Statens vegvesens internrapport 2374, når vinkelen mellom pelens lengdeakse og antatt bergoverflate er større enn 80 grader. For pelens bæreevne på strekk skal det benyttes modellfaktor $\gamma_{R;d}$ som velges slik at modellfaktor x partialfaktor minst er lik 3.0 i bruddgrensetilstand og 2.0 i ulykkesgrensetilstand.
- Når vinkelen mellom pelens lengdeakse og antatt bergoverflate er mindre enn 80 grader må medvirkende bergvolum vurderes særskilt i det enkelte tilfelle
- Dimensjonerende bæreevne begrenses tilsvarende maksimalt 4 meter innstøpingslengde
- Forankringssonen på peler skal bearbeides for øket heft, se håndbok R762, prosess 83.552

For begge peletyper gjelder:

- Dersom representative data fra prøvebelastning foreligger, kan bæreevnen etter særskilt vurdering bestemmes på grunnlag av prøvedata
- Det kan ikke regnes bidrag fra både løsmasser og berg i samvirke



- Sykliske laster som gir veksling mellom strekk og trykk, tillates ikke
- Peler skal dokumenteres eller kontrollregnes med hensyn til strekkapasitet i peleskjøt

Pelegrupper hvor det beregningsmessig opptrer strekk, skal kontrollregnes med alle pelene fullt virksomme på trykk og strekk.

5.9.5.1.7

Generelt gjelder at parametre for jordstøtte skal fastlegges slik at lastvirkninger ligger til sikker side. Støtte fra jord mot pel kan beregnes ved å modellere sidestøtte og aksial opplagring som fjærer, eventuelt ved hjelp av dataprogrammer spesielt utviklet for formålet. Ved beregning av sidestøtte fra jord skal det tas hensyn til eventuell fare for erosjon av løsmassene, samt eventuell fare for redusert sidestøtte på grunn av boreteknikk i løsmassene.

5.9.5.1.8

Stålpeler skal ha tilfredsstillende korrosjonsbeskyttelse eller rusttillegg.

5.9.5.1.9

Strekkforankringer for peler med bolter, stag, lisser etc. i berg tillates normalt ikke.

5.9.5.2 Stålrørspeler

5.9.5.2.1

I tillegg til bestemmelsene i det etterfølgende gjelder også relevante bestemmelser under foranstående pkt. [5.9.4.1](#) for stålrørspeler.

5.9.5.2.2

Stålrøret skal normalt ses bort fra ved kontroll av peletverrsnittets kapasitet i ferdigtilstanden, se også pkt. [5.9.4.2.3](#).

Bidrag fra stålrøret kan medregnes i pelens kapasitet/ bæreevne i ferdigtilstanden i følgende tilfeller:

- Dersom den nederste delen av stålrøret ligger dypt i grunnen, og i egnede homogene masser, vil bidrag fra stålrøret kunne medtas i dette området. Pelen vil da på dette partiet kunne regnes som friksjonsspel selv uten utstøping.
- Dersom den øvre delen av pelen står i homogene og egnede masser, vil bidrag fra stålrøret kunne medtas også i dette området.
- Når bidrag fra stålrøret medregnes i pelens kapasitet/ bæreevne i ferdigtilstanden, skal det dokumenteres at korrosjonshastigheten er så liten at restkapasiteten er tilfredsstillende etter 100 år.

For fri pelelengde i vann eller ved pel i inhomogene løsmasser tillates ikke bidrag fra stålrøret.



5.9.5.2.3

Stålrøret skal regnes med ved beregning av stivhet dersom større stivhet gir ugunstigere lastvirkninger.

5.9.5.2.4

Laveste tillatte fasthetsklasse for betong er B35. I samsvar med kravene til frostbestandighet for betong i håndbok R762, prosess 84.4, kan luftinnføring sløyfes under frostfri dybde.

5.9.5.2.5

Armeringen skal ikke ha strømlerende kontakt med stålrøret. Armeringsstoler skal derfor være av ikke-ledende materiale. Normalt benyttes armeringsstoler av plast (disse er tilpasset Ø^k12 spiralarmering og Ø^k25 lengdearmering).

Minimumsarmering bestemmes som for søyler iht. NS-EN 1992. For del av friksjonsspel i jord med ubetydelig bøyemoment, kan likevel armeringsmengden reduseres til minimum $0,005 A_c$, forutsatt at lastvirkningene gir mulighet for slik reduksjon.

Minimumsarmeringen skal være jevnt fordelt rundt omkretsen, og pelen skal armeres over hele lengden. Buntet lengdearmering kan maksimalt bestå av 2 armeringsstenger. I skjøtesone tillates 3 stenger i hver bunt. Fri avstand mellom armeringsstenger eller mellom bunter skal ikke være mindre enn 80 mm. Ved vurdering av fri avstand skal armeringens reelle byggemål legges til grunn.

Det skal kontrolleres at armering i fundamentplate kan plasseres som forutsatt også hvor denne armeringen krysser oppstikkende armering fra pelene.

Armeringsoverdekning for utstøpte stålrørspeler skal være som angitt i tabell 5.4.

5.9.5.2.6

Maksimal kornstørrelse i betong for stålrørspeler skal ikke være mindre enn 16 mm og ikke større enn 1/5 av den frie avstanden mellom armeringsstenger/-bunter.

Ustøping av stålrørspeler skal som hovedregel utføres som tørrstøp. For skråpeler og vertikale peler med lengde større enn 10 m skal betongen føres ned til støpefronten med støperør. Det bør tilstrebes betong med god sammenhengsevne.

Når det er hensiktsmessig, f.eks. pga. vannlekkasje inn i pelen eller pga. oppdriftskrefter som er vanskelig å motvirke, kan stålrørspeler utstøpes ved undervannstøp. I så fall skal minimum de nederste 3 m av pelen utstøpes med AUV-betong, og resten av pelen med normalbetong. De to betongtypene støpes kontinuerlig vått-i-vått, uten støpeskjøt. AUV-betong skal ikke benyttes i frostsone.

Ved undervannsstøp forutsettes benyttet dykket rørstøp med betongpumpe.

Neddykkingsdybden av støperøret skal være minimum 2 meter. Støperøret skal ha tette skjøter og fortrinnsvis 5" diameter.

5.9.5.2.7

Bruksgrensetilstanden kontrolleres ifølge NS-EN 1990.



5.9.6 Frittstående pelegrupper i vann med utstøpte stålrørspeler

5.9.6.1 Generelt

Pkt. 5.9.5 inneholder bestemmelser som gjelder for frittstående pelegrupper i vann hvor pelene utføres som utstøpte stålrørspeler og hvor en betydelig del av pelene er uten sidestøtte fra jord. Bestemmelsene dekker spesielt fundamenter hvor pelelengder og grunnforhold gir stor slankhet, og for øvrig pelefundamenter med følsomhet for avvik i beregningsforutsetningene. Bestemmelsene forutsetter at pelene i gruppa har samme diameter og samme, konstante armering over effektiv fri lengde (lengde uten vesentlig sidestøtte fra jord). Dersom ikke strengere krav er framsatt i pkt. 5.9.5, gjelder bestemmelsene under pkt. 5.9.4 (s.).

Pkt. 5.9.4 dekker generelt pelefundamenter hvor pelene i sin helhet befinner seg i grunnen og derved vanligvis vil være avstivet mot knekning. For mellomliggende tilfeller som ikke naturlig dekkes verken av pkt. 5.9.4 eller 5.9.5, kan det med utgangspunkt i disse to avsnittene utarbeides modifiserte prosjekteringsgrunnlag. Prosjekteringsgrunnlaget skal i så fall i hvert enkelt tilfelle på forhånd godkjennes av Vegdirektoratet.

Pelene kan være spissbærende til berg eller meget fast grunn, eller friksjonspeler i løsmasser. En pelegruppe kan bestå av én eller flere peler. Som hovedregel skal en romlig pelegruppe bestå av minimum 8 peler. Peler med peletoppene på samme akse oppfattes i dette tilfellet som plan pelegruppe selv med skråpeler ut av vertikalplanet gjennom aksen.

5.9.6.2 Statisk modell

Statisk modell for pelegruppa kan inngå i modell for hele brukonstruksjonen. Eventuelt kan konstruksjonen deles i delsystemer. Ved deling av konstruksjonen kreves at de ulike statiske systemer er konsistente, dvs. at randbetingelser mellom de ulike deler samsvarer i de tilhørende modellene. Randbetingelser kan eventuelt velges slik at resultater ligger på sikker side.

5.9.6.3 Last og lastvirkning

5.9.6.3.1

Lastvirkninger kan bestemmes etter anerkjente metoder basert på lineær elastisk teori. Det skal tas hensyn til virkningen av konstruksjonens forskyvninger (2. ordens teori) og til ev. opprissing av betongen.

Det kan alternativt benyttes metoder som tar hensyn til ikke-lineær materialoppførsel for betong og armering og til geometrisk ikke-lineære effekter. Prosjekteringskontrollen skal dokumenteres og suppleres med overslagsberegning som bekrefter oppnådde analyseresultater.

5.9.6.3.2

Beregningsmodell for pilaren skal inkludere fundamentplatens stivhet/fleksibilitet der dette er av betydning for innbyrdes lastfordeling på pelene. Ved usikkerhet velges modell for fundamentplaten som gir lastvirkningsverdier til sikker side.



5.9.6.3.3

Lastvirkninger beregnes på grunnlag av konstruksjonens systemlinjer. Det skal tas hensyn til avvik fra tilsiktet systemgeometri i samsvar med gitte toleranser. Enkeltpel skal ikke regnes å ha mindre forhåndskrumning (formfeil) over effektiv fri lengde L enn svarende til en pillhøyde lik $L/200$.

Ved kontroll mot systemkneking av pilaren under ett regnes pillhøyden i forhold til pelens forskjøvne lengdeakse. Formavviket for pelegruppa skal tilstrebes å samsvare med kritisk knekkform, men likevel slik at kravet til pillhøyde er oppfylt for hver enkelt pel i gruppa. Ved tvil om hvilken knekkform som er kritisk, undersøkes et tilstrekkelig antall knekkformer. For utilsiktet eksentrisitet for søyle, se pkt. 5.9.5.4.1 (s.).

Etter at pelene i en gruppe er rammet og innbyrdes avstivet, skal pelenes plassering, retning og helning samt formfeil registreres, og avvik i forhold til teoretisk angitt geometri beregnes. Ved beregning av avvik skal det til sikker side tas hensyn til måleunøyaktighet. Videre skal eventuell utbøyning av stålrør på grunn av vannlensing, armering og utstøping medtas dersom utbøyning gir ugunstig lastvirkning.

Kontrollregning av lastvirkningene på pilaren skal utføres dersom målt geometri gir avvik større enn forutsatt.

5.9.6.3.4

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.

5.9.6.3.5

For pelegrupper med mer enn 4 peler skal lastvirkninger i ulykkesgrensetilstand beregnes for en situasjon etter bortfall av enkeltpel. Den pel som tas ut av statisk modell velges slik at mest ugunstig lastvirkning på gjenværende peler oppnås. Gjenværende peler som nå får lastvirkninger som er større enn den geotekniske bæreevnen (trykk/strekk), skal også tas ut av beregningsmodellen før beregning av endelige lastvirkninger.

5.9.6.4 Dimensjoneringsprinsipper

5.9.6.4.1

Situasjon med bortfall av pel, kfr. pkt. 5.9.5.3.5 (s.), er en spesiell ulykkesgrensetilstand. Beregning av lastvirkninger utføres med laster, lastfaktorer og lastkombinasjoner i bruksgrensetilstanden iht. NS-EN 1990, tabell NA.A2.6, lastkombinasjon *karakteristisk*.

For søyle skal utilsiktet eksentrisitet antas å opptre langs den av tverrsnittets hovedakser hvor virkningen blir mest ugunstig, og samtidig med virkning av 1. og 2. ordens bøyemomenter.

For pel er utilsiktet eksentrisitet i dimensjonerende snitt ivare tatt idet virkning av formfeil og avvik i peleplassering, retning og helning medtas i beregningene.

**5.9.6.4.2**

Peletverrsnittets kapasitet beregnes på grunnlag av dimensjonerende materialfastheter for betong og armering, multiplisert med reduksjonsfaktoren f_v .

5.9.6.5 Bestemmelse av reduksjonsfaktoren f_v

For frittstående pelegrupper i vann med utstøpte stålrørspeler er reduksjonsfaktoren f_v gitt som et produkt av fire delfaktorer:

$$f_v = f_{v1} \cdot f_{v2} \cdot f_{v3} \cdot f_{v4}$$

Verdier for delfaktorene er gitt i tabell 5.7. Deres betydning er:

f_{v1} - faktor avhengig av antall peler i pelegruppa.

f_{v2} - faktor avhengig av om pelene i gruppa er spissbærende eller friksjonspeler.

f_{v3} - faktor avhengig av konstruktive forhold knyttet til utførelse og mulighet for kontroll av betongarbeidene så som vannlensing av stålrør, armeringsarbeider samt proporsjonering, transport og utstøping av betong. Forhold som kan ha betydning er pelelengde, pelediameter, armeringsmengde, byggeplassens beliggenhet, klima, etc. Videre skal risiko og følsomhet for utilsiktet lastvirkning i ferdig tilstand være med i vurderingen av denne faktoren.

f_{v4} - faktor knyttet til muligheten for at geotekniske forhold kan gi utilsiktede pelekrefter for eksempel på grunn av ujevne setninger. Det tenkes her på usikre geotekniske forhold som på annen måte ikke ivaretas verken ved beregning av lastvirkninger eller beregning av kapasitet. Videre vil rammeutstyr og utførelse være med i vurderingen av faktoren.

Antall peler	1-2	3-4	> 4
f_{v1}	0,75 ^(A)	0,80 ^(A)	0,95

Bærevirkning	Spissbærende pel	Friksjonspel
f_{v2}	0,90	1,0

Konstruktive forhold	Dårlige	Middels	Gode
f_{v3}	0,80	0,85	0,90

Geotekniske forhold	Dårlige	Middels	Gode
f_{v4}	0,90	0,95	1,0

(A): Alternativt kan grupper med 1 - 4 peler beregnes med $f_{v1} = 0,95$. Det kreves i så fall for pelegruppa at kapasitet påvises i en situasjon etter bortfall av enkeltpel som omtalt i pkt. 5.9.5.3.5 og pkt. 5.9.5.4.1.

Tabell 5.7 - Verdier for delfaktorene til f_v

5.9.6.6 Bruddgrensetilstand

5.9.6.6.1

Pelens kapasitet som armert betongsøyle beregnes etter NS-EN 1992, men med innføring av reduksjonsfaktor f_v iht. pkt. 5.9.5.4.2, og med materialfaktorer for betong og armeringsstål iht. NS-EN 1992.

Verdi på f_v bestemmes iht. pkt. 5.9.5.5.

For undervannsstøpt, armert betongsøyle kommer i tillegg til NS-EN 1992, spesielle regler til anvendelse, f.eks. Norsk Betongforenings publikasjon nr. 5.

5.9.6.6.2

For beregning og dimensjonering av pelespiss vises til *Peleveiledningen*. Dimensjonering gjennomføres med f_a -faktor som bestemmes særskilt for pelespissen i samsvar med pkt. 5.9.4.1.3 (s.) og *Peleveiledningen*. Det kan være hensiktsmessig å benytte annen f_a -faktor for dimensjonering av pelespissen enn for pelen for øvrig, se *Peleveiledningen* pkt. 6.2.7.

5.9.6.7 Bruksgrensetilstand

Grenseverdi for beregningsmessig karakteristisk rissvidde w_k settes lik 0,35 mm. Stålrør tas ikke med i beregningen.

5.9.6.8 Ulykkesgrensetilstand

Beregning av en pels kapasitet utføres som for bruddgrensetilstanden, pkt. 5.9.5.6.1 (s.), med samme reduksjonsfaktor f_v , og med materialfaktorer for betong og armeringsstål iht. NS-EN 1992.

Merk dessuten kravet til påvisning av kapasitet etter bortfall av enkeltpel som omtalt i pkt. 5.9.5.3.5 (s.), pkt. 5.9.5.4.1 (s.) og i kommentar (A) til tabell 5.7. Kravet til påvisning av kapasitet gjelder også i fundamentplate og søyle.

5.9.6.9 Regler for konstruksjon og utførelse

5.9.6.9.1

For enkeltsøyle, enkeltpel og hel pilar gjelder geometrisk slankhet λ og lastavhengig slankhet λ_N i retningen med minst motstand mot utknekking:

$$\lambda \leq 60 \sqrt{1 + 4\omega_t}$$

$$\lambda_N = \lambda \sqrt{-n_f/(1 + 4\omega_t)} \leq 45$$

der:

$$\lambda = l_e/i, \quad i = \sqrt{I_c/A_c}$$

$$n_f = N_f/(f_{cd} \cdot A_c)$$

$$\omega_t = (\sum f_{sd} \cdot A_s)/(f_{cd} \cdot A_c)$$

A_c er tverrsnittsarealet av betongen i uopprisset tilstand

I_c er arealtreghetsmomentet av dette arealet

A_s er armeringsarealet

Armeringsarealet A_s innføres med sin fulle verdi for rektangulære tverrsnitt med hjørnearmering eller med armeringen fordelt langs sider på tvers av utbøyningsretningen. For andre tverrsnittsformer og med armeringen fordelt langs alle tverrsnitts sider, kan armeringsarealet innsettes som to tredeler av det samlede armeringsarealet om ikke nøyaktigere verdier benyttes. Spennarmering kan medregnes i armeringsarealet dersom det er fullt samvirke med betongen. For spennarmeringen skal f_{sd} ikke settes høyere enn den spenningen som tilsvarer en tøyning lik 2,5‰.

Ved beregning av geometrisk slankhet for søyle skal det tas hensyn til eventuell elastisk innspenning i fundamentplate.

For enkeltpel beregnes geometrisk slankhet som $\lambda = 4 l_e/D$ hvor D er pelediameteren og l_e er pelens lokale knekk lengde i uforskyvelig ramme.

For pilaren, som består av søyle, fundamentplate og peler, beregnes den globale ideelle knekklast ved å påføre søylen sentrisk vertikallast i topp tilsvarende maksimal last for bruddgrensetilstanden. Det regnes med lineært elastisk materiale E . Pelene regnes med homogent betong-tverrsnitt uten stålrør. Tilhørende ideell knekkspenning σ_e fås ved å dividere global knekklast på sum av betongareal for pelene. Den globale geometriske slankhet fås av:

$$\lambda = \pi \sqrt{E/\sigma_e}$$

Den globale slankhet kontrolleres så i henhold til kravene foran, innført ω_t for pelen.

Dersom den globale geometriske slankhet som bestemt foran, gir verdi i intervallet $(60 \sqrt{(1 + 4\omega_t)} \leq \lambda \leq 80 \sqrt{(1 + 4\omega_t)})$, kan det alternativt gjøres kontroll mot slankhetskravene basert på beregning av global ideell knekklast for pilaren påført kritisk lastkombinasjon for bruddgrensetilstanden, istedenfor sentrisk vertikallast. Tilhørende ideell knekkspenning σ_e bestemmes da som kraft i topp av mest påkjente pel ved knekklast dividert på betongareal for pelen. Den globale geometriske slankhet



bestemmes av uttrykket som før. Merk at dette alternativet i prinsippet innebærer at alle aktuelle lastkombinasjoner for bruddgrensetilstanden må undersøkes.

5.9.6.9.2

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.

5.9.6.9.3

Forskyvning av skråpeler på grunn av egenlast stålrør og ubalansert vanntrykk bør forhindres ved innbyrdes avstivning av pelene. Feilplasserte peler tillates ikke trukket til teoretisk korrekt posisjon etter ferdig ramming. Eventuelle krav til rekkefølge for utførelse av vannlensing og utstøping av peler angis i beskrivelse og/eller på tegning.

5.9.6.9.4

Dersom horisontale skjærkrefter ikke kan tas opp av løsmasser, bør fundamenttypen unngås, dersom en ikke gir spissen en helt spesiell utforming, slik at en sikrer overføring av kreftene.

5.9.6.9.5

Med forbindelse mellom bruoverbygning og søyle i form av glidelager i kombinasjon med slank pilar, bør det anordnes sikring som i en ulykkesgrensetilstand kan hindre stor ukontrollert forskyvning av søyle.

5.9.6.9.6

Det skal ikke foreskrives lavere fasthetsklasse enn B35 for betongen, og det skal normalt ikke prosjekteres med høyere fasthetsklasse enn B45.

5.9.6.9.7

Søyle med eventuell sokkel og fundamentplate forutsettes støpt som tørrstøp.

5.9.6.9.8

Samlet tverrsnittsareal av lengdearmeringen i pelene skal ikke være mindre enn $0,015A_c$ og normalt ikke større enn $0,030A_c$.

5.9.7 Spunt og slissevegger

5.9.7.1

Spunt og slissevegger skal dimensjoneres i overensstemmelse med kap. 4 (s.). Krav med hensyn til forankringer er gitt under pkt. 5.9.7. For øvrig vises til håndbok R762, prosess 83.

5.9.7.2

Stålspunt som inngår i den permanente konstruksjon, skal ha tilfredsstillende korrosjonsbeskyttelse eller være dimensjonert for korrosjonsutvikling, slik at restkapasiteten er tilfredsstillende etter 100 år.



5.9.7.3

Spunt som skal tjene som permanent støttemur, dimensjoneres i overensstemmelse med Prosjekteringsreglene. Om nødvendig skal spuntveggen isoleres mot frost i bakenforliggende løsmasser.

5.9.8 Forankringer

5.9.8.1 Generelt

Forankringskonstruksjoner i grunnen skal prosjekteres i overensstemmelse med Prosjekteringsreglenes bestemmelser. Forankringene skal minst bestå av 2 enheter dersom annet ikke er bestemt i spesielle regler.

Vinkel ν og medvirkende bergfigur skal velges i henhold til håndbok V220, kap.10, dersom ikke nøyaktigere metode anvendes, for eksempel BS 8081:1989. For krav til materialer og utførelse, se håndbok R762, prosess 83.7.

Når kabler og stag benyttes til forankringer, skal alle øvrige konstruksjonseenheter og kraftoverføringsdetaljer ha minst like stor kapasitet som kabelen/ staget.

5.9.8.2 Forspente forankringer i berg eller løsmasser

5.9.8.2.1

Forspente forankringer (bergankre) skal bare regnes med i kapasiteten dersom grunnen på forhånd er undersøkt og godkjent av geolog/geotekniker for slik forankring.

Total lengden i berg skal ikke være mindre enn 12 meter.

Det skal gjennomføres prøveoppspenning etter godkjente prosedyrer til 90 % av kabelens 0,1-grense ($f_{p0,1k}$) for å kontrollere forankringskapasiteten. Permanent oppspenning bør ikke overskride 75 % av 0,1-grensen. Forankringens kapasitet settes til permanent oppspenningskraft redusert for alle tap, men ikke høyere enn 67 % av spennforankringens 0,1-grense (partialfaktor $\gamma_{Rd} = 0,9$).

Permanente, forspente forankringer skal ha dobbel korrosjonsbeskyttelse.

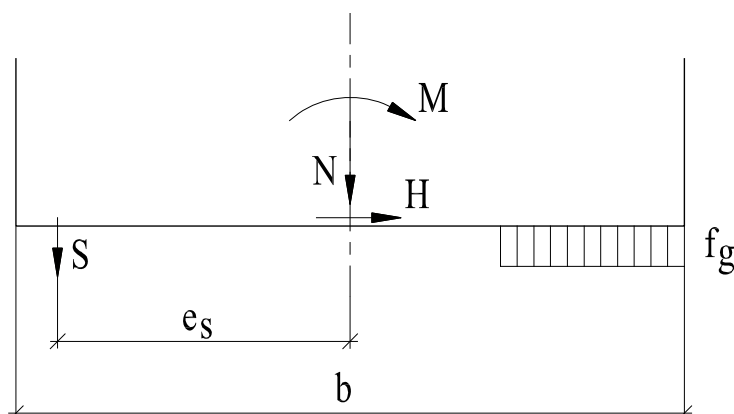
5.9.8.2.2

Ved kontroll av kapasitet i bruddgrensetilstanden medregnes kun bidrag fra gravitasjon og eventuelle bergankere.

Friksjonskoeffisient for glidning betong mot berg skal dokumenteres i det enkelte tilfelle, ev. bestemmes med bakgrunn i anerkjent litteratur etter vurdering av erfaren geolog.

I ferdigtilstanden, både for brudd- og ulykkesgrensetilstand, skal andelen p av total kapasitet som tillates tatt opp av bergankre begrenses til:

$$p \leq \begin{cases} 0,2 & ; \text{ingen omlagringsmulighet} \\ 0,3 & ; \text{omlagring kan finne sted} \end{cases}$$



Figur 5.18- Kapasitet av forankringer

For rektangulært fundament kan bergankrenes statisk nødvendig kapasitet S bestemmes fra følgende betingelser basert på énaksial bøyning, se figur 5.18:

1) Bestemt av velting:
$$\frac{S}{N} \frac{(1 + (2e_s)/b)N_0 - 2N - S}{N_0 - N} \leq \frac{p}{1 - p}$$

2) Bestemt av glidning:
$$\frac{S}{N} \leq \frac{p}{1 - p}$$

hvor:

$$N_0 = f_g b h$$

h - fundamentets dimensjon på tvers av bøyeretningen

f_g - dimensjonerende grunntrykk i bruddgrensetilstanden (ikke større enn betongens dimensjonerende trykkfasthet)

S - statisk nødvendig forankringskapasitet (ikke større enn bergankrenes dimensjonerende kapasitet)

Øvrige betegnelser, (b, e_s), se figur 5.18.

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 iht. pkt. 5.9.3 (s. 234 f.) skal derfor utføres med aktuell belastning basert på statisk nødvendig kapasitet på bergankre som bestemt etter dette punkt. Bergankre som ligger i trykksonen skal da medregnes fullt i grunntrykkskontrollen etter pkt. 5.9.3.5, men for øvrig reduseres til statisk nødvendig verdi.

5.9.8.2.3

I byggetilstanden tillates forspente bergankere benyttet iht. etterfølgende regler. Nødvendig vekt av medvirkende bergfigur skal multipliseres med en faktor f avhengig av den relative andel p av nødvendig kapasitet som opptas av bergankere.

Faktoren f bestemmes slik:

$$f \leq \begin{cases} 1,0 & ; \quad p \leq 0,3 \\ p/0,3 & ; \quad 0,3 \leq p \leq 0,6 \\ 2,0 & ; \quad p \leq 0,6 \end{cases}$$

5.9.8.2.4

Regler for dimensjonering av hengebruforankringer er gitt under pkt. [6.2.6 \(s. \)](#).

5.9.8.3 Motvektskasseforankringer

5.9.8.3.1

Kapasiteten av motvektskasseforankringer beregnes etter reglene gitt under pkt. [5.9.7.2](#), men med den begrensning at inntil 20 % av nødvendig kapasitet kan opptas av forspente bergankre også i det tilfellet at omlagring av krefter kan finne sted.

5.9.8.3.2

Antatt egenvekt av fyllmasser i ballastkasser skal dokumenteres. Se pkt. [1.3.2.4 \(s. \)](#).

5.9.8.4 Bergbolter

5.9.8.4.1

Ved kontroll av kapasitet i bruddgrensetilstanden medregnes kun bidrag fra gravitasjon og eventuelle bergbolter.

Ved bestemmelse av bergboltens kapasitet skal det benyttes modellfaktor som velges slik at modellfaktor x partialfaktor blir 2,0 eller større.

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

Alle bergbolter skal ha korrosjonsbeskyttelse som angitt i Statens vegvesens internrapport nr. 2374. For bolter som kun regnes virksomme i byggetilstanden, kan korrosjonsbeskyttelse sløyfes.

I ferdigtilstanden tillates inntil 10 % av nødvendig kapasitet opptatt av bergbolter der omlagring av krefter ikke kan finne sted. Der omlagring av krefter kan finne sted, kan inntil 20 % av nødvendig kapasitet tillates opptatt av bergboltene.

I byggetilstanden og for ulykkesgrensetilstand i ferdigtilstanden tillates inntil 50 % av nødvendig kapasitet opptatt av bergbolter.

Kapasitet regnes som vist under pkt. [5.9.7.2](#).



5.9.8.4.2

Bergboltenes forankringslengde i berg bestemmes som angitt i internrapport 2374, men skal ikke være mindre enn:

- ved tørrstøp, 60 Ø
- ved undervannsstøp, 80 Ø

der Ø er boltediameteren.

Ved undervannsstøp skal boltens forankringslengde opp i fundamentet økes med 150 mm ut over kravet i NS-EN 1992.

5.9.8.4.3

For støttemurer, kulverter, rammer uten ledd og landkar kan bergbolter og såledimensjoner dimensjoneres i overensstemmelse med internrapport 2374, dersom ikke nøyaktigere metode anvendes. Dette innebærer også at man normalt ikke trenger å kontrollere disse konstruksjonstypene for kravene i pkt. [4.3.2..2..2 \(s. \)](#) og pkt. [5.9.3.4 – 5.9.3.5 \(s. \)](#) da disse regnes ivaretatt ved dimensjonering etter internrapport 2374.

5.9.9 Drenering, tilbakefylling og erosjonsbeskyttelse

Krav med hensyn til oppbygging, komprimering og drenering av fyllmasser inntil kulverter, støttemurer og landkar er gitt i håndbok V220 og håndbok 100,-1 *Konstruksjoner i fylling*, pkt. 1.3.7.

For oppbygging av filterkonstruksjoner vises det til håndbok N200 *Vegbygging*, kap. 5.

Når det gjelder plastring for beskyttelse mot erosjon, gir håndbok V221 *Grunnforsterkning, fyllinger og skråninger, veiledning*. Det vises også til NVEs publikasjoner gitt under pkt. [5.9.1.2 \(s. \)](#).



5.10 Kabler og kabelsystemer

5.10.1 Innledning

5.10.1.1 Generelt

I dette avsnittet gis bestemmelser med hensyn til materialvalg, dimensjonering og konstruktiv utforming av kabler og kabelsystemer brukt som selvstendige konstruksjonselementer som for eksempel bærekabler for hengebruer, skråstag, barduner og forankringssystemer for flyte- og rørbruer. Material- og dimensjoneringskrav for slike konstruksjonselementer i annen utførelse enn kabler skal godkjennes av Vegdirektoratet i det enkelte tilfelle.

Bestemmelsene 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 kap.6 (s.).

Krav med hensyn til beregning av forankringer i grunnen er gitt i pkt. 5.9.7 (s.).

5.10.1.2 Grunnlag og dokumenthierarki

Det vises til pkt. 1.2.2 (s.).

5.10.2 Materialer og utførelse

5.10.2.1 Kabler

5.10.2.1.1

For hengebruer skal bærekabler og hengestenger leveres som spiralslåtte kabler i henhold til håndbok R410 *Kabler til hengebruer*; eller som kabler bygget opp av parallelle enkelttråder lagt i bunt, levert prefabrikkert eller montert sammen på stedet.

5.10.2.1.2

Bærekabel bygges opp av en eller flere spiralslåtte kabler som legges i lukket eller åpen bunt, eller av parallelltrådkabler ordnet i lukket bunt.

Kabel i lukket bunt skal bendsles for å sikre tverrsnittsformen. Bendslingen skal utføres slik at den er vanntett og skal tjene som ekstra korrosjonsbeskyttelse. Utførelsen skal godkjennes av Vegdirektoratet.

Kabel i åpen bunt bygges opp av enkeltkabler i inntil to lag og med fri avstand mellom lagene på minst 25 mm. Når kablene ligger i flere lag, skal den fri avstand mellom enkeltkablene i samme lag ikke være mindre enn 60 mm. Når kablene ligger i ett lag, skal den fri avstand mellom kablene ikke være mindre enn 30 mm. Kabelen skal være utstyrt med tilstrekkelig antall klemmer eller lignende som hindrer at enkeltkablene slår mot hverandre i sterk vind. Kabler i åpen bunt skal være av lukket utførelse, også hvor det kun benyttes en enkelt kabel.

5.10.2.1.3

Kabler for skråstag kan være:

- 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. Røret skal injiseres med godkjent injiseringsmasse, se for eksempel *Fib recommendation bulletin 30: Acceptance of stay cable systems using prestressing steels* (2005). Konstruksjonen skal godkjennes av Vegdirektoratet i det enkelte tilfelle.

5.10.2.1.4

Trådmaterialet skal være i samsvar med håndbok R410 *Kabler til hengebru*, med unntak av kabler bygget opp av parallelle tau eller parallelle tråder, se pkt. 5.10.2.1.3 foran.

5.10.2.2 Kabelhoder

5.10.2.2.1

Materialer til kabelhoder skal være i henhold til håndbok R410.

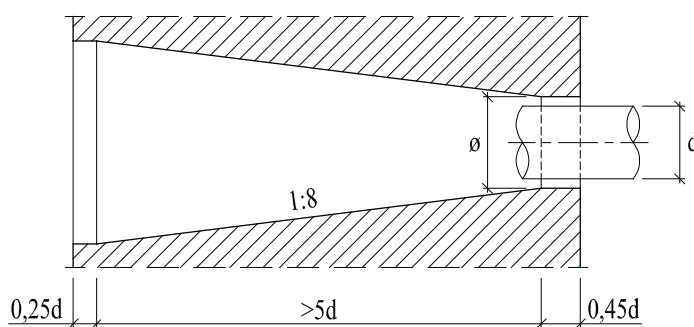
Kabelhodet skal ha et konusformet hull for innstøpning av kablen som vist på figur 5.19. Kabelhodets dimensjoner bestemmes på grunnlag av beregninger eller ved hjelp av forsøk.

Hulldiameteren ϕ kan uttrykkes ved:

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

der d er kabeldiameteren, og k en faktor hvis verdi bør vurderes spesielt, ev. i samarbeid med kabelprodusenten. For $d \geq 40 \text{ mm}$, bør k velges større enn 1,0.

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



Figur 5.19 - Kabelhode



5.10.2.3 Fasthetsegenskaper

Det vises til Statens vegvesens håndbok R410 *Kabler til hengebruer*.

5.10.3 Dimensjonering

5.10.3.1 Dimensjonerende lastvirkning

Krav til beregninger av brukonstruksjoner hvor kabel inngår som konstruksjonselement er gitt i kap. 6 (s.). For øvrig vises til pkt. 4.3 (s.).

5.10.3.2 Bruddgrensetilstanden

Ved kontroll av bruddgrensetilstanden settes kapasitet av bærekabel, hengestenger og skråstag til:

$$F_{Rd} = \frac{F_{uk}}{1,5\gamma_m}$$

hvor:

F_{Rd} = kabelens dimensjonerende kapasitet

F_{uk} = kabelens spesifiserte minimum bruddlast

γ_m = materialfaktor = 1,2

5.10.3.3 Utmattingsgrensetilstanden

Kontroll av utmattingsgrensetilstanden skal utføres etter anerkjente beregningsmetoder.

5.10.4 Konstruksjonskrav

5.10.4.1 Generelt

5.10.4.1.1

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

5.10.4.1.2

Skråstag, hengestenger og forankringssystemer for flyte- og rørbruer skal utføres slik at det muliggjør utskifting av kabelsystemets enkelte elementer.

Kabelfestene skal utformes slik at utskiftning kan foretas.

5.10.4.2 Forankring av kabel i kabelhode

Ustøpningen av konus skal utføres i samsvar med prosedyre godkjent av Vegdirektoratet. Det vises til Statens vegvesens håndbok R410 *Kabler til hengebruer*.

5.10.4.3 Sadler og hengestangsfester for spiralslätte, lukkede kabler

Hvor kablene føres over tårntopp eller kabelpilar, skal kabelen legges i kabelsadel av stål med utfrest spor som tilsvarer kabelens diameter, og som sikrer at kabelen ikke bøyes med mindre bøyeradius enn 30 x kabeldiametere. Linjelast mellom kabel og underlag skal være max. 2,5 kN/mm. Når kabel ikke ligger i utfrest spor, skal linjelasten mellom kabel og underlag ikke overstige 1,0 kN/mm. Friksjonskoeffisient mellom kabel og



underlag settes til 0,1 dersom ikke annen verdi dokumenteres. Sadelen skal gjøres 3 % lengre i hver ende enn teoretisk nødvendig.

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

Mellom hengestangbøyle (klembøyle) og kabel skal det legges inn spesielle aluminiumsforinger for å hindre at klemkraften påfører kabelen skader.

Kontroll av glidesikkerhet mellom kabel og klemmer eller sadelplate; lagertrykk mellom kabel og sadel; og klemkraft fra klemmer kan utføres som angitt i DIN 18 800.

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

5.10.4.4 Sadler og hengestangsfester for parallelltrådkabler

Hvor kablene føres over tårntopp, kabelpilarer og spredesadler, skal kabelen legges i kabelsadel som er inndelt i vertikale rom for hver vertikal rekke av delkabler. Radius for sadel skal ikke være mindre enn $30 \times$ diameteren for en delkabel. Friksjonskoeffisient mellom kabel og underlag skal ikke settes høyere enn 0,15 dersom ikke annet kan dokumenteres. Kabelen skal ikke ri mot skarpe kanter. Sadelen skal gjøres 3 % lengre i hver ende enn teoretisk nødvendig.

Hengestangsfester utføres av to halvdeler med innvendig sirkulær form. De to halvdelene bindes samme ved hjelp av skruer (gjengede stag). Av hensyn til duktilitet bør ikke skruene ha høyere fasthet enn 8.8. Gjengene skal valeses. Dersom skruene skal syrebeises i forbindelse med galvanisering, 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 en viss justeringsmulighet i tilfelle kabelens virkelige diameter avviker noe fra den beregnede diameter.

Kapasitet mot glidning av hengestangsfestet beregnes på følgende måte:

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

hvor:

G_{Rd} = dimensjonerende kapasitet mot glidning

K = samlet klemkraft i skruene (skruene spennes til 80 % av prøvelasten)

k_r = reduksjonsfaktor på klemkraften fra skruene = 0,7 (tidstap pga. relaksasjon i skruene og ytterligere sammenpakking av kabelen)

α_k = trykkfordelingsfaktor på klemkraften fra skruene = 2,8

U = hengestangkraften (settes inn med negativt fortegn når hengestangen festes til nedre del av hengestangsfestet)

α_u = trykkfordelingsfaktor på hengestangkraften = 1,4

μ = friksjonskoeffisient = 0,15

γ_m = sikkerhetsfaktor = 1,65



5.10.5 Parallelltrådkabler

Etter spinning/montering skal parallelltrådkabler kompakteres til sirkulær form ved hjelp av hydrauliske jekker. Kabelen sikres med stålbånd i maks. én meters avstand. Etter kompaktering skal kabelen vikles med enten S-formet tråd eller rundtråd. Stålbånd som er montert i forbindelse med kompakteringen, fjernes i forbindelse med viklingen. Tråd for vikling skal ha strekkfasthet min. 570 MPa og min. 8 % bruddforlengelse målt over 250 mm lengde. Rund vikletråd skal ha diameter 3,5 mm og strammes med kraft på 1,5 kN. Vikletråden festes til skruene (gjengestagene) i hengestangsfestene. Etter vikling med ståltråd, skal kabelen vikles med armert tape med dokumentert god bestandighet.

5.10.6 Overflatebehandling

5.10.6.1

Kabler og kabelsystemers enkelte elementer skal ha tilfredsstillende korrosjonsbeskyttelse. Kabler skal beskyttes med belegg, vikling eller av ytre, injisert beskyttelsesrør.

5.10.6.2

Overflatebehandlingen av spiralslåtte, lukkede kabler brukt som bærekabler eller hengestenger avhenger av det spinnemiddel som er benyttet ved kabelfremstillingen. Mht. behandlingen generelt, inkludert spesiell behandling av områdene ved kabelsadel og feste for hengestenger, vises det til krav utarbeidet for det enkelte prosjekt.

5.10.6.3

Ved kabelsadel og hengestangfester skal alle ståldeler som er i kontakt med kabelen, belegges med minimum 200 μm sprøytesink, og alle kanter avrundes med radius ikke mindre enn 5 mm.

5.10.6.4

Kabelhoder skal sprøyteforsinkes og males iht. håndbok R762, prosess 85.3.

5.10.6.5

Parallelltrådkabler for hengebruer skal avfuktes ved at tørr luft blåses gjennom kablene. Man kan ikke regne med å kunne blåse luft mer enn ca. 200 m i en kabel. Det vil si at maksimal avstand mellom innblåsingspunkt og utblåsingspunkt ikke bør overstige ca. 200 m.



5.11 Lager- og fugekonstruksjoner

5.11.1 Grunnlag og dokumenthierarki

Det vises til pkt. [1.2.2 \(s. \)](#).

5.11.2 Lager

5.11.2.1 Generelt

Mht. materialvalg og overflatebehandling av lagre vises det til håndbok R762, prosess 87.3.

5.11.2.1.1

Bruer skal utformes slik at antall oppleggsakser med lager begrenses mest mulig. Ved setningsproblemer og behov for å heve overbygningen ved jekking skal det forutsettes lager i den/de aktuelle akser iht. pkt. [5.9.3.7 \(s. \)](#) og pkt. [5.9.4.1.5 \(s. \)](#).

Lagerplassering og utforming av tilgrensende over- og underbygning skal være slik at en hensiktsmessig kraftinnføring oppnås. Betongkonstruksjonene under og ev. over lagre og jekkpunkter skal kontrolleres og armeres for spaltestrekkrefter.

Antall vertikallagre pr. akse skal normalt begrenses til to stk. for å forenkle jekke- og utskiftingsoperasjonen, og dermed minimalisere trafikkrestriksjonene. De to lagrene kan ha sidestyrings- eller fastholdingsfunksjonen. Alternativt kan aksene suppleres med et tredje lager som kun ivaretar sidestyrings- eller fastholdingsfunksjonen, dvs. uten vertikalkraftopptak. Kravet om 2 eller 3 lagre pr. akse gjelder til og med følgende brubredder:

- vegbruer med 2 kjørefelt og ensidig gangbane
- gatebruer med 2 kjørefelt og 2-sidig fortau
- vegbru med 3 kjørefelt og med rekkverk mellom kjøreretningene
- 4-felts motorveg med to separate bruer (kravet gjelder pr. bru)
- gangbruer

Med prefabrikkerte betongbjelker og antall bjelker pr. spenn større enn to, skal bjelkeender støpes monolittisk sammen med tverrbærer slik at to lagre er tilstrekkelig. Samme prinsipp gjøres gjeldende f.eks. for stålbjelker og plateelementer i betong.

5.11.2.1.2

Med to lagre i samme akse, orientert slik at horisontalkraft i bruas tverr- og/eller langsretning, ev. torsjonsmoment om vertikal akse, fordeles på begge lagre, bør over- og underbygningens stivhet i de aktuelle retninger vurderes.

Ved temperaturforskjeller eller forskjellige materialegenskaper mht. temperatur mellom over- og underbygning, skal stivheten mellom lagrene vurderes.

Tilleggskrefter pga. lagerslark og/eller unøyaktighet ved montasje skal tas hensyn til ved dimensjoneringen.



5.11.2.1.3

Lagre skal kunne inspiseres, se pkt. 5.2.5 (s.). Bruas over- og underbygning utformes og dimensjoneres slik at overbygningen kan jekkes opp for justering og utskifting av lagre. Anleggsflater for jekker skal være horisontale. Dette gjelder både ved opplegg på landkar/pilar og for uk overbygning. Mål knyttet til jekkpunktenes anleggsflater skal samsvare med nødvendig jekkestørrelse inkludert toleranser.

Glidelagre og andre typer bevegelige lagre skal ha påmontert millimeterskala og viser for enkel og sikker forhåndsinnstilling under montering samt oppfølging i driftsfasen.

5.11.2.1.4

Lagre for vertikalkraft på pilarer og landkar uten fugekonstruksjon skal normalt monteres horisontalt. For landkar med fugekonstruksjon og med brutrasé i stigning/fall i aksene, skal virkningen av bruas forskyvning på fugekonstruksjonen vurderes spesielt. Hvis vertikal forskyvning mellom landkar og overbygning i bruksgrensetilstand er større enn 5 mm, beregnet iht. NS-EN 1990, tabell NA.A2.6, lastkombinasjon *karakteristisk*, skal lager monteres med samme stigning/fall som overkant slitelag i lagerets glideretning.

5.11.2.1.5

Asfaltpapp brukt som lager er bare tillatt for fritt opplagte betongplater med spennvidder begrenset oppad til 5,0 m. Kontaktflate mot landkar skal være tilnærmet horisontal og forsynes med to lag asfaltpapp. Det mest belastede hjørnet på landkarets kontaktflater skal avfases for å unngå avskallinger.

5.11.2.1.6

Sidestyring mellom under- og overbygning med betong direkte mot betong eller stål, er ikke tillatt. Det samme gjelder med mellomlegg av asfaltpapp, EPS (ekspandert polystyren) mv.

5.11.2.2 Dimensjonerende lastvirkning

5.11.2.2.1

Dimensjonerende lagerbelastning beregnes i overensstemmelse med NS-EN 1990.

5.11.2.2.2

Ved kontroll av lagerforskyvninger skal det i tillegg til virkningene av temperatur, kryp, svinn, oppspenning og eventuelle andre laster, også tas hensyn til tidspunkt og temperatur ved lagermontasje, deformasjoner (også elastiske) og bevegelser på grunn av byggemåten, det statiske system, fundamentsetninger og lignende.

5.11.2.2.3

Krefter som overføres mellom tilstøtende konstruksjonsdeler gjennom lager- og fugekonstruksjoner, kan bestemmes på grunnlag av leverandørenes spesifikasjoner. Det skal tas hensyn til tids- og temperaturavhengige materialeegenskaper og mulig korrosjon i fugen.



For rulle- og glidelager skal det ikke antas lavere friksjonskoeffisienter enn:

a) Rullelager av stål

- med 1 til 2 ruller: $\mu = 0,03$
- med flere enn 2ruller: $\mu = 0,05$

b) Glidelager (stål mot teflon eller lignende)

- lagertrykk < 15 MPa: $\mu = 0,06$
- lagertrykk > 25 MPa: $\mu = 0,04$
- for mellomliggende verdier interpoleres det lineært

Merk at verdiene for glidelager inkluderer effekt av temperatur.

5.11.2.3 Dimensjoneringskriterier

5.11.2.3.1 Lagerbelastning

Opptredende belastning på lager skal ikke overskride leverandørens verdier for største og minste tillatte belastning. Kontrollen utføres normalt i bruksgrensetilstanden med lastfaktorer iht. NS-EN 1990, lastkombinasjon *karakteristisk*. For lagre med tillatt oppgitt belastning i bruddgrensetilstanden skal også denne grensetilstanden kontrolleres.

5.11.2.3.2 Lagerforskyvning

Lagerforskyvning beregnes normalt i bruksgrensetilstanden med lastfaktorer iht. NS-EN 1990, lastkombinasjon *karakteristisk*.

Dimensjonerende lagerforskyvning skal ikke overskride leverandørens verdier for tillatt forskyvning og vinkelendring (rotasjon).

5.11.2.3.3 Oppløft

Dimensjonerende lagerbelastning i bruksgrensetilstanden skal alltid være positiv (trykk) med mindre lageret er spesielt konstruert for opptak av strekk. Kontrollen utføres normalt med lastfaktorer iht. NS-EN 1990, lastkombinasjon *karakteristisk*.

Dimensjonerende lagerbelastning i bruddgrensetilstanden skal vanligvis være positiv (trykk) med mindre lageret er spesielt konstruert for opptak av strekk. Kontrollen utføres som angitt i pkt. [4.3.2.2.1 \(s. \)](#).

Oppløft fra lager ved kontroll iht. pkt. [4.3.2.2.1](#) kan i spesielle tilfeller aksepteres forutsatt at alle omlagringsvirkninger på grunn av dette er dokumentert og ivarettatt ved dimensjoneringen. I tillegg må enkeltkomponenter så som lagre og fuger, være konstruert slik at oppløft fra lager ikke gir skader eller nedsatt funksjonsdyktighet.



5.11.2.4 Konstruktive bestemmelser

5.11.2.4.1

Følgende bestemmelser gjelder for lagre i stålkonstruksjoner:

- I forbindelse mellom lager og stålkonstruksjon bør det benyttes passskruer.
- I tilfelle forbindelsen mellom lager og stålkonstruksjon beregnes som friksjonsforbindelse, skal det benyttes friksjonsskruer. For behandling av friksjonsflater vises det til håndbok R762, prosess 85.25.

5.11.2.4.2

Følgende bestemmelser gjelder for lagre i betongkonstruksjoner:

- Lageret skal kunne skiftes. Det er forutsatt at dette kan gjøres uten at betong må fjernes og/eller over/understøp foretas. Se. pkt. [5.2.5](#).
- Minste tillatte fri åpning mellom forankringsbolter er 120 mm
- Lagerets senter bør ligge minst 300 mm og forankringsboltens senter minst 150 mm fra kant av konstruktiv betong. Minste avstand fra kant lager eller glideplate til kant konstruktiv betong bør være 100 mm.

5.11.3 Fugekonstruksjoner

5.11.3.1 Generelt

Det vises til pkt. [5.2.2 \(s. \)](#).

Mht. materialvalg og overflatebehandling av fugekonstruksjoner vises det til håndbok R762, prosess 87.4.

5.11.3.1.1

Fugekonstruksjoner skal være av type som ikke er til ulempe for snøbrøyting. Løse fuger tillates ikke. Fugekonstruksjoner skal være avdempet slik at unødig støy unngås.

5.11.3.1.2

Fugekonstruksjoner bør være vanntette i hele bruas bredde og plasseres slik at vann på brudekket ledes bort uten å komme i kontakt med underliggende konstruksjoner eller lagere. Vanntette fuger bør bøyes opp ved kantdrager eller fortauskanter. Alternativt kan fugekonstruksjonen føres rett ut gjennom utsparing i kantdrager. Grunnen under må da sikres mot erosjon lokalt. Fugekonstruksjonen avsluttes plant med kantdragere ytterkant. Tetningsprofilen gis 50 mm utstikk i lavpunktene for å danne dryppnese. Fugekonstruksjoner på bruer uten kantdrager utformes tilsvarende.

Sluk bør plasseres nær inntil og "oppstrøms" fugen for å begrense vannmengden i fugeområdet.

Åpne fugekonstruksjoner kan benyttes. Sluk plasseres som angitt for vanntette fuger.

Under åpen fugekonstruksjon skal det anordnes for kontrollert vannavrenning. Hvis det i fremtiden kan forventes vegsalting i en eller annen form, skal den åpne fugen sikres slik at vannet ikke kommer i kontakt med konstruksjonsbetongen. Fugekonstruksjonen skal være tilgjengelig for inspeksjon fra undersiden, se pkt. [5.3.7.4.2 \(s. \)](#).



5.11.3.1.3

Fugekonstruksjoner bør kunne forhåndsinnstilles.

5.11.3.1.4

Fugekonstruksjonens slitasjedeler skal kunne demonteres for ett kjørefelt om gangen.

Det skal legges en terskel på hver side av fugen av hensyn til vintervedlikeholdet.

Terskelen kan for eksempel utføres av støpeasfalt og skal ha en bredde (målt i kjøreretningen) på min. 0,6 m på hver side av fugen.

5.11.3.1.5

Fugekonstruksjonen skal monteres etter at hele overbygningen er ferdig bygd, eventuelle stillaser revet og så sent som mulig i byggeperioden. Montasjen bør foretas etter at belegningen er ferdig utlagt. Overkant fugekonstruksjon innstilles til 5 mm under overkant slitelag.

5.11.3.2 Dimensjonering

5.11.3.2.1

Fugekonstruksjonen skal dimensjoneres med lastfaktorer som angitt i NS-EN 1990.

5.11.3.2.2

Det vises til Prosjekteringsreglenes pkt. 4.3.1.1.7 (s.) og pkt. 5.11.2.2.3 (s.) hva angår bestemmelse av krefter overført gjennom fugekonstruksjonen fra tilstøtende konstruksjonsdeler.

5.11.3.2.3

Fugekonstruksjoner skal dimensjoneres for forskyvninger som angitt for lager, se pkt. 5.11.2.2.2. (s.) og pkt. 5.11.2.3.2 (s.). Fugekonstruksjonens dimensjonerende forskyvninger skal ikke overstige fugekonstruksjonens kapasitet, angitt av leverandøren.

5.11.3.2.4

Avstanden mellom fugekanter eller lameller på tvers av kjøreretningen, og som hjulene kommer i kontakt med, skal ikke overstige 80 mm i bruksgrensetilstanden med lastfaktorer iht. NS-EN 1990, lastkombinasjon *ofte forekommende*.

For lastkombinasjon *karakteristisk* er 100 mm åpning akseptabelt.

For gangbane er de tilsvarende grenseverdier 40 mm og 50 mm.

Lameller på tvers av kjørebanen skal ikke ha mindre bredder enn 50 mm.

5.11.4 Betongledd

Betongledd kan anvendes i betongkonstruksjoner dersom det ved prosjektering og utførelse tas høyde for et sikkerhetsnivå og en levetid som gjelder for konstruksjonen for øvrig. Leddet skal ha gjennomgående armering.

Litteratur: Fritz Leonardt, *Vorlesungen über Massivbau - Zweiter Teil*, kap. 4.

6 Spesielle konstruksjonskrav

6.1 Fritt frembyggkonstruksjoner

6.1.1 Generelt

I dette avsnitt gis tilleggskrav for brukonstruksjoner utført som fritt frembygg. Tilleggskravene vedrører i alt vesentlig brukonstruksjonens byggetilstand. For øvrig skal brukonstruksjonen prosjekteres i overensstemmelse med Prosjekteringsreglenes øvrige bestemmelser.

Byggingen av fritt frembyggkonstruksjoner skal utføres i overensstemmelse med Statens vegvesens håndbok R762 Prosesskode 2, prosess 84.

6.1.2 Laster

6.1.2.1

Ugunstigste last på grunn av usymmetrisk utstøping av brukonstruksjonens overbygning bestemmes i overensstemmelse med forutsatt støperekkefølge.

6.1.2.2

Det skal dimensjoneres for ulykkeslast forårsaket av at en støpevogn faller ned fra kragarmen. Dynamisk effekt ved bortfall av vogn ivaretas ved at kragarmen påføres en oppadrettet last lik 50 % av vognvekten.

6.1.3 Dimensjoneringskriterier for byggetilstanden

6.1.3.1 Generelt

6.1.3.1.1

Kapasitetskontrollene skal ta utgangspunkt i betongens dimensjonerende fasthet på det tidspunkt lastene påføres konstruksjonen.

6.1.3.1.2

For konstruksjoner og konstruksjonsdeler som er svingningsømfintlige skal armeringstøyningene ved kontroll i bruddgrensetilstanden begrenses i overensstemmelse med pkt. [5.3.4.2.3 \(s. \)](#).

Ovennevnte krav gjelder ikke for eventuelle dynamiske virkninger av ulykkeslast, se pkt. [6.1.2.2.](#)

6.1.3.2 Tosidig utbygging fra hovedsøyle (uten hjelpesøyle)

6.1.3.2.1

Dersom det er nødvendig for å sikre korrekt utsetting av overhøyder og andre geometridata, skal strekkspenningene i søylen eller overbygningen på grunn av



skjevbelastning i byggetilstanden ikke overstige betongens dimensjonerende strekkfasthet gitt i NS-EN 1992-2. Kontrollen utføres i bruksgrensetilstanden, lastkombinasjon *Ofte forekommende* iht.NS-EN 1990, tabell NA.A2.6, og med laster på grunn av usymmetrisk utstøpning i overensstemmelse med pkt. [6.1.2.1](#).

Spenningene i søylen kan antas lineært fordelt, og beregnes for det urissede tverrsnitt.

6.1.3.2.2

I praksis kan ikke utbyggingen utføres med full symmetri i laster. Beregningen skal ta hensyn til den usymmetri som vil opptre under utførelsen av to symmetrisk beliggende seksjoner.

6.1.3.2.3

Som en forenklet regel kan konstruksjonen kontrolleres for lastvirkningene av en hel, usymmetrisk støpeseksjon plassert på ugunstigste måte.

6.1.3.3 Sikkerhet mot velting og sammenbrudd

6.1.3.3.1

Kontroll mot velting og sammenbrudd skal utføres i bruddgrensetilstanden ifølge pkt. [4.3.2.2](#) (s.).

6.1.3.3.2

Ved ensidig utbygging fra motvektslandkar skal kontroll mot velting og sammenbrudd utføres i bruddgrensetilstanden ifølge bestemmelser under pkt. [4.3.2.2](#) (s.).

Hvis det benyttes ballast, skal vekten av eventuelle ballastmaterialer regnes med som egenlast. Egenvekten av ballastmaterialet skal antas lik en forsiktig anslått middelvei. For øvrig vises til pkt. [1.3.2.4](#) (s.).

Virkning av mulige endringer i det statiske system, som f.eks. lagerløft eller store forskyvninger skal vurderes.

6.1.4 Konstruksjonsregler

6.1.4.1

Ved tosidig utbygging fra søyle skal utstøpingen utføres mest mulig symmetrisk. Dersom ikke helt spesielle utførelsesmetoder tilsier annet, skal etterfølgende støpetapper alternere side.

Materialer og utstyr som lagres på overbygningen skal plasseres mest mulig symmetrisk og i henhold til godkjent plan.

6.1.4.2

Ved sammenkobling av to brudeler må en ta hensyn til at geometriske avvik fra teoretisk plassering kan forekomme. Bruas kapasitet for nødvendig jekking skal kontrolleres før utførelse. Det skal etableres provisorisk avstivning over koblingsseksjonen for å forhindre relative forskyvninger under støp.



6.1.4.3

Bunnplata i overbygningen skal støpes i ett uten horisontale støpeskjøter.

6.1.4.4

Vertikale støpeskjøter skal utføres som angitt i pkt. [5.3.7.1.2 \(s. \)](#). Fortanning i overbygningens steg for støpeskjøter som ligger inntil søylehodet, skal tilstrebes lagt på innsiden av søylens lengdearmering.

6.1.4.5

Ved støpeskjøter i overbygningens topplate skal det påføres epoksyrim ned til overkant armering.

6.1.4.6

Det skal legges inn minimum to reserverør for spennkabler i topplata. Dersom rørene ikke benyttes, skal de injiseres samtidig med de siste kablene. Reserverørene skal føres fram til siste frie ende hvor oppspenning foretas.

6.2 Hengebruer og skråstagbruer

6.2.1 Innledning

I dette avsnittet gis tilleggskrav for prosjektering av hengebruer, skråstagbruer og tilsvarende konstruksjoner. For øvrig skal slike konstruksjoner prosjekteres i overensstemmelse med Prosjekteringsreglenes øvrige bestemmelser. Bestemmelser vedrørende prosjektering av kabler og kabelsystemer er gitt i pkt. 5.10 (s.).

6.2.2 Beregningsmodeller

6.2.2.1

Statisk beregning av hengebruer skal utføres etter en metode som tar hensyn til 2. ordens effekter og det statiske systems geometriske stivhet.

6.2.2.2

For skråstagbruer kan snittkrefter fra statiske laster beregnes på grunnlag av 1. ordens elastisitetsteori forutsatt at metoden tar tilbørlig hensyn til skråstagenes reduserte stivhet på grunn av pilen (nedhenget). For knekkingskontroll av tårn og brubjelke/-plate skal det benyttes regnemodell som tar hensyn til 2. ordens effekter.

6.2.3 Virkning av lengdeavvik i hengestenger

For hengestenger av typen kabel, skal det - når det ikke er mulighet for justering av lengden - antas et avvik i teoretisk lengde på min. 10 mm. Hengestengene dimensjoneres for virkningen av et slikt avvik (økning i relativ pil), dog ikke mindre enn et tillegg på 10 %.

6.2.4 Utskifting av skråstag eller hengestang

6.2.4.1

Hengebruer skal dimensjoneres for utskiftning av én hengestang, og skråstagbruer skal dimensjoneres for utskiftning av ett skråstag. Hvis hengestangen eller skråstaget er bygd opp av flere elementer som kan skiftes ut uavhengig av de øvrige, kan dette tas hensyn til ved dimensjoneringen.

6.2.4.2

Tilstanden skal kontrolleres for lastkombinasjoner i brudd- og bruksgrensetilstanden iht. til pkt. 4.3.2.2 og 4.3.2.3 (s.). Returperioder til naturlaster bestemmes etter pkt. 2.4.1.5 og 2.5.2.5. Det skal regnes trafikklast i alle felt unntatt avspærret areal i forbindelse med utskiftingen, På avspærret areal skal det regnes med følgende laster:

- Egenlast 20 kN ved stagforankring (vekt av stillas)
- Vekt av mobilkran lik 130 kN betraktet som uavhengig variabel last
- Nyttelast i 3 m bredde lik 0,5 kN/m² innenfor en avstand lik 2 × stagavstanden til begge sider av forankringspunktet. Lasten betraktes som en uavhengig variabel last.

6.2.4.3

Kapasitet av bærekabler og hengestenger bestemmes som angitt i pkt. 5.10.3.2 (s.).

6.2.4.4

For betongkonstruksjoner skal armeringsspenningene ikke overstige 300 MPa i bruksgrensetilstanden, lastkombinasjon *Sjeldent forekommende*. iht. NS-EN 1990, tabell NA.A2.6.

6.2.5 Brudd i skråstag/hengestang

6.2.5.1

Hengebruere skal dimensjoneres for plutselig brudd i en hengestang, og skråstagbruere for brudd i et skråstag. Dersom kabler eller hengestenger er montert parvis, gjelder kravet for samtidig brudd i begge enhetene.

6.2.5.2

Tilstanden skal kontrolleres i ulykkesgrensetilstanden iht. NS-EN 1990..

6.2.5.3

Skaden skal antas å inntreffe for bru med trafikklast iht. lastmodell 1. For permanente laster skal det regnes med et dynamisk tillegg som følge av bruddet.

6.2.5.4

Ved kontroll av kapasitet tillates store deformasjoner, men ikke slik at konstruksjonen eller deler av den bryter sammen. Det skal regnes med virkningen av forskyvninger ut fra 2. ordens teori.

6.2.6 Forankring av bærekabler i grunnen

6.2.6.1

Kablenes forankringspunkter, K-punkt, skal ligge over mark- og vann-nivå. Kabelkraften overføres fra forankringspunktet til en forankringskonstruksjon av betong i berg eller jord. Under mark- eller vannnivå 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 korrosjonsbestandig. Stålrør som ikke er rustfritt, tillates ikke. Mellomrommet mellom foringsrør og berg, og foringsrøret selv, skal injiseres.

6.2.6.2

Ved kontroll av forankringskapasitet i bruddgrensetilstanden medregnes kun 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:

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

hvor:

F_g - karakteristisk gravitasjonskapasitet

F_f - karakteristisk friksjonskapasitet

γ_m = 1,4 - materialfaktor; ivaretar usikkerhet i karakteristisk bergvolum

6.2.7 Inspeksjonsanordninger

6.2.7.1 Tårn

6.2.7.1.1

Tårn for hengebru og skråstagbru skal være utstyrt med nødvendige trapper, gangbaner, reposer og åpninger for lett og trygg adkomst til tårntoppen og innvendig i hele tårnet, til alle kabelfestepunkter/kabelsadler, til innvendige rom i hule rigler, til kjørebanelen og til fundamentene.

6.2.7.1.2

Trapp i tårn skal ha bunnrepos som dekker hele det indre tårntverrsnittet, avstigningsrepos ved hver åpning/utgang og hvilerepos for hvert 25. trinn. Dersom trappa utføres som spiraltrapp, skal den ikke ha mindre ytre radius enn 0,75m.

Det skal være trapp i begge tårnbein, eventuelt heis i det ene og trapp i det andre. Ved massivt tverrsnitt skal det være utvendig leider.

6.2.7.1.3

Alle utvendige åpninger skal utstyres med solide varmforsinkete ståldører som skal kunne stenges. Inngangsdørene ved kjørebanelnivå og fundamentnivå skal kunne låses. Foran inngangen ved kjørebanelen skal det være en plattform sikret med rekkverk. Det skal være lett og sikker adkomst til tårnsadler.

6.2.7.1.4

Tårntoppen skal være sikret med solid rekkverk med høyde minst 1,3 m.

6.2.7.2 Avstivningsbærer

6.2.7.2.1 Inspeksjonsvogn

Avstivningsbærer skal i hvert spenn utstyres med en underliggende, hjulgående inspeksjons-/arbeidsvogn. Vogna skal være minimum 3 m bred i bruas lengderetning, og i tverretningen skal den ikke ha mindre lengde enn avstivningsbærerens bredde.

Vogn for avstivningsbærer utført som fagverk bør strekke seg fra tverrbærer til tverrbærer. Vognas hoveddekke bør ligge ca. 30 – 40 cm under fagverket og i tillegg utstyres med en nedsenket plattform, 1 m bred i bruas lengderetning og med lengde som hovedplattformen. Nedsenket plattform skal være 1,9 m under fagverkets underkant og ha adkomst til hovedplattformen.



Vogn for avstivningsbærer utformet som kasse skal ha dekke liggende 2,1 m under avstivningsbæreren.

På hver side av avstivningsbæreren skal vogna være utstyrt med plattform med trapp som gir adkomst fra brubanen. Vogna inkludert adkomstenordningene skal utstyres med sklisikkert dekke.

Vogna skal tilfredsstille Arbeidstilsynets krav, men minimum dimensjoneres for:

- Flatelast 1 kN/m² og enkeltlast 2 kN med utstrekning 0,1 × 0,1m² plassert i ugunstigste stilling
- Bremselast lik 0,5 × vertikallasten
- Vindlast som for avstivningsbæreren; vogna regnes innkledd, dvs. med tette vegger

Vogna skal ha tilstrekkelig stivhet til at uønskede deformasjoner ikke oppstår.

Vogna skal sikres mot enhver form for avsporing eller forkiling, f.eks. 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 f.eks. bremseklosser som griper om skinnen.

Vogna skal utstyres med pålitelig motorfremtrekk. Kabelfremtrekk aksepteres ikke. Motoren skal være bygget for å stå ute, eventuelt skal motoren være demonterbar og egnet for manuell håndtering og utstyrt med bærehåndtak. Fremdrifts- og bremsesystem ved hjelp av tannstangsystem bør vurderes. Som reserve skal vogna være utstyrt med manuelt fremtrekksystem.

6.2.7.2.2 Mannhull, inspeksjonsluker og dører

Dersom avstivningsbæreren er utført som lukket kasse, skal den utstyres med mann hull, inspeksjonsluker og dører med trygg adkomst fra tårn og/ eller landfeste, se pkt. [7.2.8](#) og [7.2.9](#).

6.2.7.3 Bærekabler

Kablene skal være tilgjengelige for inspeksjon. Dersom kabel/kabelbunt har tilstrekkelig bredde og ikke er for bratt slik at det er mulig å gå på kabelen, skal den som et minimum utstyres med rekkverk/sikkerhetstau. 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.

6.2.7.4 Hengestenger

Behov for egen anordning for inspeksjon og vedlikehold av hengestenger vurderes i det enkelte tilfelle.

6.3 Bevegelige bruer

6.3.1 Generelt

Det vises til egne regler for det enkelte prosjekt.

6.3.2 Klaffebruer

Klaffebruer skal ha én klaff pr. spenn. Bruer med to klaffer, dvs. med ledd, fuge og låsebolter ute i det bevegelige spennet, er ikke tillatt.

Klaffen skal være tilstrekkelig fortung i den enden som løftes slik at låsing med bolter er unødvendig når brua er nede og dermed åpen for vegtrafikk. Det forutsettes 2 lager pr. klaff med minimums belastning på 100 kN pr. lager ved ubelastet bru.

Alle rotasjonslagre for klaff, løftestag, motvektsarmer, hydrauliske løftesyndere osv. skal ha sfærisk utforming. Løftesyndrene bør orienteres mest mulig stående. Med liggende orientering må økt slitasje forventes. Dette kan føre til driftsproblemer som unormale oljelekkasjer. Videre bør avstanden mellom hydraulisk pumpe og hydraulisk løftesyndler ha høy prioritet i planleggingen mht. minimalisering, presis åpne- og lukkesekvens og sikker drift..

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

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 løftesyndrene.

Hvis deler av løftesyndrene blir stående under høyeste observerte vannstand, skal de plasseres i vanntette rom. For syndrene, inkl. 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.

6.3.3 Svingbruer

Svingbruer kan ha én- eller to-armet svingemekanisme. To én-armete svingmekanismer pr. spenn, med fuge midt i spennet, er ikke tillatt.

Svingarmens tupp kan ha opplegg på utkrager fra naboaksen til svingspennets rotasjonsakse. For vegbruer er maksimal tillatt lengde på utkrager gitt i pkt. 5.2.3. Kravet gjelder for begge armer ved toarmet mekanisme.

Med unntak av første, andre og fjerde avsnitt, gjelder videre prinsippene i pkt. 6.3.2.

6.4 Steinhvelvbruer

6.4.1 Innledning

Dette avsnittet gjelder beregning og utførelse av steinhvelvbruer med mørtlede fuger og utfyller Prosjekteringsreglenes øvrige bestemmelser. Det vises også til veiledning for både beregninger og utførelse i håndbok V421 *Steinhvelvbruer*.

6.4.2 Systemanalyse

6.4.2.1 Bruer med overmurer og innfyllmasse

Bæresystemet antas å bestå av buen alene. Buens beregningsmessige tykkelse skal ivareta toleranser på steinstørrelsen, samt at fugene gjerne har mindre høyde enn selve hvelvsteinen.

Overmurenes/ innfyllmassens egenvekt, g , påføres buen som et vertikalt trykk $g_{vert} = \gamma h$, der γ er innfyllmassens egenvekt og h er høyden fra buens overkant til kjørebanelen, samt et horisontalt trykk $g_{hor} = K'_0 g_{vert}$, der K'_0 er innfyllmassens (effektive) hviletrykkskoeffisient.

Vertikale jevnt fordelte trafikkklaster på kjørebanelen, p , over halve eller hele brulengden, påføres buen som et vertikalt trykk p_{vert} lik trafikklasten, samt et horisontalt trykk lik $p_{hor} = K'_0 p_{vert}$

Vertikale akseltrykk (knivlaster) på kjørebanelen fordeles nedover i innfyllmassen med spredningsvinkel 30° (i begge retninger) og påføres belastet del av buen som vertikale og horisontale trykk på samme måte som jevnt fordelte trafikkklaster. Lasten kan modelleres som et jevnt fordelt trykk (vertikalt + horisontalt) på belastet del av buen. Den vertikale lastsummen må være lik akseltrykket.

6.4.2.2 Bruer med sparebuer over hovedbuen

Bæresystemet antas å bestå av hovedbue, søyler og sekundærbuer. Sekundærbuene beregnes som buer med overmurer og innfyllmasse, og opplagerkreftene føres nedover i søylene og ned på hovedbuen.

6.4.2.3 Andre forutsetninger i analysene

Virkninger av konstruksjonsmaterialets ikke-lineære egenskaper (null strekkstyrke) skal ivaretas i beregningsmodellen, enten ved ikke-lineære analyser eller andre anerkjente og dokumenterte metoder. Elastiske analyser er tilfredsstillende for konstruksjoner/ tilstander med moderat opprissing, se pkt.6.4.4.

E-modulen skal være representativ for det sammensatte materialet av stein og mørtel.

Effekter av trafikklastenes eksentrisitet i tverretningen skal ivaretas.

Buen belastes med jevnt fordelt brutemperatur iht. NS-EN 1991-1-5, figur NA.6.1, type 3, mens bidrag fra temperaturdifferanse kan neglisjeres.

For bruddgrensetilstanden gjelder:

- I lastkombinasjoner for kontroll av strekk i buen gis egenvekt lastfaktor 1,0.
- I lastkombinasjoner for kontroll av trykkspenning gis egenvekt lastfaktor 1,2.

Kritiske byggefaser skal kontrolleres. Opp til 1 meters høydeforskjell på mur/innfyllmasse skal antas, se pkt. 6.4.6. Konservative forutsetninger for jordtrykkskoeffisienter skal legges til grunn for horisontale trykk på buen.

6.4.3 Tverrsnittsanalyse av buen

Tverrsnittsanalysen kan forenklet forutsette et materiale med lineært elastisk oppførsel for trykktøyninger og null strekkstyrke (opprissing) for strekktøyninger. Se veiledning i håndbok V421 *Steinhvelvbruer*.

6.4.4 Dimensjoneringskriterier

I bruddgrensetilstand skal følgende kriterier være oppfylt:

- Trykklinjas eksentrisitet må ingen steder være større enn 1/4 av tverrsnittshøyden ($|M/N| < h/4$)
- Mørtelens/steinens dimensjonerende trykkfastheter må ikke overskrides

6.4.5 Andre beregninger

Overmurenes stabilitet skal kontrolleres i byggefaser og driftsfase.

6.4.6 Konstruksjonsregler

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

Buens geometri skal optimaliseres slik at største $|e| = |M/N|$ for egenvekt blir minst mulig.

Det skal benyttes en fugemørtel som har tilstrekkelig styrke (dimensjonerende fasthet) for beregnede opptredende trykkspenninger. Den skal videre ha en tetthet som minimaliserer eventuell vanngjennomtrengning, og luftinnhold som sikrer frostbestandigheten. Kvaliteten skal ikke i noe tilfelle være dårligere enn B35 SV-40.

Overmurer skal mures fra kemper (bueende) på begge sider, mest mulig symmetrisk om krona. Høydeforskjellen på overmurer/innfyllmasse på den ene sida av krona og den andre skal aldri være mer enn 1 meter.

Innfyllmassen skal utføres med god komprimering og drenering.

6.5 Skredoverbygg og tunnelportaler

6.5.1 Innledning

6.5.1.1 Generelt

I dette avsnittet gis tilleggskrav med hensyn til dimensjonering og konstruktiv utforming av skredoverbygg og tunnelportaler. For øvrig skal slike konstruksjoner prosjekteres i overensstemmelse med Prosjekteringsreglenes øvrige bestemmelser.

Skredoverbygg blir hovedsakelig bygd for å beskytte trafikantene mot naturhendelser som snø-, stein- og flomskred. Overbygg blir også brukt i andre sammenhenger, f.eks. av miljøhensyn for å verne natur og dyreliv mot konflikter med trafikken eller for å utnytte arealet over vegen. Portaler blir bygd for å sikre mot skred og nedfall i forskjæringer på tunneler, men også for å beskytte forskjæringer i høyfjellet mot akkumulasjon av drivsnø.

I de tilfeller der overbygg og portaler bygges for å beskytte mot skred og nedfall, må disse utformes og dimensjoneres for de aktuelle belastningene som dette medfører. Betongkonstruksjoner er godt egnet for å kunne oppta slike belastninger, men løsninger der betong- og stålkonstruksjoner fungerer i samvirke med overfylte løsmasser, er også aktuelt.

6.5.1.2 Grunnlag og dokumenthierarki

Det vises til pkt. 1.2.2 (s.) og pkt. 1.4.2 (s.). Med referanse til gruppe C i pkt. 1.2.2 (s.) henvises det her til Statens vegvesens internrapport 1436 *Stålrør som skredoverbygg*. Annen støtte for utforming og dimensjonering av skredoverbygg og tunnelportaler er håndbok 167 *Veger og snøskred* (håndbok 174 *Snow Engineering for Roads*).

Når det gjelder bruk av prefabrikkerte membraner, vises det til Statens vegvesens håndbok R510 *Vann- og frostsikring i tunneler*.

6.5.2 Skredoverbygg

6.5.2.1 Konstruksjonsforutsetninger

6.5.2.1.1 Skredforhold

Skredhistorikk og skredfare må detaljkartlegges med hensyn til type skred, frekvens, utbredelse, massetransport og hastighet som grunnlag for utforming og dimensjonering av tiltak. Overbyggene bør dimensjoneres for skred med en returperiode på 100 år.

6.5.2.1.2 Grunnforhold

Det må gjøres omfattende grunnundersøkelser for å kartlegge grunnens bæreevne. Særlig vekt må det legges på undersøkelser der det kan være fare for kvikkleire eller siltige masser som ved pålastning vil kunne gå til brudd. Stabilitetsforhold i urer bør også vurderes dersom skredoverbygg skal anlegges i urområder.

6.5.2.1.3 Plassering

Skredoverbyggene anlegges der vegen passerer et naturlig skredløp, eller i terreng der det er nedfall av stein/ is fra skjæringer eller bratte fjellsider. (Skredbanen for snø- og flomskred er oftest på skredvifter, bekkeløp, daler og gjel.) For å oppnå ønsket effekt er det viktig å ta hensyn til skredenes bevegelsesform/ strømningsforhold over konstruksjonen og utforme ledevoller og ledemurer slik at skredmassene kanaliseres over sikringstiltaket.

6.5.2.1.4 Vann

Skredbanene er ofte også dreneringsløp for vann. Dette fører 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. Konstruksjonen skal tettes mot vanninntrengning som kan føre til oversvømmelse og is i vegbanen.

6.5.2.2 Utforming

Skredoverbygg blir utformet med åpen eller lukket yttervegg avhengig av terrengforhold og konstruksjonstype. Det er ønskelig å ha åpen yttervegg på mange vegstrekninger av hensyn til lys og estetikk. Dette er særlig aktuelt på turistveger som mange steder er utsatt for skred. For å kunne oppta punktlaster fra skredblokker brukes gruspute på taket. Denne må dimensjoneres for forventet dynamisk last i henhold til håndbok 282 *Sikring av veger mot steinskred*.

Der det velges overfylte konstruksjoner skal det påses at samvirke mellom jord og skallkonstruksjon er tilfredsstilt. Det er viktig at tilbakefylling utføres slik at konstruksjonen får jevne, balanserte sidelaster for å hindre deformasjoner. Dette er spesielt viktig for nedfylte skallkonstruksjoner i stål.

Konstruksjonen må utformes slik at skredene går mest mulig uhindret over bygget for å redusere lastene.

Ledemurer for å styre skred over overbygget bør bygges parallelt med forventet skredretning eller med maksimum 10° vinkel i forhold til denne.

6.5.2.3 Dimensjonering

Skredoverbygg skal dimensjoneres for lastene fra forventet skredtype. Det skal tas hensyn til akkumulasjon av skredmasser over konstruksjonen, dynamiske krefter idet skredet passerer konstruksjonen, og sug-/ trykk-krefter på yttervegg. Det skal dessuten tas hensyn til eventuelle tilleggskrefter som skyldes at skredet forandrer retning ved treff av skredoverbygget.

Ved overbygg med bakfylling og nedfylte konstruksjoner skal tilleggskreftene fra jordtrykket tas hensyn til, og eventuelle samvirkekrefter mellom jord og skallkonstruksjon. Vertikale og horisontale laster skal overføres til terrenget ved stabile fundamenter og ankere eller støttekonstruksjoner. Stabilitets- og setningskontroll skal utføres.

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 bør minimum tas hensyn til en dreiningsvinkel på 10° under dimensjoneringen.

6.5.3 Tunnelportaler

Tunnelportaler vil være en naturlig fortsettelse av tunnelen ut i eller ut av forskjæringa. Portalen føres så langt ut i forskjæringa at den sikrer trafikantene mot nedfall og eventuell drivsnø. Tunnelportalen bør bygges med traktform for å redusere påkjørselsfaren, jfr. håndbok N500 *Vegtunneler*.

Portalen bør dimensjoneres for nedfall av stein og skred på samme måte som skredoverbygg. Portalens lengde bestemmes ut fra rekkevidden på eventuelle skred, og det vil i de fleste tilfeller være behov for å fylle over konstruksjonen for å redusere virkningen av skredlaster eller av estetiske hensyn. Portaler av stål og betongelementer bør dimensjoneres som samvirkekonstruksjoner mellom jord og skallkonstruksjon.

6.6 Støttemurer

6.6.1 Innledning

Mht. kontroll og godkjenning av prosjektmaterialet for det enkelte prosjekt, vises det til pkt. 1.5.5 (s.).

6.6.2 Støttemurer på berg

For støttemurer fundamentert på berg kan det pga. plassmangel være behov for å redusere sålebredden. En mulig løsning er å bruke passive, ikke oppspente bergbolter. Disse er behandlet i Statens vegvesens internrapport 2374 *Forankring med bergbolter ved fundamentering av støttemurer og landkar på berg*.

6.6.3 Støttemurer på løsmasser

Støttemurer fundamentert på løsmasser er behandlet i håndbok V220 *Geoteknikk i vegbygging*, bl.a. i kap. 6.

6.6.4 Spunt som støttemur

For spunt brukt som støttemur vises det til kap. 10 i håndbok V220. Forankringer med injiserte stag i berg eller løsmassestag er behandlet i samme kapittel. Det samme gjelder for bruk av vertikale forankringsvegger eller horisontale forankringsplater.

6.6.5 Armert jord

For støttemurskonstruksjoner som er forankret i bakenforliggende jordmasser ved hjelp av armeringsnett, armeringsduker, armeringsstenger, bånd av flattstål eller lignende, vises det bl.a. til kap. 16 i håndbok V220.

6.7 Kulverter og rør

6.7.1 Innledning

Det vises generelt til håndbok V220 *Geoteknikk i vegbygging*.

Mht. utforming av kulverter og rør brukt som vanngjennomløp eller underganger for veg- og/ eller gang- og sykkeltrafikk, vises det til håndbok 100-1 *Konstruksjoner i fylling* (under revisjon).

For fleksible kulverter og rør som er avhengig av omkringfylte masser for å oppnå bæreevne ut over egenvekt, dvs. en samvirkekonstruksjon, vises det til kap. 12 i håndbok V220.

Når det gjelder prefabrikkerte membraner til bruk for å beskytte nedfylte konstruksjoner, vises det til håndbok R510 *Vann- og frostsikring i tunneler*.

6.7.2 Kulverter og underganger i plaststøpt betong

For typiske løsninger, se håndbok 100-1.

Overgangsplater skal utformes iht. pkt. [5.3.7.5 \(s. \)](#).

6.7.3 Stålrør

Varmforsinkede stålrør er ikke tillatt brukt som vanngjennomløp. Det kan imidlertid tillates i øvre delen av et gjennomløp dersom det her bare sporadisk kommer i kontakt med gjennomløpsvannet. For typiske tverrsnitt, se kap. 13 i håndbok V220.

Korrosjonsbeskyttelse behandles i samme kapittel.

6.7.4 Plastrør

Det vises til håndbok N200 *Vegbygging* og egne regler for det enkelte prosjekt.

6.8 Ferjeleier og ferjekaibruer

6.8.1 Innledning

Ferjeleier er viktige knutepunkter i vegnettet, der overgang mellom transport på veg og sjø må skje effektivt. Dette stiller krav til sikre og funksjonelle løsninger. Deler av ferjeleiet får hard påkjenning med hyppige støtlaster fra ferjer og vegtrafikk. Dette stiller store krav til effektivt kraftopptak og gode energiabsorberende egenskaper. I tillegg vektlegges et enkelt og lite tidkrevende vedlikehold, godt tilrettelagt for utskifting av slitte eller overbelastede elementer. Som eksponerte trafikknutepunkter, er det et mål at ferjekaier med landområder framstår som gode eksempler med hensyn til estetikk.

6.8.1.1 Grunnleggende begrep

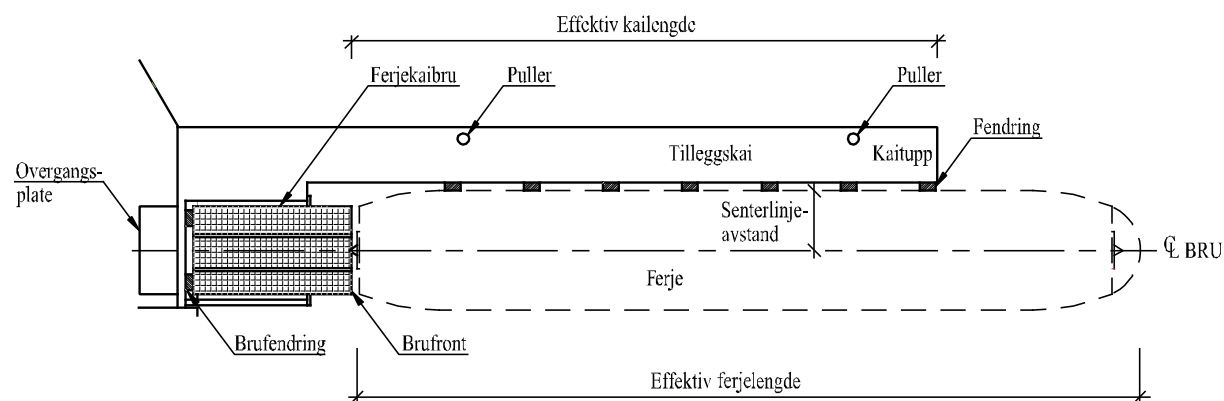
Et *ferjeleie* består av følgende hovedelementer:

- Ferjekai
- Landområde
- Havneområde

Ei *ferjekai* består av følgende elementer:

- Tilleggs kai
- Ferjekaibru
- Brubås
- Utstyr

Se også figur 3.1 og 6.1.



Figur 6.1 - Illustrasjonsfigur av ferjekai uten landområde

En del av elementene ovenfor er nærmere forklart i listen under:

Begrep	Forklaring
Aggregathus	Hus for hydraulisk og elektrisk utstyr for ferjeleiet
Brubås	Den del av kaikonstruksjonen som omslutter ferjekaibrua
Brufendring	Energiabsorberende konstruksjon mellom landkar og ferjekaibru
Brufront	Den del av ferjekaibrua som har anlegg på ferja
Deplasement	Mål for massen av det væskevolumet som ei ferje fortrenger. Maksimalt deplasement er summen av egenvekt av ferja og maksimalt tillatt nyttelast, angitt i tonn
Effektiv ferjelenge	Lengde fra recess til ende løftebaug i andre enden
Effektiv kailengde	Lengde fra brufront til det ytterste støttepunkt på tilleggskaien
Fallport	Stållem festet til ferja. Fungerer som overgangsplate mellom ferje og ferjekaibru ved lasting og lossing
Fenderverk	Energiabsorberende konstruksjon mellom tilleggs kai og ferje
Ferje	Bilferge
Ferjekaibru	Kjørbar forbindelse mellom ferje og kai
Heisebjelke	Horisontal bjelke som bærer ferjekaibrua ved heving og senking av denne
Heisetårn	Oppheng for ferjekaibruas heve- og senkeanordning
Landkar	Overgangskonstruksjon mellom ferjekaibru og land
Landområde	Oppstillingsplass, tilkomstveg, parkeringsanlegg, servicebygg, grøntanlegg, sjøfront, belysning, signalanlegg og billetteringsfasiliteter
Låsehake	Sikringshake montert på fallporten til ferja
Overgangsplate	Betongplate som er leddet til et stivt landkar for å redusere ulempene ved mulig setning i vegfylling inntil landkaret
Puller	Festeanordning for fortøying
Recess	Ferjas understøttelse for brufront
Senterlinjeavstand	Avstand fra ferjekaibrua sin senterlinje til ytterkant fenderverk, målt ved kote 0 + 1m
Sikringsbjelke	Horisontal bjelke som sikrer ferjekaibrua mot maksimalt utslag nedover og som stiver av heisetårn i tverr-retningen
Støttestag	Horisontalt stag som stiver av heisetårn mot landkar
Tilleggs kai	Den delen av kaien som ferja legges inntil
Utstyr	Pullere, kantlist, rekkverk, lysmaster, redningsutstyr og opplysningsskilt

6.8.1.2 Dokumenthierarki

Det vises til pkt. [1.2.2 \(s. \)](#).

6.8.1.3 Last på ferjekaier

Det vises til pkt. [3.5 \(s. \)](#) for trafikklast på ferjekaier (vegtrafikklast og last fra ferjer) og til Kap. [2 \(s. \)](#) for øvrige laster.

6.8.1.4 Dimensjonerende brukstid

Ferjekaien skal normalt prosjekteres for 50 års brukstid. Det vises for øvrig til pkt. [4.2.3 \(s. \)](#).

6.8.2 Ferjekaibru

6.8.2.1 Funksjonskrav til ferjekaibru

- a) Den skal kunne sikre en god og trygg forbindelse mellom ferje og land for både gående og kjørende. Rekkverkene skal dimensjoneres som angitt i gjeldende regler for brurekkverk.
- b) Den skal kunne oppta definerte støtlaster fra ferje ved hjelp av støtabsorberende fendere mellom ferjekaibru og landkar, og den skal også kunne oppta strekk mellom ferje og ferjekaibru. Ferjekaibrua må tåle virkning av vind på ferja når ferja ligger mot ferjekaibrua.
- c) Den skal kunne følge ferjas bevegelser ved kai. Den må være så vridbar at den hviler på ferjas recess under trafikkavvikling.
- d) Den skal kunne heises ved hjelp av hydrauliske sylindre, og opplagres slik at den minst klarer full tidevannsvariasjon. Videre må den opplagres slik at den kan legges ned på en sikringsbjelke der dette er aktuelt.
- e) Den skal på en enkel måte kunne monteres/demonteres og byttes ut.
- f) Utforming, plassering og dimensjonering av spalte på brufront skal være koordinert med utforming, plassering og kapasitet av låsehake på fallport.

6.8.2.2 Lengde på ferjekaibru

Lengde på ferjekaibru bestemmes på grunnlag av tidevannsvariasjon på stedet, høyden på landkaret og normert høyde på recess på ferja. Det skal fortrinnsvis benyttes en av de standardiserte lengdene 12 m, 15 m, 18 m eller 22 m.

6.8.2.3 Bredde på ferjekaibru

Bredde på ferjekaibru bestemmes på grunnlag av trafikkmengde og ferjestørrelse. Det skal for nye ferjekaier fortrinnsvis benyttes en av de standardiserte breddene 6m, 9 m eller 12 m. I eksisterende anlegg kan det i tillegg være akseptabelt å bruke bruer med bredde 4,5 m og 7,0 m.

6.8.2.4 Retningsavvik ved opplegg

Det skal for ferjekaibruer tas hensyn til retningsavviket som bevegelig trafikklast får pga skråstilt ferjekaibru, spesielt med hensyn på laster nær opplegg.

6.8.3 Spesielle krav til ferjas front

6.8.3.1 Recess

Recessen skal ha en utstrekning i ferjas tverretning som er minst $\frac{2}{3}$ av ferjekaibruas bredde.

Recessen skal ha en utstrekning i ferjas lenderetning som ligger i intervallet 0,51 m-0,60 m.

Recessen skal ligge minimum 0,60 m under bildekket, og i intervallet 1,70 m-2,80 m over vannspeilet.

6.8.3.2 Låsehake på fallport

Låsehakens plassering og utforming må være koordinert med tilhørende spalte på brufront. Låsehaken må dimensjoneres slik at den ryker dersom ferja trekker med større kraft enn 300 kN.

6.8.3.3 Lengde på fallport

Lengde på fallport skal være enten 1,5 m eller 2,7 m. Det velges samme fallportlengde på alle ferjer som trafikkerer samme samband.

6.8.4 Tilleggs kai og brubås

6.8.4.1 Funksjonskrav til tilleggs kai og brubås

- Konstruksjonene skal være sterke nok til å sikre trygge anløp ved normale forhold.
- Brubåsen omslutter og kobles til ferjekaibrua, og må underordne seg funksjonskrav til ferjekaibrua.
- Tilleggs kaien skal virke som støtte for ferje ved anløp til ferjekaibru og den skal være utstyrt med støtabsorberende fendere som sikrer et tilstrekkelig mykt opptak av støtenergi ved normal bruk. Den skal kunne overføre horisontale krefter inn til land eller ned til grunnen.
- Tilleggs kaien skal virke som en støtabsorbent i ekstreme tilfeller, dvs. ved laster større enn bruddlasten, definert i lastforskriften, og deformeres slik at det ikke oppstår alvorlig skade på passasjerer eller ferje.
- Tilleggs kaien skal dimensjoneres for gjeldende vegtrafikklast. Dersom den er åpen for fri ferdsel, må den også følge gjeldende regelverk med hensyn til trygg ferdsel for trafikanter.

6.8.4.2 Hoveddimensjoner

Det skal tas hensyn til hele ferjekaiens brukstid når hoveddimensjoner bestemmes. Hvis det er hensiktsmessig skal det legges til rette slik 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.

6.8.4.3 Fundamentering

Ferjekaien skal normalt fundamenteres direkte på berg eller peler til berg/faste masser, og den skal kunne overføre horisontale krefter inn til terreng eller ned til grunnen.

6.8.4.4 Erosjonssikring og vanndybde

Der grunnen under ferjekaien består av løsmasser eller det benyttes fylling i sjøen, skal disse erosjonssikres for opptredende virkning av strøm, bølger og propellstrøm.

6.8.4.5 Pullere

Tilleggs kaien eller terrenget skal utstyres med pullere for fortøyning av ferja. Pullerne må dimensjoneres for stedlige vind og strømkrefter på ferja, og det må tas hensyn til fortøyningskreftene og retningen. Tilleggs kai og pullere må dimensjoneres slik at det blir brudd i pullerne før tilleggs kaien.

**6.8.4.6 Bergankere**

Horisontale støt- og fortøyningskrefter tillates tatt opp av bergankere. For øvrig gjelder regler som angitt i pkt. [5.9.7 \(s. \)](#).

6.8.4.7 Landkar

Landkar utstyres med overgangsplate som for bruer, se regler som angitt i pkt. [5.3.7.5 \(s. \)](#).

6.8.4.8 Hydraulisk anlegg

Det hydrauliske anlegget utformes og dimensjoneres etter håndbok 175-2 *Standard ferjekaibruer: Elektrohydrauliske styringssystemer*.

6.8.4.9 Elektroutstyr

Elektroutstyret som eltavle, styreskap, sperrebommer, radiostyring og lysmaster utformes og dimensjoneres etter håndbok 175-2.

6.8.4.10 Annet utstyr

Annet utstyr som fendere, redningsutstyr, aggregathus, pullere, kantlister og rekkverk utføres og dimensjoneres etter håndbok 141 *Ferjeleier: Planlegging og prosjektering*.



6.9 Segmentbruer med kassetverrsnitt i betong

Det vises til egne regler for det enkelte prosjekt.

6.10 Fremskyvningskonstruksjoner

Det vises til egne regler for det enkelte prosjekt.

6.11 Buebruer

Det vises til egne regler for det enkelte prosjekt.

For utskifting av eventuelle hengestenger gjelder pkt. [6.2.5 \(s. \)](#).

6.12 Flytebruer

Det vises til egne regler for det enkelte prosjekt.

6.13 Rørbruer

Det vises til egne regler for det enkelte prosjekt.

6.14 Senketunneler

Det vises til egne regler for det enkelte prosjekt.



7 Utstyr og belegning

7.1 Innledning

7.1.1 Omfang

Dette kapitlet omhandler utstyr og belegning for bru. Bestemmelsene er generelle. Tilleggsbestemmelser for spesielle konstruksjonstyper er gitt i kap. 6 (s.).

7.1.2 Grunnlag og dokumenthierarki

Det vises til pkt. 1.2.2 (s.).

7.2 Utstyr

7.2.1 Rekkverk

Brurekkverk skal utformes i overensstemmelse med NS-EN1317 og håndbøkene 231 *Rekkverk*, 267 *Vegrekkverk* og 268 *Brurekkverk*. For øvrig vises til håndbok R762 *Prosesskode* 2, prosess 87.2.

7.2.2 Vannavløp og andre rørsystemer

Vannavløp og andre rørsystemer skal utformes iht. håndbok R762, prosess 87.5.

7.2.3 Jordingsanlegg

7.2.3.1 Faktorer som utløser krav om jordingsanlegg

Dersom konstruksjonen utrustes med elektrisk lavspennings-, høyspennings-, teleanlegg eller er føringsvei for høyspenningskabler, skal brua utstyres med jordingsanlegg iht. de elektriske forskriftene (FEL og FEF). Lynvern anlegg krever også jordingsanlegg. Instrumentering kan medføre at det må etableres et overspenningsvern som krever jordingsanlegg.

Bruer og andre konstruksjoner med elektrisk jernbane, sporveier osv. som krysser over, under, passerer nær inntil, eller som har andre former for høyspenningsanlegg i nærheten, skal vurderes spesielt og forelegges de respektive etater (selskap). Det skal spesielt utredes om returstrøm fra disse baneanleggene kan benytte brua som returledning, og hvilke farer og problemer det kan medføre.

Hvis brua eller konstruksjonen utelukkende er føringsveg for lavspenningskabler og tele- eller signalkabler med trekkerør innstøpt i betong, se pkt. 7.2.7.3.1 (s.), kan jordingsanlegg sløyfes. Men jordelektrode skal monteres uansett for å dekke eventuelle senere behov.

Det skal vurderes om brua på et senere tidspunkt kan bli utrustet med elektriske anlegg som da vil utløse krav om jordingsanlegg. Brukonstruksjonen skal da være forberedt og tilrettelagt for etablering av jordingsanlegg.

7.2.4 Belysning og arbeidsstrøm innvendig i bruer

Det skal installeres lys i alle hulrom som benyttes som gangvei eller er tilgjengelig for inspeksjon. Avstanden mellom lyspunktene skal ikke være større enn 20 m. 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 benyttes armatur beregnet på utendørs bruk, f.eks. 2 × 18 W armatur for lysstoffrør pr. lyspunkt eller tilsvarende effekt/ lysstyrke for andre lyskilder. Lyspunktene skal fungere uavhengig av om ett svikter.

Det skal installeres jordet uttak for arbeidsstrøm på hengebruer og skråstagbruer. Jordet uttak av typen 3/ 32A + j plasseres innvendig i tårnet ved kjørebanelnivå, i tårntopp, og innvendig i avstivningsbjelken ved hver ende og med 50 meters mellomrom dersom bjelken er utført som hulkasse.

Ved større betong- og stålkassebruer skal installasjon av arbeidsstrøm vurderes.

7.2.5 Vegbelysning

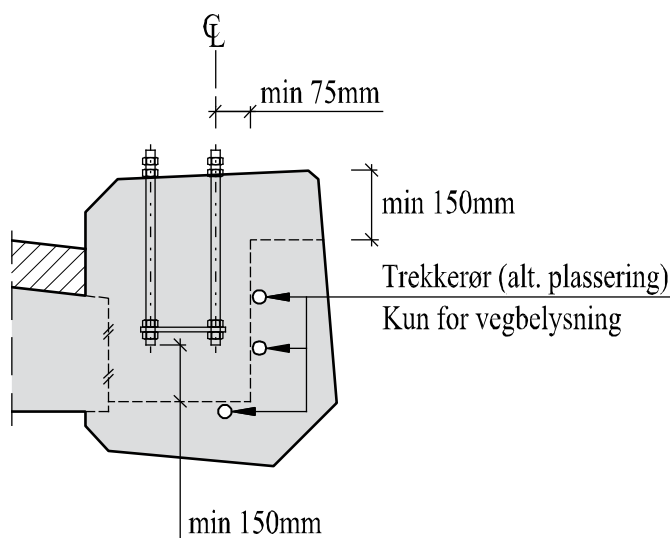
Generelt bør de fleste bruer forberedes for vegbelysning.

Hvis brua skal ha eller den skal forberedes for vegbelysning, og mast, rekkverk etc. som skal bære lyspunktene monteres på kantdrager, tillates trekkerør for framføring av strøm plassert i lav kantdrager iht. figur 7.1.

For betongrekkverk skal den siden som vender mot kjøre- og/eller gangbane ha overdekning til trekkerør på minst 150 mm. For øvrig gjelder kravene i figur 7.1 for flate som vender oppover og for boltegrupper for montering av topprekkverk.

Kravene gjelder også for vegbelysning plassert i skillet mellom kjøreretningene, dvs. med festebolter og trekkerør i selve brudekket.

Med oppbygd midtdeler mellom kjøreretningene, avgrenset med kantstein/betongkant, plasseres trekkerør i midtdeler. Eventuelle festebolter, både for rekkverk og lysmaster, plasseres også i midtdeler. Plassering helt eller delvis i brudekket bør unngås.



Figur 7.1 - Lav kantdrager i betong, tillatt plassering av trekkerør for vegbelysning



7.2.6 Sikkerhetsinstallasjoner for luftfart og skipstrafikk

Bruer som kan være et luftfartshinder skal utstyres med hinderlys. Hinderlysene skal være lett tilgjengelige for inspeksjon og vedlikehold. Krav om merking av luftfartshindre er gitt i *FOR 2002-12-03 nr.1384 : Forskrift om merking av luftfartshinder (BSL E 2-2)*.

Alle luftfartshindre skal registreres jfr. *FOR 2003-04-14 nr. 514 : Forskrift om rapportering og registrering av luftfartshindre (BSL E 2-1)*.

Bruer som går over seilleder skal utstyres med markeringslys/seillys og skilting. Markeringslysene skal være lett tilgjengelige for inspeksjon og vedlikehold. Det vises til *Kystverkets farledsnorm* og *IALA rekommendasjon for merking av faste bruer over navigerbart farvann*.

Nye bruer over farled, samt ombygging av eksisterende bruer som har konsekvens for farleden, skal rapporteres inn til kystverket.

Det vises til egne pkt. i håndbok V440 *Bruregistrering* om merking av seilløp og luftfartshindre.

7.2.7 Eksternt eide kabler og ledninger i bruer

7.2.7.1 Generelt

For bruer der det er aktuelt å føre tele- eller signalkabler, høyspenningskabler, vannledninger, kloakkledninger, avløpsledninger, fjernvarmeledninger eller installasjoner for gasser eller brennbare væsker gjennom eller under bruene, skal nødvendige planer utarbeides tilstrekkelig tidlig i planfasen slik at driftsikre og vedlikeholdsvennlige anlegg oppnås.

Når installasjonene er synlige, skal de utformes på en slik måte at de ikke virker skjemmende.

Installasjonene skal utformes med bestandige materialer og tåle de påkjenninger de forventes å bli utsatt for gjennom planlagt levetid. De skal være sikret mot påkjørsel og hærverk. Det skal tilrettelegges for enkel utskifting av slitasjedeler eller andre deler som har levetid mindre enn planlagt for anlegget. Ved utforming av overgang mellom overbygning og landkar skal det tas hensyn til bruas bevegelse.

Drift og vedlikehold av installasjonene skal kunne foregå uten innvirkning for trafikken både på og eventuelt under brua.

Adkomst til brukasser eller til inspeksjonsanordninger for utvendige installasjoner, skal sikres med låsing. Adkomsten administreres av Statens vegvesen.

I tillegg til krav gitt her skal installasjonene planlegges, bygges, drives og vedlikeholdes i henhold til de lover, forskrifter og retningslinjer som gjelder for de enkelte installasjonstypene. Dette gjelder også merking av installasjonene. Hvis det er behov for egne sikkerhetsinstrukser, skal disse plasseres ved alle adkomståpninger. Alle installasjoner skal merkes med eier samt kontaktadresse. Behov for tilleggsmerking (installasjonstype, andre tekniske data m.m.) skal vurderes i hvert enkelt tilfelle.

Når det gjelder krav til elektrisk utstyr, innstøpningsgoods, kabelbruer, opphengsdetaljer m.m., se håndbok R762, prosess 87.6.

Skriftlig avtale om eierskap og vedlikeholdsansvar skal utarbeides, se. pkt. [1.4.6 \(s. \)](#).



7.2.7.2 Kontroll og godkjenning

For alle installasjoner skal type, tekniske hoveddata, plassering, monteringsdetaljer etc. framgå av bruplanene. Bruplanene kontrolleres og godkjennes på vanlig måte iht. pkt. 1.5 (s.).

For høyspenningskabler og ledninger for vann, kloakk, avløpsvann, fjernvarme, gasser og brennbare væsker skal det i tillegg gjøres en separat utredning som vedlegges bruplanene. Utredningen bør derfor utarbeides tidlig i planfasen og senest i løpet av forprosjektfasen. Den skal inneholde en vurdering av tekniske og økonomiske forhold, samt samfunnets sårbarhet forsyningsmessig ved brudd. Utredningen skal inkludere en risikoanalyse som minimum dekker følgende forhold der det er relevant:

- Lekkasje fra installasjonene
- Fare for eksplosjoner eller brann
- Risiko knyttet til trafikkulykker med påfølgende brann
- Risiko knyttet til hærverk
- Kortslutning/ jordslutning
- Overføring av farlig eller forstyrrende strøm/ spenning til andre installasjoner, både i normal- og feilsituasjon
- Skade eller forstyrrelse fra elektromagnetiske felt
- Hvilken risiko utgjør installasjonene for personer som utfører bruvedlikeholdet
- Eventuelle spesielle forhold i overgangssonen mellom bru og veg/ fylling
- Risiko for korrosjon (vekselstrømkorrosjon) av spennarmering (for- eller etterspent)

Tilsvarende utredning som beskrevet i det foregående, skal også gjennomføres for føring utenom bru som grunnlag for å bestemme om installasjonene skal føres utenom eller i/ under brua. Utredningene skal igangsettes og bekostes av aktuell serviceetat.

For høyspenningskabler skal det i tillegg foreligge en underskrevet uttalelse fra elektroansvarlige i regionen, som bekrefter at løsningen er iht. gjeldende regelverk på området.

7.2.7.3 Installasjonsspesifikke krav

7.2.7.3.1 Tele- og signalkabler

Kabler med spenning opptil 50 V defineres som tele-/ signalkabel.

Trekkerør kan legges over den konstruktive delen av bruplatten, f.eks. i opphøyet del av fortau eller gangbane.

Plassering av trekkerør i kantdragere ikke tillatt. Untatt er trekkerør for strømkabler til vegbelysning, se pkt. 7.2.5.

Trekkerør kan plasseres i den konstruktive delen av betongtverrsnittet hvis avstanden fra ytterside trekkerør til betongoverflaten er minimum 0,15 m. Trekkerørene skal plasseres innenfor den overflatearmering som tilhører konstruksjonsdelen. For avstand fra trekkerør til armering gjelder overdekningskravene gitt i pkt. 5.3.6.2 (s.). Det skal

dokumenteres at betongtverrsnittet med fratrekk av trekkerør har tilstrekkelig bæreevne.

Innstøpte trekkerør skal utformes slik at vanninntrengning hindres. Alle lavpunkt skal dreneres slik at ansamling av kondensvann unngås.

Kablene kan også plasseres under bruplaten eller inne i brukassen uavhengig av konstruktivt materiale. De skal da anordnes systematisk på egnede kabelbruer eller i bunter av trekkerør. Avstand til flater på brua eller innbyrdes mellom f.eks. bunter skal være slik at inspeksjon og nødvendige vedlikeholdstiltak er praktisk gjennomførbare.

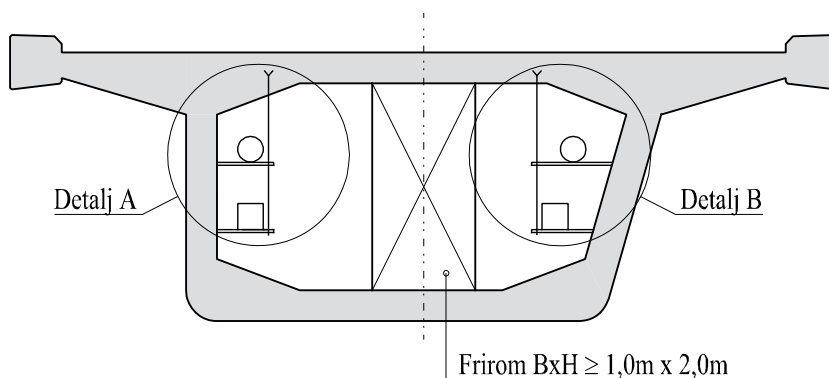
For enkeltenheter gjelder følgende krav til minimumsavstander, unntatt ved tverrskott og festepunkter, se figur 7.2 og 7.3:

- For runde enheter er d minste avstand til vegg
hvor: $d \geq 0,75 D$
 D = enhetens diameter $\leq 0,3$ m
- For rektangulære enheter er k minste avstand til vegg
hvor: k = den største av K_1 og K_2
 $K_1 \leq 0,2$ m
- For større enheter gjelder kravene vist i figur 7.4

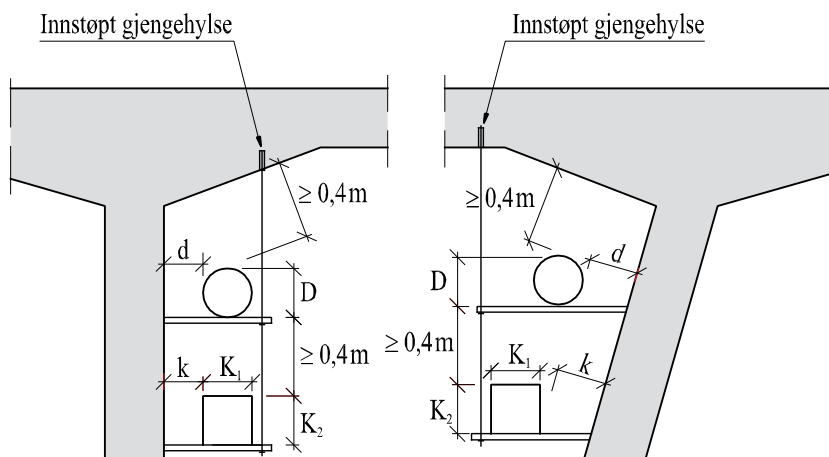
I tillegg skal det være minimum $B \times H = 1,0 \times 2,0$ m fri gjennomgående passasje. Kravet gjelder også for festepunktene.

Kabelbruens størrelse eller antall trekkerør skal planlegges med hensyn til framtidig behov.

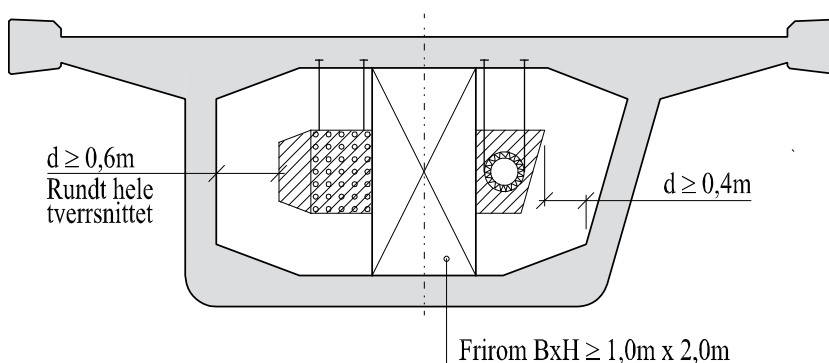
Avstand mellom tele-/ signalkabler og høyspenningskabler skal være iht. kabelleverandørs krav eller minimum 0,6 m.



Figur 7.2 - Kabel- og ledningsplassering i kassebru i betong



Figur 7.3 - Detalj A og Detalj B



Figur 7.4 - Kabel- og ledningsplassering i kassebru i betong, store enheter

7.2.7.3.2 Høyspenningskabler

Kabler med spenning over 1 000 V AC eller 1 500 V DC defineres som høyspenningskabler.

Høyspenningskabler skal utstyres med vern slik at det skjer en momentan utkobling ved jordfeil eller kortslutning. Oljeisolerte kabler er ikke tillatt i bruer.

Muligheten for at kabelbrann skal oppstå og utvikle 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.

Høyspenningskabler tillates ikke lagt i kantdrager, opphøyet gangbane eller fortau.

Høyspenningskabler kan for kortere bruer plasseres i den konstruktive delen av betongtverrsnittet. Forutsetningen er at kabelens tre ledere er buntet sammen i en trekant, og at kabelen er praktisk trekkelig for den aktuelle brulengden. Lederne plassert i separate trekkerør er ikke tillatt. Avstanden fra øverste trekkerør til overkant konstruktivt brudekke skal være minimum 0,3 m. Til øvrige betongoverflater er kravet



0,15 m. Trekkerørene skal plasseres innenfor den overflatearmering som tilhører konstruksjonsdelen. For avstand fra trekkerør til armering gjelder overdekningskravene gitt i pkt. 5.3.6.2 (s.).

Det skal dokumenteres at betongtverrsnitt med fratrekk av trekkerør har tilstrekkelig bæreevne.

Innstøpte trekkerør skal utformes slik at vanninntrengning hindres. Alle lavpunkt skal dreneres slik at ansamling av kondensvann unngås.

All armering som er tilnærmet parallell med kablene innen en avstand på 0,2 m, skal for innstøpte trekkerør være sammenbundet med tverrarmring i alle krysningspunkter.

Kablene kan også plasseres fritt under bruplaten eller inne i brukassen uavhengig av materiale. For kabler med de tre lederne er buntet i en trekant, gjelder kravene til minimumsavstandene på figurene 7.2 og 7.3.

For fritt plasserte kabler der lederne ligger i samme plan, økes minimumskravene med 0,2 m.

I tillegg skal det være minimum 0,8 m fri bredde på den ene siden for inspeksjon. Kravet gjelder også for festepunktene.

Mht. fri passasje gjelder pkt. 7.2.7.3.1.

Avstand fra kabel (ledere i trekant) til for- eller etterspent armering som er tilnærmet parallell med kabelen, skal være minimum 0,5 m. Dette gjelder høyspenningskabler både i trekkerør og fritt plassert. For kabler med ledere i samme plan økes minimumskravet med 0,2 m.

For gjennomføringer i stålkonstruksjoner som tverrbærere, tverrskott etc., er minimum fri avstand fra kabel til konstruksjonsdelen 0,2 m. Avstanden kan reduseres til 0,1 m ved bruk av brannhemmende tiltak.

7.2.7.3.3 *Væskeførende ledninger*

For ledninger som fører vann, avløpsvann, kloakk etc., må frostsikring vurderes spesielt. Det samme gjelder skadevirkning på brua og eventuell tredjepart ved lekkasjer. Bruer med kassetverrsnitt som har væskeførende ledninger, skal forsynes med åpen drenasje for å unngå fylling ved lekkasjer og dermed statisk overbelastning. Selvåpnende ventiler, for at brukassen skal være mest mulig tett under vanlig drift (f.eks. ved avfuktingsanlegg), tillates ikke. Drenasjen skal dimensjoneres for fullt ledningsbrudd. Hvis det er flere ledninger, skal drenasjens kapasitet vurderes spesielt.

For krav til minimumsavstander, se pkt. 7.2.7.3.1.

Mht. fri passasje gjelder pkt. 7.2.7.3.1.

7.2.7.3.4 *Ledninger for fjernvarme, gasser og brennbare væsker*

Ledninger for fjernvarme, gasser og brennbare væsker tillates bare i unntakstilfelle ført under eller gjennom bruer. Det utarbeides egne krav for det enkelte prosjekt. For minsteavstander, se pkt. 7.2.7.3.1 hvis ikke annet er spesifisert.



7.2.8 Mannhull, luker og dører for inspeksjon

I overbygning, pilarer/ tårn etc. utført som hultverrsnitt, skal det installeres mannhull, luker og dører ordnet i et slikt omfang at hele hulrommet kan inspiseres fra innsiden. Kravet gjelder ikke mindre hulrom som f.eks. sparerør i betongkonstruksjoner og mindre hultverrsnitt i stål, som ikke er forutsatt skal inspiseres fra innsiden.

Fra utsiden skal det være hensiktsmessig og trygg adkomst til innvendige rom for inspeksjon. Adkomsten skal kunne stenges med låsbare luker eller dører. Alle luker og dører som kan låses på en eller annen måte, skal i en nødsituasjon kunne åpnes fra innsiden uten nøkkel.

Utforming og størrelse av mannhullene tilpasses brutypen, men skal være minimum 800×800 mm evt. $\varnothing 900$ mm i horisontale flater, og $b \times h = 800 \times 2000$ mm i vertikale flater.

Høydekravet i vertikale flater gjelder når tilstøtende rom har fri høyde større eller lik 2,4 m. Ved fri høyde 1,6 m er høydekravet til åpningen 1,4 m. Det interpoleres for mellomliggende verdier. Hjørner på mannhull, luker og dører med firkantet eller rektangulær form, kan avfases 45° , maksimalt 0,15 m målt fra hjørnet langs de to sidene, eller avrundes med radius inntil 0,25 m.

Kassebjelker som forutsettes åpne for inspeksjon, skal ha åpning i alle tverrskott iht. kravene foran. Hvis kasselengden er mindre enn 400 m, kan åpningen i den ene endetverrbæreren sløyfes og erstattes med mannhull i bunnplaten nær landkar.

Kassebjelker i betong skal mellom tilkomståpningene i hver ende nevnt foran, forsynes med mannhull i bunnplaten med maksimal avstand 400 m. Mannhullene plasseres nær pilarer.

7.2.9 Trapper og gangbaner

Alle trapper, reposer, plattformer og gangbaner skal ha solid rekkverk med høyde minst 1,2 m.

Gangbaner og rette trapper skal ikke ha mindre bredde enn 0,8 m.

Alle trapper, reposer, plattformer og gangbaner skal dimensjoneres for en nyttelast på 2 kN/m^2 . De skal i tillegg dimensjoneres for en punktlast på 1,5 kN med belastningsflate $0,1 \times 0,1$ m.

For øvrig henvises til bestemmelsene i Byggeforskriftene.

7.2.10 Nivelleringsbolter

Bruoverbygning med spennvidde større enn 10 m skal utstyres med nivelleringsbolter av messing. Boltene skal plasseres parvis (på begge sider av brua), enten i kantdrager eller direkte i bruplata dersom den er uten kantdrager. Som et minimum skal boltepar plasseres ved opplegg og i feltmidte. For bruer med mer enn 25 m spennvidde skal boltepar i tillegg plasseres i 4-delspunktene. For bruer med mer enn 100 m spennvidde skal det plasseres boltepar med maksimal avstand 25 m i bruas lengderetning. Inndelingen tilpasses slik at opplegg, feltmidte og 4-delspunkter dekkes. For andre konstruksjoner vurderes behovet for nivelleringsbolter i hvert enkelt tilfelle.



Det skal foretas innmåling ved ferdigstillelse av konstruksjonen. Verdiene føres inn på en egnet Som Bygd-tegning. Det skal framgå hvilke fastpunkter som er benyttet, krav til målenøyaktighet, forslag til innmålingshyppighet og eventuelt andre forhold som kan være av betydning for målingene. Nevnte dokumentasjon skal framgå av IDV-planen, se pkt. [1.4.7 \(s. \)](#).

7.2.11 Signal- og bomanlegg for brystengning

For enkelte spesielle brukonstruksjoner kan det være forutsatt at det monteres sikringssystemer med signallys og bomber for å kunne regulere og eventuelt stenge innkjøringen. Det vises til kap. [6 \(s. \)](#) og til prosjekteringsgrunnlaget for det aktuelle prosjekt.

7.2.12 Instrumentering

Enkelte brukonstruksjoner kan være forutsatt instrumentert for systematisk registrering av brukonstruksjonens bevegelser eller annen lastrespons eller for overvåkning av eventuelle beskyttelsessystemer, lekkasjer, korrosjon eller annen nedbryting, se håndbok 212 Metodikk for instrumentering, dokumentasjon og verifikasjon av konstruksjoner. Oppfølgingsprosedyrer skal framgå av IDV-planen, se pkt. [1.4.7 \(s. \)](#).

Det vises til kap. [6 \(s. \)](#) og til prosjekteringsgrunnlaget for det aktuelle prosjekt.

7.2.13 Diverse

7.2.13.1 Overflatebehandling av ståldeler

Det vises til pkt. [5.4.6 \(s. \)](#).

7.2.13.2 Lager, ledd og fugekonstruksjoner

Det vises til pkt. [5.11 \(s. \)](#).

7.3 Belegning

7.3.1 Generelt

I etterfølgende punkt gis bestemmelser om belegningsklasser for brudekker, mens krav til belegningsvekter er behandlet i pkt. [2.3.2.2 \(s. \)](#).

7.3.2 Belegningsklasser for brudekker

Brubelegningens hovedfunksjon er å hindre skade på det bærende brudekket. Dette gjøres ved å fuktisolere brudekket for å hindre forvitring av betong og korrosjon på stål, samt å beskytte brudekket og fuktisoleringen mot mekanisk slitasje fra trafikken. Bruk av salt i vintervedlikeholdet og brudekkets slitasjepåkjenning er de viktigste momentene i denne vurderingen.

Aktuelle belegningstyper for nye bruer deles inn i følgende klasser:

A1 Asfaltslitelag direkte på brudekket

Ingen form for impregnering eller fuktisolering av betongen. Vil beskytte brudekket mot trafikkslitasje, men vil ikke gi beskyttelse mot vann og salt ovenfra.

A2 Asfaltslitelag med forenklet fuktisolering av brudekket

Omfatter impregnering av betongbrudekket med et materiale som tetter og/eller øker styrken i det øverste laget av betongen før asfaltslitelaget legges. Impregneringen vil gi en viss beskyttelse mot vann- og saltnedtrengning i betongen, men beskyttelsen har begrenset effekt og levetid.

A3 Asfaltslitelag med full fuktisolering av brudekket

Forutsetter ett eller flere fuktisolerende lag mellom brudekket og belegningens slitelag. Belegningsklassen representerer en fullstendig og mer varig beskyttelse av brudekket.

B1 Påstøp av betongslitelag med heft til konstruksjonsbetongen

Slitelaget støpes ut sammen med det bærende brudekket ved at det støpes med større overdekning over overkantarmeringen.

B2 Betongslitelag støpt monolittisk sammen med konstruksjonsbetongen

Påstøpen består av et eget betonglag som kontaktstøpes mot underliggende bærende brudekke, etter at dette har herdnnet og unnagjort en betydelig del av sine deformasjoner. Påstøpsbetongen proporsjoneres spesielt med hensyn til slitestyrke. Betongen vil som hovedregel inneholde stålfiberarmering og skal limes til underbetongen.

Med brudekke menes her kjørebane, fortau eller gangbane, midtrabatt etc. og brudekke for separate gangbruer. For midtrabatter etc. kan slitedelen erstattes med andre materialer.

På tette brudekker av stål og tverrforspente brudekker av tre skal det alltid benyttes belegningsklasse A3, se tabell [7.1](#).



For brudekker av betong skal det benyttes belegningsklasser i henhold til tabell 7.1.

I tillegg til saltbruk og slitasjeforhold skal det vektlegges om brudekket er slakkarmert eller spennarmert, eller om brudekket er en del av en bærende stålkonstruksjon, med eller uten samvirke.

For fortau og gangbaner bestemmes belegningsklasse av forholdene på tilstøtende kjørebane og tabell 7.1.

Slitasje-forhold pga. piggdekk	Salting i vinter-vedlikeholdet	ÅDT	Slakkarmert brudekke på betongbru	Spennarmert brudekke og stålbru med betongdekke	Tett stål-dekke	Tre-dekke, tverrforspent
Liten slitasje	Ingen salting	< 1000	A1 A2 B1 (t ≥ 30) B2 (t ≥ 60)	A2 A3 B1 (t ≥ 30) B2 (t ≥ 60)	A3	A3
	Litt salting	< 2000	A2 A3 B1 (t ≥ 30) B2 (t ≥ 60)	A3 B1 (t ≥ 30)		
Stor slitasje	Mye salting	≥ 2000	A3 B1 (t ≥ 40) ^{a)} B2 (t ≥ 60) ^{a)}	A3		

Tabell 7.1- Valg av belegningsklasser

t [mm] er tykkelse av betongslitelaget (kommer i tillegg til nødvendig armeringsoverdekning).

^{a)} Bare aktuelt for mindre bruer på veg med betongdekke.

Valg av belegning skal gjøres med utgangspunkt i en planleggingshorisont på 20 - 30 år, dvs. hvis det f.eks. ikke er behov for vegsalting i dag, men må forventes innenfor perioden, så skal det planlegges for vegsalting. Det bør tas hensyn til planer for framtidig endring eller ombygging av brua. Valg av belegning og framtidig belegningsvedlikehold må ses i sammenheng.

Trafikktutviklingen på brua må klarlegges ved bruk av trafikkprognoser. Både totalt trafikkvolum og andel tunge kjøretøy er av interesse.

Trafikkmønster og -hastighet er med på å bestemme kravene til slitelagets jevnhet og stabilitet på belegningen. Det må klarlegges om trafikken vil flyte fritt over brua eller om det er fare for kødannelse og stopp f.eks. på grunn av kryss eller rundkjøringer ved bruenden.

Hyppig skifte av slitelagstype (betong /asfalt) langs en vegrute må unngås. På viktige vegruter (stamveg, viktige riksveger) bør betongslitelag unngås på små bruer med asfaltdekke på tilstøtende veg. Hvis det tilsvarende er betongslitelag på tilstøtende veg, må også små bruer ha betongslitelag.



Faste fugekonstruksjoner gir ikke mulighet for å regulere slitelagstykkelsen opp eller ned. Valg av belegningsklasse og fugekonstruksjon er derfor ikke uavhengige valg. Slitelagets tilslutning til fuge skal detaljeres, også med hensyn til framtidig vedlikehold. Oppstående nivåforskjeller må kunne kiles ut med enkle midler.

Klimaet har betydning for om det skal brukes salt i vintervedlikeholdet. Videre må det tas hensyn til temperaturforhold ved valg av materialer i belegningen. Lave temperaturer og hurtige temperatursvingninger kan medføre sprekkdannelse i asfalt og frostskader i betong. Høye temperaturer i asfalten kan medføre stabilitetsproblemer.

På grunn av faren for instabilitet og siging skal man være spesielt oppmerksom på solinnfall mot asfaltdekke på bruer med sterk stigning, og da spesielt hvis slik geometri faller sammen med akselerasjons- og retardasjonsområder.

7.3.3 Beskyttelse av nedfylte konstruksjoner

Nedfylte konstruksjoner som kulverter, rør, løsmassetunneler, veglokk, tunnelportaler og skredoverbygg skal beskyttes mot overflatevann som trenger ned i grunnen. Bruk av prefabrikkerte membraner skal være iht. håndbok R510 *Vann- og frostsikring i tunneler*.

For bruk av sprøytemembraner vises det til egne regler for det enkelte prosjekt.

8 Eksisterende og midlertidige bruer

8.1 Generelt

Eksisterende og midlertidige bruer på riks- og fylkesveg forvaltes iht. håndbok R411 *Forvaltning, drift og vedlikehold av bruer*. Ved beregning av maksimalt tillatt trafikklast for bruer, skal håndbok R412 *Bruklassifisering: Lastforskrifter for klassifisering av bruer og ferjekaier i det offentlige vegnett* legges til grunn for hele det offentlige vegnettet.

Der håndbok R411 eller R412 er uten særskilte bestemmelser, skal Håndbok N400 legges til grunn for alle typer tiltak på eksisterende og midlertidige bruer.

8.2 Trafikklaster

8.2.1 Bruklassifisering

Ved klassifisering av eksisterende bruer og andre konstruksjoner skal trafikklaster være iht. brukslastene definert i håndbok R412 (tyngste brukslast er Bk10/60 med totalvekt 60 tonn og lastlengde 18,0 m). Det samme gjelder klassifisering for spesialtransporter.

Til støtte for klassifiseringsarbeidet, kan håndbok 239 *Bruklassifisering: Lastforskrifter 1920 - 1973 og brunormaler 1912 - 1958* brukes. Dette er en samling av tidligere lastforskrifter, samt normaler for mindre standardiserte bruer.

8.2.2 Spesielle vegnett

Ved opprettelse av spesielle vegnett som mobilkrannett og 100-tonnsnett skal trafikklastene iht. håndbok R412 brukes.

Det er ikke definert eget vegnett mht. bæreevnen for modulvogntog (totalvekt 60 tonn, lastlengde 21,0 m og maksimal kjøretøylengde 25,25 m). Bruer trafikkert med modulvogntog forutsettes klassifisert for Bk10/60 iht. håndbok R412.

8.2.3 Midlertidige bruer

Midlertidige bruer, dvs. bruer med kortere funksjonstid enn 5 år, kontrolleres for trafikklast iht. pkt. [8.2.1](#), eventuelt også pkt. [8.2.2](#) hvis aktuelt.

8.3 Forsterkning/ombygging

8.3.1 Midlertidig forsterkning/ombygging

Ved midlertidig forsterkning/ ombygging, dvs. når funksjonstiden er kortere enn 5 år, skal det ved prosjekteringen minst legges til grunn den brukslast som gjelder for tilstøtende bruer/ vegstrekning/ vegnett. Videre skal det avklares spesielt hvilken belegningsvekt som skal legges til grunn.

8.3.2 Permanent forsterkning/ombygging

For permanent forsterkning/ ombygging, dvs. når funksjonstiden er lengre enn 5 år, skal det ved prosjekteringen legges til grunn den bruksklassen som forventes å gi tilfredsstillende trafiksikkerhet og framkommelighet i hele den planlagte funksjonstiden. Tilsvarende gjelder for mobilkrannettet og 100-tonnsnettet, se pkt. [8.2.2](#).

For bruer på strekninger med beredskapsmessig betydning, som f.eks. spesialtransporter i tilknytning til kraftbransjen, vurderes tilsvarende.

Hvis brua skal ha en funksjonstid på mindre enn 50 år, begrenses trafikklasten oppad til dimensjonerende laster angitt i pkt. [3.3.1. \(s. \)](#) multiplisert med faktoren 0,8. Er funksjonstiden stipulert til mer enn 50 år, begrenses trafikklasten oppad til dimensjonerende laster i kap. [3 \(s. \)](#).

Belegningsvekter iht. pkt. [7.3 \(s. \)](#) skal legges til grunn ved dimensjoneringen.

8.4 Eksisterende bruer som inngår i nye veganlegg

For eksisterende bruer som planlegges å inngå i nye veganlegg, skal det påvises ved LCC-analyse (levetidskostnad) at løsningen er optimal. Dette gjelder også dersom bruken endres f.eks. fra vegbru til gangbru.

Eksisterende bruer som inngår i nye veganlegg forutsettes oppgradert slik at trafiksikkerheten blir tilsvarende øvrige deler av anlegget. Videre skal et eventuelt forfall innhentes, dvs. det forutsettes utbedring av skader og mangler som sikrer minst 20 års funksjon i vegnettet med et for brutypen normalt nivå på drift og vedlikehold. Spesielt skal det sikres at det også utover nevnte 20 års funksjonstid blir unødvendig med tiltak som kommer i konflikt med trafikkavviklingen.

Hvis brua skal ha en funksjonstid på mindre enn 50 år, begrenses trafikklasten oppad til dimensjonerende laster gitt i pkt. [3.5.1. \(s. \)](#). Hvis brua skal ha mer enn 50 års funksjonstid i det nye veganlegget, skal den kontrolleres for trafikklastene i kap. [3 \(s. \)](#).

Mht. belegningsvekter skal pkt. [7.3 \(s. \)](#) legges til grunn for kontrollen.



8.5 Ombygging av eksisterende bruer

Ved ombygging av eksisterende bruer skal oversiktstegning ajourføres eller eventuelt tegnes opp på nytt. Oversiktstegningen skal i den grad det er mulig tilfredsstille krav i håndbok R700 *Tegningsgrunnlag* for både påbygd og eksisterende del av brua. Se pkt. [1.4.5.2](#).

8.6 Utskifting av overbygning

Ved ombygging som omfatter full utskifting av overbygning, skal reglene for nye bruer legges til grunn for prosjekteringen.



www.vegvesen.no/Fag/Publikasjoner/Handboker

ISBN-82-7207-640-4

Trygt fram sammen