# 1 Hensikt og omfang

Dette ~~kapitlet inneholder~~ regelverket skal benyttes ~~retningslinjer~~ for prosjektering ~~og beregning og konstruksjon av jernbanebruer~~ av følgende konstruksjoner på Jernbaneverkets banenett.

- jernbanebruer
- overgangsbruer
- andre bærende konstruksjoner
- forskaling, stillaser, reisverk og andre hjelpekonstruksjoner for utførelsen av byggearbeidet hvis de går over, under eller er plassert så nært inntil jernbane at et eventuelt sammenbrudd kan berøre jernbanen
- andre midlertidige konstruksjoner som kan berøre jernbanetrafikken

Med jernbanebru menes konstruksjon med fri åpning (lysvidde) ≥ 2,0 m påvirket av jernbanetrafikk.

Med bærende konstruksjoner menes konstruksjon som skal prosjekteres, bygges og forvaltes som bru, herunder løsmassetunneler, tunnelportaler, skredoverbygg og støttemurer (betong og naturstein), permanent spunt og slissevegg.

Dersom annet ikke er angitt skal det regnes med en dimensjonerende brukstid på 100 år.

~~Regler for bruer vil kunne inngå i anbudsunderlag ved anbudsinnbydelse på prosjektering av jernbanebruer.~~

# 2 Standarder

De undernevnte standardene benyttes for prosjektering.

## 2.1 Byggetegninger

NS 2400 Format og fortrykk på tegneark

NS 2401 Målestokker

NS 2402 Angivelse av pos. nr.

NS 2410 Tegning av bærende metallkonstruksjoner

NS 3037 Betongelementtegninger

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 8307 Målsetting. Referanselinjer

NS 8308 Målsetting. Metoder

NS 8330 Tegninger for betongkonstruksjoner

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

## 2.2 Maskintegninger

NS 1400 Alminnelige tegningsprinsipper

NS 1403 Bokstaver og tall

NS 1404 Generelle tegningsregler

NS 1409 Tegning av gjengede deler

NS 1410 Målsetting

NS 1413 Toleranser – angivelse

NS 1416 Bretting av tegningskopier

NS 1418 Symboler og stykklistebetegnelser

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 produktdokumentasjon

NS-EN ISO 3098-2 Skrift. Latinsk alfabet, tall og tegn

NS-EN ISO 6410-1 Gjenger og gjengede deler. Generelle bestemmelser

## 2.3 Prosjektdokumenter, beskrivelser

NS 3420 Beskrivelsestekster for bygg og anlegg

NS 3450 Prosjektdokumenter for bygg og anlegg

NS 3459 Elektronisk overføring av prosjektdata

Statens vegvesen håndbok R761, Prosesskode - 1

Statens vegvesen håndbok R762, Prosesskode - 2

Statens vegvesen håndbok N400 Bruprosjektering

Statens vegvesen håndbok V220 – Geoteknikk i vegbygging

## 2.4 Konstruksjonsstandarder

Prosjekteringsstandarder med nasjonale tillegg og eventuelle rettelsesblad:

### 2.4.1 Generelt

NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016 Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner

~~NS-EN 1990/A1 Endringsblad A1(Annex A2: Bruer)~~

NS 5814:2008 Krav til risikovurderinger

### 2.4.2 Allmenne laster

NS-EN 1991-1-1:2002+NA:2008 Tetthet, egenvekt og nyttelast i bygninger

NS-EN 1991-1-3:2003+NA:2008 Snølaster

NS-EN 1991-1-4:2005+NA:2009 Vindlaster

NS-EN 1991-1-5:2003+NA:2008 Termiske påvirkninger

NS-EN 1991-1-6:2005+NA:2008 Laster under utførelse

NS-EN 1991-1-7:2006+NA:2008 Ulykkeslaster

### 2.4.3 Trafikklaster

NS-EN 1991-2:2003+NA:2010 Trafikklast på bruer

### 2.4.4 Betongkonstruksjoner

NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008 Prosjektering av betongkonstruksjoner Del 1-1 Allmenne regler og regler for bygninger

NS-EN 1992-2:2005+NA:2010 Prosjektering av betongkonstruksjoner – Del 2: Bruer

NS-EN 12794:2005+A1:2007/AC:2008 Prefabrikkerte betongprodukter. Fundamentpæler

### 2.4.5 Stålkonstruksjoner

NS-EN 1993-1-1:2005+A1:2014+NA:2015 Prosjektering av stålkonstruksjoner Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger

NS-EN 1993-1-3:2006+NA:2015 Prosjektering av stålkonstruksjoner Del 1-3: Konstruksjoner av kaldformede tynnplateprofiler

NS-EN 1993-1-4 :2006/A1:2015 Prosjektering av stålkonstruksjoner Del 1-4: Konstruksjoner av rustfritt stål
NS-EN 1993-1-5 :2006+NA:2009 Prosjektering av stålkonstruksjoner Del 1-5: Plater påkjent i plateplanet

NS-EN 1993-1-6: 2007+NA:2009 Prosjektering av stålkonstruksjoner Del 1-6: Skallkonstruksjoner

NS-EN 1993-1-7: 2007+NA:2009 Prosjektering av stålkonstruksjoner Del 1-7: Plater påkjent normalt på plateplanet

NS-EN 1993-1-8: 2005+NA:2009 Prosjektering av stålkonstruksjoner Del 1-8: Knutepunkter og forbindelser

NS-EN 1993-1-9: 2005+NA:2010 Prosjektering av stålkonstruksjoner Del 1-9: Utmattingspåkjente konstruksjoner

NS-EN 1993-1-10: 2005+NA:2009 Prosjektering av stålkonstruksjoner Del 1-10: Materialets bruddseighet og egenskaper i tykkelsesretningen

NS-EN 1993-1-11: 2006+NA:2009 Prosjektering av stålkonstruksjoner Del 1-11: Kabler og strekkstag

NS-EN 1993-1-12: 2007+NA:2009 Prosjektering av stålkonstruksjoner Del 1-12: Konstruksjoner av høyfast stål

NS-EN 1993-2: 2006+NA:2009 Prosjektering av stålkonstruksjoner – Del 2: Bruer

NS-EN 1993-5: 2007+NA:2010 Prosjektering av stålkonstruksjoner – Del 5: Peler (spunt)

### 2.4.6 Samvirkekonstruksjoner

NS-EN 1994-1-1: 2004+NA:2009 Prosjektering av samvirkekonstruksjoner av stål og betong Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger

NS-EN 1994-2: 2005+NA:2009 Prosjektering av samvirkekonstruksjoner av stål og betong Del 2: Bruer

### 2.4.7 Trekonstruksjoner

NS-EN 1995-1-1:2004+A1:2008+NA:2010 Prosjektering av trekonstruksjoner Del 1: Allmenne regler og regler for bygninger

NS-EN 1995-1-1:2004/A1:2008 Endringsblad A1

NS-EN 1995-1-1:2004/A2:2014 Endringsblad A2

NS-EN 1995-1-2:2004+ NA:2010 Prosjektering av trekonstruksjoner Del 1-2: Brannteknisk dimensjonering
NS-EN 1995-2:2004+NA:2010 Prosjektering av trekonstruksjoner – Del 2: Bruer

### 2.4.8 Geoteknikk

NS-EN 1997-1:2004+A1:2013+NA:2016 Geoteknisk prosjektering – Del 1: Allmenne regler

NS-EN 1997-2:2007+NA:2008 Geoteknisk prosjektering – Del 2: Prosjektering basert på grunnundersøkelser og laboratorieprøver

NS-EN 1997-2:2007/AC:2010 Geoteknisk prosjektering – Del 2: Prosjektering basert på grunnundersøkelser og laboratorieprøver-Rettelsesblad AC.

## 2.4.9 Jordskjelv

NS-EN 1998-1:2004+A1:2013+NA:2014 Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning Del 1: Allmenne regler, seismiske laster og regler for bygninger

NS-EN 1998-2:2005+A1:2009+A2:2011+NA:2014 Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning Del 2: Bruer

NS-EN 1998-5:2004+NA:2014 Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning Del 5: Fundamenter, støttekonstruksjoner og geotekniske forhold

## 2.4.10 Aluminiumkonstruksjoner

NS-EN 1999-1-1:2007+A1:2009+NA:2009 Prosjektering av aluminiumkonstruksjoner Del 1-1: Allmenne regler
NS-EN 1999-1-1:2007/A2:2013 Prosjektering av aluminiumkonstruksjoner Del 1-1: Allmenne regler- Endringsblad A2.

NS-EN 1999-1-3:2007+NA:2010 Prosjektering av aluminiumkonstruksjoner Del 1-3: Utmattingspåkjente konstruksjoner

NS-EN 1999-1-3:2007/A1:2011 Prosjektering av aluminiumkonstruksjoner Del 1-3: Utmattingspåkjente konstruksjoner- Endringsblad A1

NS-EN 1999-1-4:2007+NA:2010 Prosjektering av aluminiumkonstruksjoner Del 1-4: Konstruksjoner av kaldformede tynnplateprofiler

NS-EN 1999-1-5:2007+NA:2010 Prosjektering av aluminiumkonstruksjoner Del 1-5: Skallkonstruksjoner

## 2.4.11 Material og utførelsesstandarder

NS-EN 206:2013+NA:2014 Betong Del 1: Spesifikasjon, egenskaper, fremstilling og samsvar

NS-EN 13670:2009+NA:2010 Utførelse av betongkonstruksjoner

NS 3576-3:2012 Armeringsstål. Mål og egenskaper- Kamstenger B500NC

~~Del 3: Kamstenger B500NC~~

NS 3576-4:2005 Del 4: Sveiste armeringsnett

NS-EN 10080:2005 Armeringsstål. Sveisbar armering Del 1: Generelle krav

NS-EN 10088-1: 2014 Rustfrie stål Del 1: Liste over rustfrie stålsorter

NS-EN 10088-2: 2014 Rustfrie stål Del 2: Tekniske leveringsbetingelser for plater og bånd av korrosjonsbestandige stål for alminnelig bruk

NS-EN 10088-3: 2014 Rustfrie stål Del 3: Tekniske leveringsbetingelser for halvfabrikata, stenger, tråd, profiler og blanke produkter av korrosjonsbestandige stål for alminnelig bruk

NS-EN 10088-4: 2009 Rustfrie stål Del 4: Tekniske leveringsbetingelser for plater og bånd av korrosjonsbestandige stål for konstruksjonsformål

NS-EN 10088-5: 2009 Rustfrie stål Del 5: Tekniske leveringsbetingelser for stenger, tråd, profiler og blanke produkter av korrosjonsbestandige stål for konstruksjonsformål

NS-EN ISO 3506 Mekaniske egenskaper for korrosjonsbestandige festeelementer av rustfritt stål

NS-EN 1090-2:2008+A1:2011 Utførelse av stålkonstruksjoner og aluminiumkonstruksjoner Del 2: Tekniske krav til stålkonstruksjoner

NS-EN 1090-3: 2008 Utførelse av stålkonstruksjoner og aluminiumkonstruksjoner Del 3: Tekniske krav til aluminiumkonstruksjoner

NS-EN 338: 2016 Konstruksjonstrevirke. Fasthetsklasser

~~**NS-EN 1194**~~ NS-EN 14080:2013 Trekonstruksjoner. Limtre. Fastheter og bestemmelse av karakteristiske verdier

### 2.4.12 Publikasjoner etc. utgitt av bransjeforeninger som det henvises til

Publikasjon 5 Prosjektering og utførelse av betongkonstruksjoner i vann. Norsk Betongforening

Publikasjon 14 Spennarmeringsarbeider. Norsk Betongforening

Stål Håndbok Del 1: Produkter av stål og Del 3: Konstruksjoner av stål, Norsk Stålforbund

Peleveiledningen 2012 Utarbeidet av Den norske Pelekomite, publisert av Norsk Geoteknisk Forening

NEK 400 Elektriske lavspenningsinstallasjoner

# 3 Spesielle krav

Jernbanebruer skiller seg fra andre bruer hovedsakelig ved at de skal kunne motstå en meget stor horisontalkraft uten særlig forskyvning, og ved at tillatt nedbøyning forårsaket av trafikklast er liten.

For at disse krav skal kunne oppfylles, må underbygningen så vel som overbygningen være betydelig stivere enn hva samme vertikallast skulle tilsi på andre bærende konstruksjoner. Krav til underbygningens stivhet i lengderetningen er gitt i kapittel 5 Laster, avsnitt 6.4.

## 3.1 Dilatasjonslengde

For bruer med gjennomgående ballast skal tillatt dilatasjonslengde (målt fra fast lager eller fra dilatasjonssentrum (termisk sentrum)) ikke være større enn 120 m for betong- og samvirkebruer, og 90 m for stålbruer. For bruer med dilatasjonslengder som overskrider disse mål, kreves glideskjøt i sporet. Se også kapittel 5, avsnitt 6.4.2.

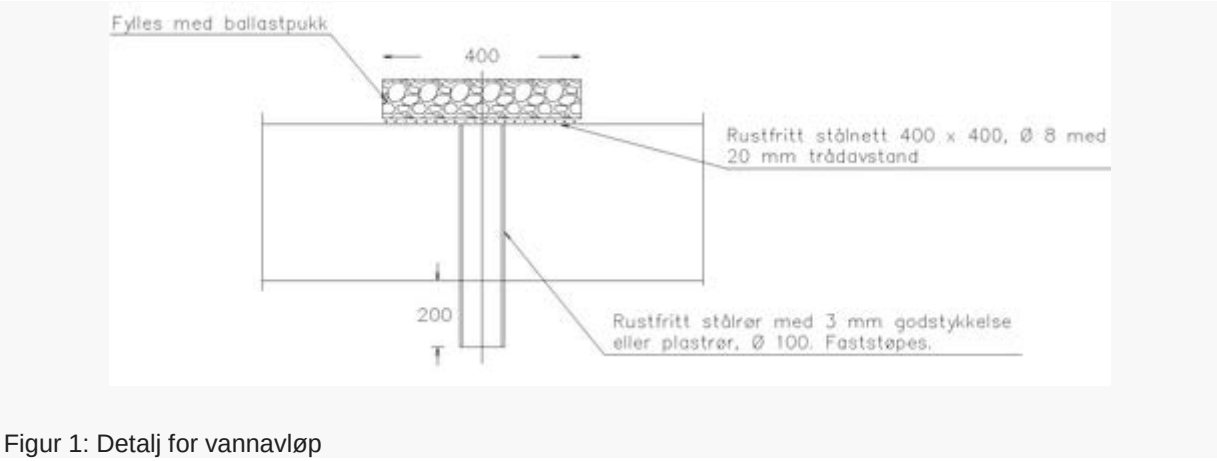
## 3.2 Drenering

Brudekkets fall mot avløp skal være ≥ 1:70 både i tverr- og lengderetning. Hvis avløp lages for hver 10. m, kan fall i lengderetningen sløyfes.

Der dreneringsvannet skal føres videre ved skjøting av andre rør, skal det innstøpte røret være av rustfritt stål.

Ved søyler og over trafikkerte veier skal vannet føres ned i rør. Vannavløp skal lokaliseres slik at underliggende konstruksjoner og trafikkerte arealer ikke nedfuktes. I nedløpsområdet skal det sørges for nødvendig erosjonssikring.

Når brua går over vann eller utmark, kan vannet slippes direkte ned. Avløpsrør av plast kan i slike tilfeller aksepteres.




Figur 1: Detalj for vannavløp

## 3.3 Fuktisolasjon

For betongkonstruksjoner skal betongoverbygningens overside samt kantbjelkers innside, ~~skal~~ påføres fuktisolering type - A3 prosess 87.14 etter Statens vegvesen Håndbok R762 Statens vegvesen for betong, prosess 87.144 for stål- og trekonstruksjoner.

Type fuktisolasjon skal også angis på oversiktstegningen.

## 3.4 Ballast

Krav til ballasthøyde på bruer er gitt i Overbygning/Prosjektering/Ballast#Profiler på hardt underlag. For hastighet over 200 km/h skal ballasthøyde økes i henhold til Overbygning/Prosjektering/Ballast#Ballastprofiler for hastighet over 200km/h.

## 3.5 Bredde

Horisontal avstand fra senterlinje spor til kantbjelke~~, kabelkanal~~ eller annen fast installasjon som ligger over brudekket skal være ≥ 2200 mm.

Avstand fra senterlinje spor til innside rekkverk eller støyskjerm skal ved ulike kjørehastigheter være:

0 - 100 km/h ≥ 3100 mm

100 km/h - 200 km/h ≥ 3300 mm

200 km/h - 300 km/h ≥ 3500 mm

## 3.6 Rekkverk

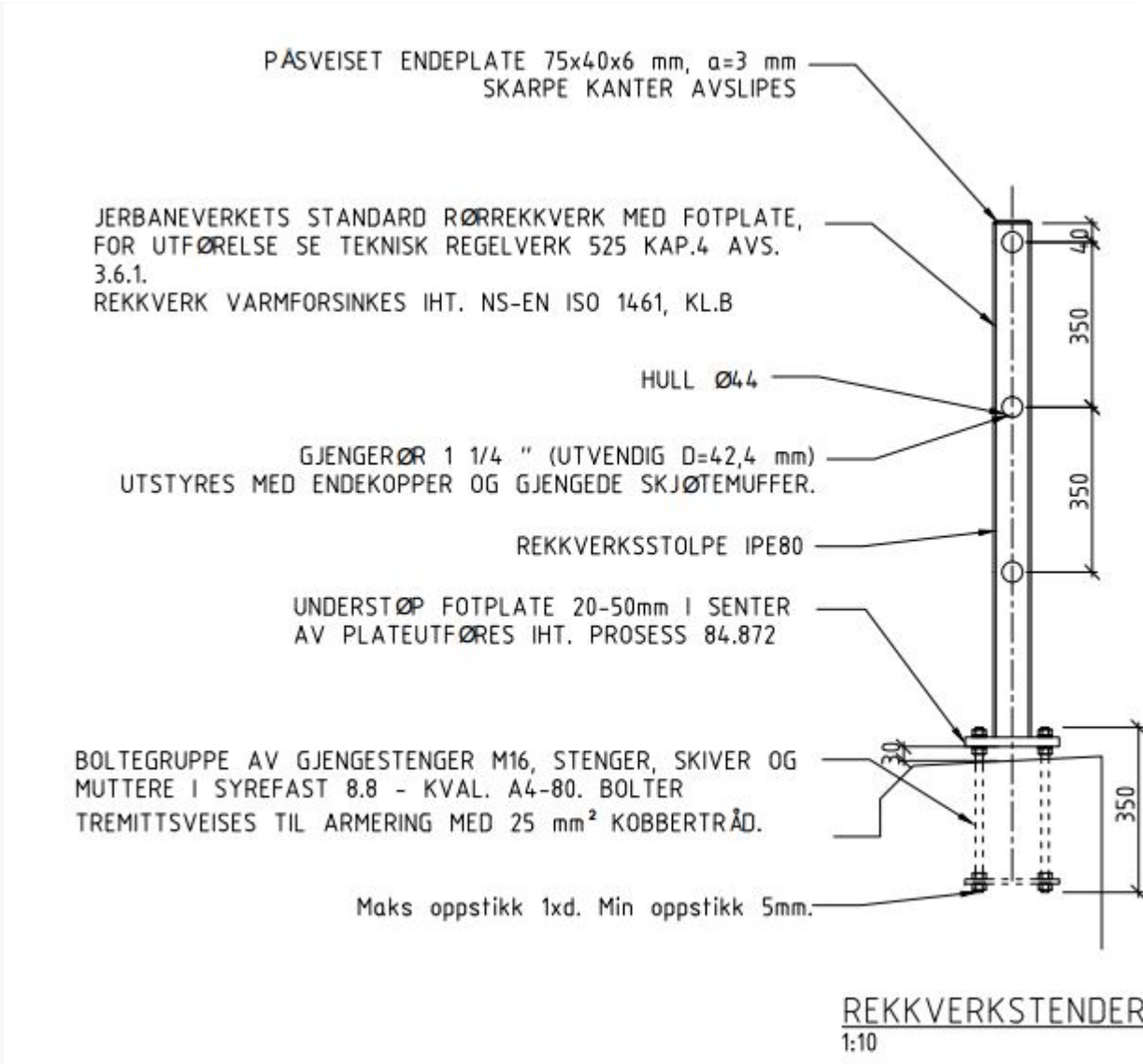
Rekkverk skal beregnes for en belastning på håndlisten lik 0,5 kN/m i ugunstigste retning.

Jernbaneverkets standard rørrekkverk eller tilsvarende skal benyttes.

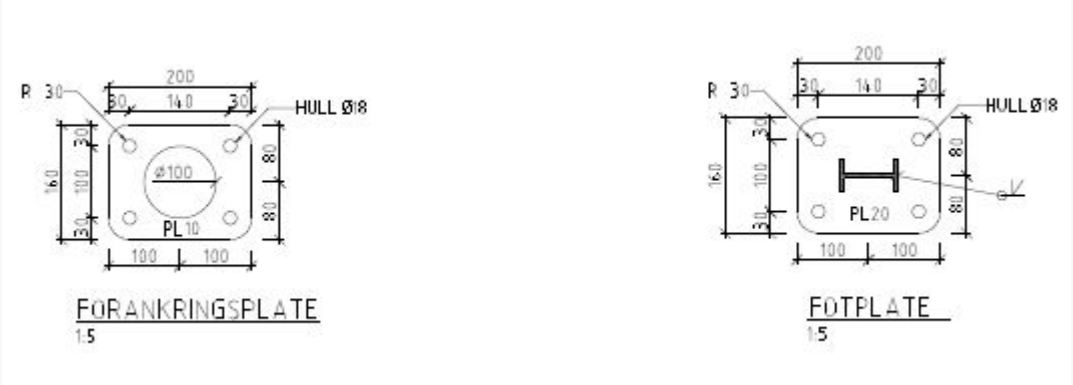
På vingemurene på kulverter vil det være påkrevd å sette opp gjerde i enkelte tilfeller.

### 3.6.1 Jernbaneverkets standard rørrekkverk

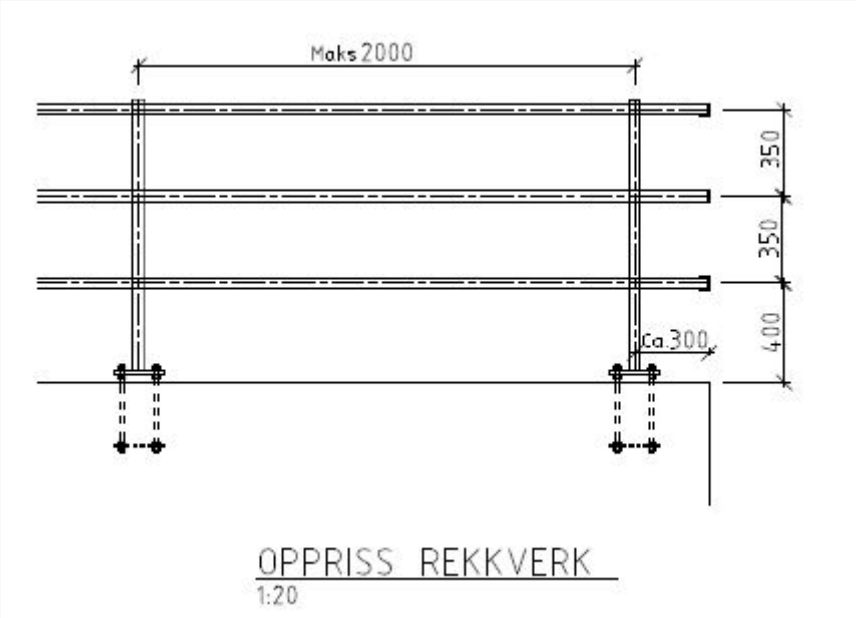
Som rekkverkstender benyttes I 80 x 1100, vekt 6,6 kg. (Eventuelt IPE 80 x 1100, vekt 6,6 kg). Se Figur 2.




Figur 2: Rekkverk




Figur 2: Plan av forankringsplate og fotplate




Figur 2: Oppriss rekkverk

Rekkverkstenderne leveres i varmforsinket utførelse, etter NS 1978. Fotplaten skal ikke varmforsinkes.

Varmforsinkingen skal utføres etter at kapping, sveising og boring av hull er utført, og skal være i henhold til NS 1978, klasse B. Alle skarpe kanter avslipes med radius min. 2 mm. Gjenger utført etter at varmforsinkingen er utført, skal korrosjonsbeskyttes.

Maks. avstand mellom stendere skal være 2,0 m. Mer estetisk riktig form kan vurderes.

Bolter i utsparing støpes med ekspanderende mørtel slik at mørtelen har svak ekspansjon i plastisk fase. Innstøpingsmørtelen skal minst tilfredsstille fasthetsklasse B45. Med hensyn til kvalitet og dimensjoner for bolter vises det i Figur 2. Boltenes innbyrdes plassering skal sikres under utstøpingen. Denne skal utformes slik at god utstøpning oppnås. Denne sikringen kan kombineres med bolteforankringsplate og fotplate. Utsparinger skal være rengjort og uten forurensninger eller rester av trematerialer, isopor e.l.

Kabelrør av glatt plast, Ø 30 mm utvendig, støpes inn ved rekkverkstolpe i brumidt (sjekkes med Elektro) i begge kantbjelker.

For bruer lengre enn 300 m skal det tas spesielle hensyn pga. induksjon fra kontaktledningsanlegg. Her kreves det utisolering av seksjoner av rekkverket. Jf. Forskrifter for elektriske jernbaneanlegg.

## 3.7 Kontaktledningsstolpe

Kontaktledningsstolpe plasseres på konsoll utenfor bruas rekkverk. Rør av glatt plast Ø 57 mm utvendig støpes inn i kantbjelke/konsoll 150 mm over dekket og føres inn sentrisk under kontaktledningsstolpen.

## 3.8 Bruavslutning

~~Landkar eller~~ Bruoverbygning under sporet ~~for bruer uten landkar,~~ skal alltid avsluttes vinkelrett på sporet.

På kulverter som danner skjev kryssing med jernbanelinjen, skal dekket gis en utkraging for at avslutningen skal bli vinkelrett. Bredden på utkragingsplaten skal være 3,2 m sentrisk om spormidte.

Nye konstruksjoner skal dessuten utføres med overgangsplater. Overgangsplatenes lengde skal normalt være 3,5 m, med bredde 3,2 m og helning ca. 1:5 bakover fra frontveggen. For mindre prefabrikkerte kulverter (H < 3,5 m) kan overgangsplatenes lengde være 2,5 m. Platene skal ha en ledet forbindelse som ved innfestingspunktet ligger like høyt som overkant brudekke.

## 3.9 Estetiske krav

Det skal tas hensyn til bruenes estetiske utforming og landskapsmessige tilpasning. Spesielt gjelder dette bruer som er iøynefallende og som vil dominere sine omgivelser, men også mindre bruer i by og tettbygde strøk skal gis en tiltalende form. Ofte vil det være nødvendig med arkitektbistand.

## 3.10 Antall spor pr. bru

Ved bygging av bruer på dobbeltsporede linjer, skal man helst ta hensyn til at de engang i en fjern framtid må skiftes ut. ~~Hvis ingen alternative omkjøringslinjer finnes, bør det vurderes å bygge to enkeltsporede bruer parallelt inntil hverandre. Dobbeltsporede bruspenn med fri opplegging i begge ender vil som regel være utbyttbare i løpet av få timer, og er derfor et brukbart alternativ.~~

## 3.11 Utskifting av lagre

Ved lagrene skal både over- og underbygningen utformes slik at overbygningen kan løftes og lagrene avlastes.

Framgangsmåte og plassering av donkraft ved løfteoperasjonen skal påføres i en egen ~~oversikts~~tegning~~en~~. Det skal bare regnes med permanente laster.

## ~~3.12 Kvalitetssikring~~

~~Det kreves at den som prosjekterer bruer som skal utføres i klasse "Utvidet kontroll", skal kunne framlegge kvalitetssikringsprosedyrer når Jernbaneverket forlanger det.~~

## ~~3.13 Jordtrykk mot konstruksjon fra overlast~~

~~Det vises til Bruer/Prosjektering og bygging/Laster.~~

## 3.1~~4~~2 Stålrør-kulverter

Høyden fra overkant ballast til overkant stålrør skal være minimum 1,10 meter. Se forøvrig Statens vegvesen håndbok V220 – Geoteknikk i vegbygging

## 3.13 Standard elementkulverter

Jernbaneverket har prosjektert nye standard elementkulverter med ulike mål som er forhåndsgodkjent.

For disse kulvertene er benyttet α = 1,33.

For ytterlig informasjon om disse elementene henvises det til:

http://www.jernbaneverket.no/Marked/Leverandorinfo/standard-elementkulverter-for-jernbaneverket/

Eller kontakt Teknologi: konstruksjoner.teknologi@jbv.no

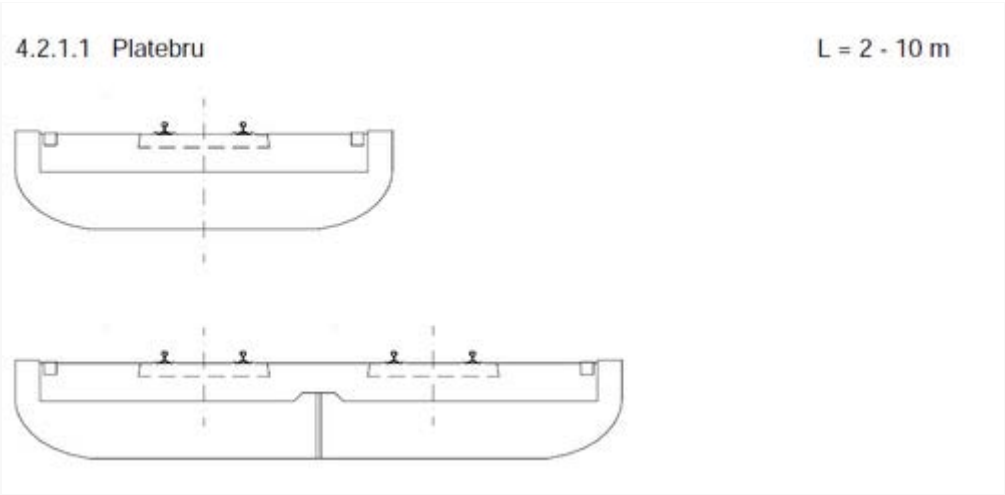
# 4 Typiske tverrsnitt

## 4.1 Generelt

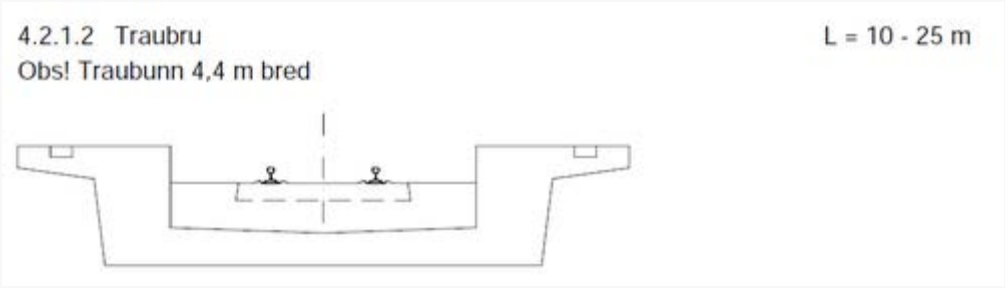
Tradisjonelle åpne stålbruer slik vi kjenner dem fra tidligere, vil som regel ikke lenger være aktuelle. Det er to årsaker til dette. Økt kjørehastighet medfører strengere krav til et godt justert spor. En god justering og et rasjonelt linjevedlikehold krever at sporet ligger i ballast som på linjen for øvrig. For det andre avgir rene stålbruer betydelig støy i og med at konstruksjonen blir satt i svingninger ved togpassering. Tykkelsen på brudekket som bærer sporet er viktig for å dempe lyden. Derfor vil stålbruene heretter stort sett bli bygget som samvirkekonstruksjoner.

## 4.2 Skisseeksempler på typiske tverrsnitt (rekkverk ikke vist)

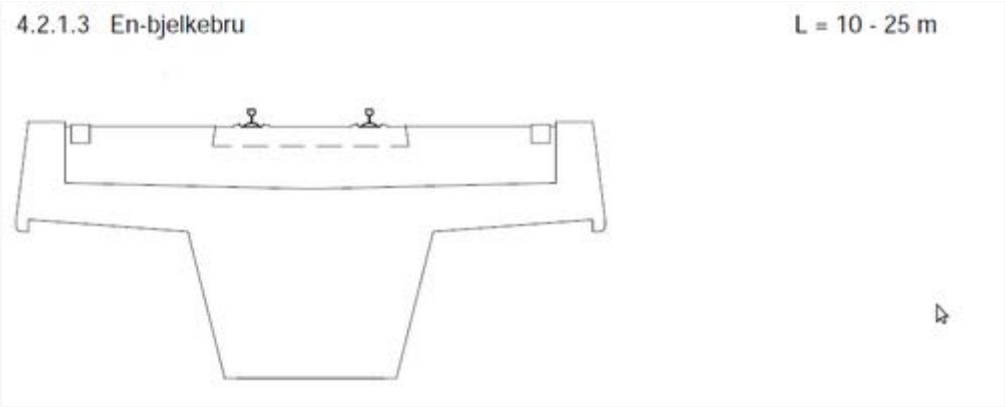
### 4.2.1 Betongkonstruksjoner



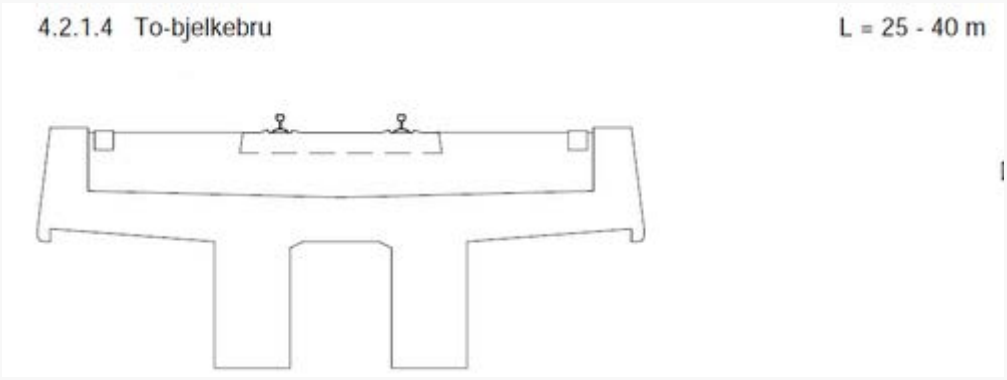

Figur 3: Platebru L = 2 - 10 m



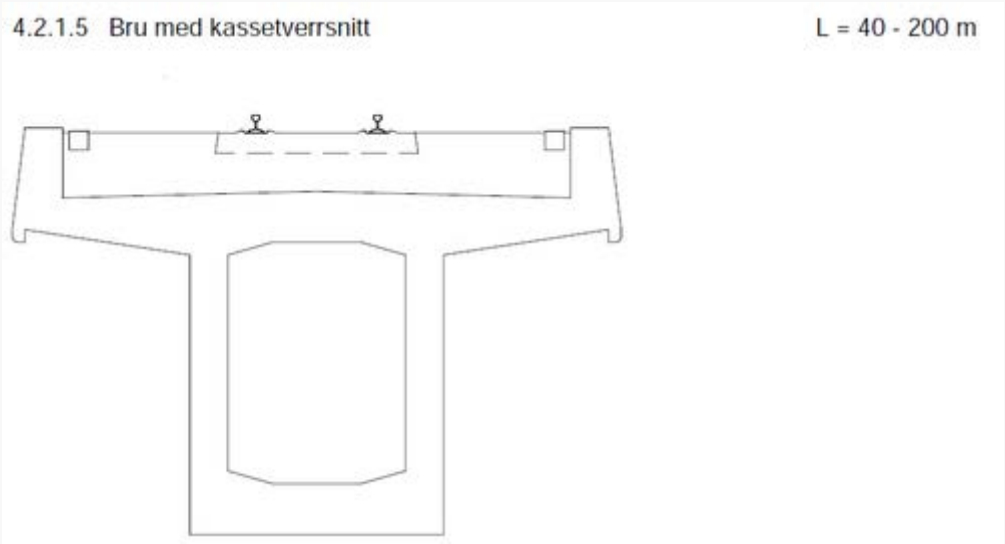

Figur 4: Traubru L = 10 - 25 m




Figur 5: En-bjelkebru L = 10 - 25 m

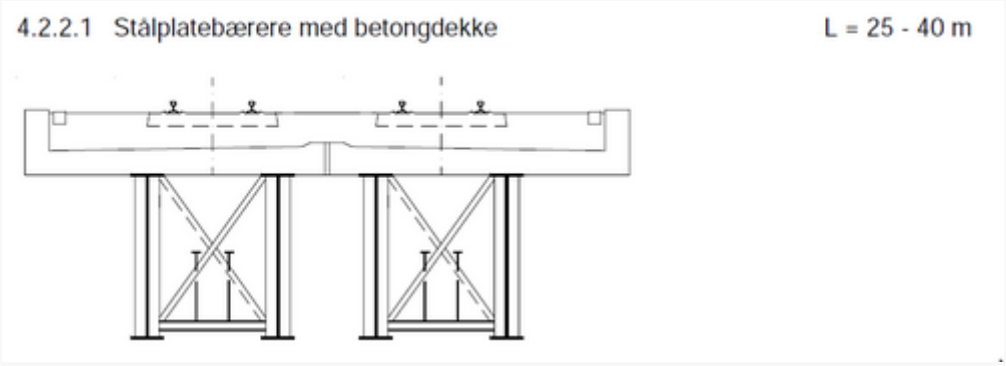



Figur 6: To-bjelkebru L = 25 - 40 m

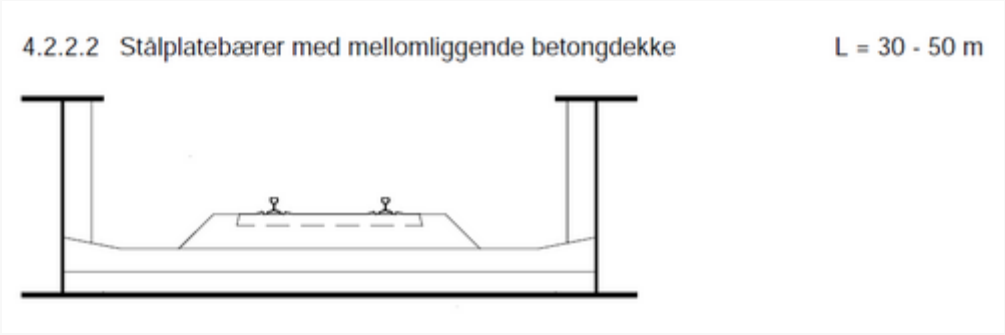



Figur 7: Bru med kassetverrsnitt L = 40 - 200 m

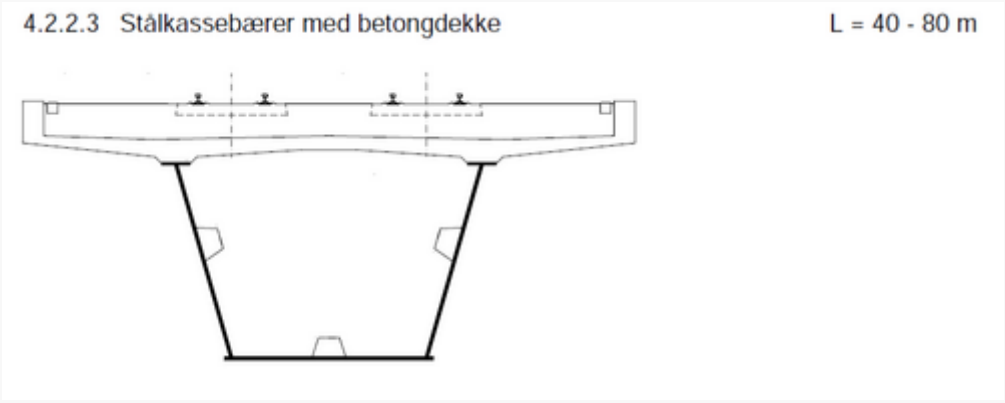
## 4.2.2 Samvirkekonstruksjoner




Figur 8: Stålplatebærere med betongdekke L = 25 - 40 m




Figur 9: Stålplatebærer med mellomliggende betongdekkeL = 30 - 50 m




Figur 10: Stålkassebærer med betongdekkeL = 40 - 80 m

# 5 ~~Dokumenthåndtering~~ Kontroll og godkjenning

~~Utover de generelle bestemmelsene i Felles bestemmelser/Generelle bestemmelser, skal reglene for dokumenthåndtering for prosjektering og bygging av bruer i dette avsnittet følges.~~

Alle konstruksjonsberegninger og arbeidstegninger skal sendes inn til kontroll og godkjenning.

Det skal utføres en uavhengig 3.parts kontroll av konstruksjonsberegninger og arbeidstegninger.

~~Dette~~ Kontroll og godkjenning utføres av Teknologi.

Dokumentasjon som sendes til kontroll av godkjenning skal inneholde:

- Søknadsbrev. Brevet skal inkludere saksnummer, bane, banestrekning, prosjektnavn, konstruksjonsnavn og kilometrering.
- Konstruksjonsberegninger (med vedlegg)
- Tegninger
- Rapport fra 3.partskontroll (hvis ikke utført av Teknologi)

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

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

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

Teknologis godkjenning legges inn i saksrommet. Godkjenning skal foreligge før bygging igangsettes.

Bestilling av prosjekteringskontroll skal sendes Teknologi senest 3 uker før prosjekteringsmaterialet oversendes. Innmelding av konstruksjoner til kontroll for godkjenning gjøres ved å sende epost til: konstruksjoner.teknologi@jbv.no

Hvis Teknologi ikke har kapasitet for å fullføre 3.partskontroll vil det varsles innen 10 dager etter bestilling av kontroll og godkjenning.
For vanlige brukonstruksjoner skal det påregnes 6 ukers behandlingstid til teknisk godkjenning etter at prosjekteringsmaterialet er sendt til Teknologi. Normalt bør en sak være ferdig godkjent etter 6 uker. Dette forutsetter et godt gjennomarbeidet prosjekteringsmateriale, utført i henhold til regelverket og levert til avtalt tid.

## 5.1 Konstruksjonsberegninger

~~Konstruksjonsberegninger som sendes inn for kontroll og godkjenning skal være innsatt i perm. På permens framside så vel som rygg skrives navnet på konstruksjonen med angivelse av banestrekning og km. (Jf. krav til tittelfelt)~~

~~Konstruksjonsberegningene skal dateres og signeres av den som har utført dem, og av den som har kontrollert dem.~~

### 5.1.1 Oppstilling av beregninger

Beregningene innledes med en innholdsfortegnelse.

Det skal tegnes en prinsippskisse som viser det statiske system og de viktigste elementstørrelsene. Når montasje, støpeetapper etc. innvirker på bæreevnen i byggstadiet eller i sluttstadiet, skal dette nevnes eksplisitt i innledningen av beregningen.

Beregningene skal inkludere alle belastningstilfeller som er dimensjonerende for konstruksjonens forskjellige deler. Prinsippskisser som viser plassering av den bevegelige lasten for maksimalverdier i gitte knutepunkt vises.

Beregningene skal være tydelig utført med figurer og forklarende tekst, henvisninger og opplysninger om belastningsantakelser slik at de kan følges og kontrolleres.

Hvis beregningsmåte, formler, antakelser eller tabellverdier som ikke er alminnelig kjent brukes, skal forklaring og litteraturhenvisning gis.

I konstruksjonsberegninger for spennbetongkonstruksjoner skal rekkefølge for oppspenning av forskjellige armeringsenheter angis.

Separate omhyllingsdiagram for snittkrefter skal alltid tegnes opp som skisse i beregningene, uansett om beregningene er utført vha. et regneprogram eller ikke.

Geoteknisk og evt. ingeniørgeologisk rapport skal vedlegges til beregningene.

For bruer over veier, fjorder, sund, vassdrag, elver eller seilbart områder vil nødvendige dokumenter fra ansvarlig myndighet (Statens Vegvesen, NVE, kystverket, havnevesen, osv.) vedlegges til beregninger.

## ~~5.2~~ 5.1.2 Databaserte beregninger

### ~~5.2.1 Mål~~

Data brukes ofte for å påvise/kontrollere konstruksjoners kapasitet. Riktig bruk av data forlanger spesielt valg av egnet dataprogram, som tar hensyn til særegenhetene ved beregningen av bruer og andre byggverk ved jernbanen.

Dette punktet gir direktiver for oppstilling ~~og kontroll~~ av databaserte beregninger med det mål å sikre brukbarheten og pålideligheten av beregningene.

Teknologi holder seg retten til å kreve å få tilsendt beregningsmodeller og inputfiler for konstruksjonsberegninger.

Databeregninger skal behørig dokumenteres og verifiseres.

### ~~5.2.2 Krav til et dataprogram~~

~~Bare slike dataprogram kan nyttes~~

- ~~som kan ta hensyn til særegenhetene ved beregning av bruer og andre byggverk ved jernbanen~~
- ~~som overholder de anerkjente regler for statiske beregninger for de aktuelle anvendelsestilfeller~~
- ~~hvis grenser for anvendelse er kjent~~

- ~~som er dokumentert (teoretisk grunnlag) og verifisert ved testkjøringer~~

## ~~5.2.3~~ 5.1.2.1 Oppstilling av databeregninger

### ~~*5.2.3.1 Prinsipielt*~~

~~Dataene fra databeregningene skal oppfattes som hjelpeverdier for den statiske totalbetraktningen.~~

~~Den som lager databeregninger må være utdannet for den aktuelle oppgaven i metodene og regneprosedyrene ved strukturanalysen, og kjenne bruksgrensene og særegenhetene i det nyttede regneprogram, samt de nødvendige forskrifter.~~

~~Databeregninger skal behørig dokumenteres og verifiseres.~~

### ~~*5.2.3.2*~~ *5.1.2.1.1 Dokumentasjon av dataprogrammer*

Dokumentasjonen skal inneholde:

- programnavn, hvem som har utviklet programmet, versjonsnummer og tilhørende dato
- kort beskrivelse av:
  - programinnhold
  - regnemetode
  - forskrifter
  - særegenheter
  - grenser for anvendelsen

Kortbeskrivelsen kan bortfalle ved standardprogrammer, hvis grunnlag, forutsetninger og bruksområder regnes som alminnelig kjent.

### ~~*5.2.3.3*~~ *5.1.2.1.2 Dokumentasjon av databeregninger*

**Generelt**

Sammenhengen i databeregningen skal korrekt dokumenteres med henblikk på problemstillingen og resultatene. For alle inn- og utgående data skal følgende kvalitetsstandard overholdes:

- oversiktlig og entydig oppsett (framstilling)
- angivelse av side hhv. avsnitt med dato og innhold

**Presentasjonen av inngående data i databeregninger**

De inngående data (inndata) som er benyttet i databeregninger skal skrives ut av dataprogrammet.

**Utgående data i databeregninger skal presenteres i form av**

- beskrivelse (informasjon i form av tekst)
- resultatlister (tabeller). Tallverdier som senere benyttes i den grafiske framstillingen innringes.

- Ved benyttelse av resultatene i videre beregninger, må det angis hvor disse er hentet fra.
- grafisk framstilling (plotting) (omhyllingsdiagram)
- Denne må spesielt tilstrebes hvis resultatene består av større datamengder, f.eks. metode med finite elementer. Framstillingen må muliggjøre tilstrekkelig presis lesning for senere bruk av dataene (verdiskala), og suppleres med tallverdier.
- hvert lasttilfelle som har betydning for dimensjoneringen plottes
- det tegnes eget plott for egenlast (i spennarmerte konstruksjoner skilles mellom egenlast betong og påført egenlast (ballast, sviller, skinner etc.))
- omhyllingsdiagram for både bruks- og bruddgrensetilstanden skal alltid tegnes

## ~~5.2.4~~ 5.1.2.2 Kontroll av ~~data~~beregninger

Den som har utført ~~den statiske~~ konstruksjonsberegningene skal kontrollere om resultatene ~~fra databeregningen~~ er sannsynlige, og skal lage oppgaver over art og omfang av denne kontrollen.

Art og omfang av kontrollen retter seg etter det aktuelle anvendelsestilfelle og er avhengig av kompleksitetsgraden og kostnaden av den beregnede konstruksjonen samt av den nøyaktighet som er krevd.

Systemvalg og gjennomføring av beregningene skal i prinsippet foretas uavhengig av den forelagte beregningen, om mulig direkte på grunnlag av konstruksjonstegningene.

Hvis kontrollen gjennomføres som databeregning, må det program som er benyttet for kontrollen være uavhengig. Ansvaret for anvendeligheten av det dataprogram som er nyttet ved denne kontrollen og for uavhengigheten av resultatene, ligger hos den som kontrollerer.

Databeregninger kan kontrolleres med manuelle kontrollmetoder:

- fullstendig uavhengig beregning
- kontroll av hovedresultater (f.eks. maksimalverdier), inklusive:
  - vurdering av resultatenes størrelsesorden
  - likevektskontroll
  - deformasjonskontroll

## 5.3~~3~~2 ~~Arbeidst~~Tegninger ~~( Som bygget)~~

~~For arkivering av arbeidstegninger, materiallister og bøyelister med tilhørende kapasitetsberegninger, er byggherren ansvarlig for å sende det til infrastrukturforvalter.~~

~~"Som bygget" tegningene for arkivering sendes som datafiler på egnet lagringsenhet~~.

Filene skal være ~~av vektorformat egnet for AutoCad, DWG eller DXF, samt en~~ i PDF format ~~fil~~.

Teknologi holder seg retten til å kreve å få tilsendt tegninger i vektorformat egnet for AutoCad, DWG eller DXF.

~~Lagringsenheten skal merkes med konstruksjonens navn, km og banestrekning. I tillegg sendes ett sett papirkopier i A3-format.~~

~~For arkivering sendes også ved ferdigstillelse ett sett fullstendig redigerte beregninger, inkludert eventuelle endringer. Beregningene settes i perm og konstruksjonens riktige betegnelse påføres permens framside og rygg.~~

~~Disse sendes senest i forbindelse med ferdigbefaring og ferdigbefaringsrapport. På oversiktstegningen (eller måltegning) som vedlegges befaringsrapporten skal følgende opplysninger finnes:~~

~~a) Lagerinnstillinger~~

~~b) Type og betegnelse på lager~~

~~c) Fugeåpninger~~

~~d) Ved fundamentering på fjell skal den oppmålte kotehøyde for sålens underkant angis~~

~~e) Oppmålte kotehøyder på innstøpte nivelleringsbolter (gjelder store bruer og bruer som ikke er fundamentert til fjell)~~

~~f) Type og betegnelse på etterspenningssystem~~

### ~~5.3.1 Utførelse av tegninger~~

Arbeidstegninger skal normalt utføres i format A1. Tegninger for kontroll/godkjenning kan sendes i format A3.

Egen tegningsliste skal vedlegges tegninger.

## 5.~~3~~2.~~2~~1Krav til oversiktstegninger ~~(Byggeplan)~~

For alle ~~bru~~konstruksjoner skal det utarbeides an egen oversiktstegning med relevante opplysninger som angitt nedenfor.

Det skal i tekstfeltet opplyses om lastmodell som konstruksjonen er beregnet for, materialkvaliteter og grunnforhold. Også fuktisolasjon skal angis.

Dersom konstruksjonen utføres av allerede godkjente elementtegninger, skal nummerhenvisning til disse tegningene påføres oversiktstegningen.

Tegningen skal vise oppriss, plan og nødvendig antall snitt. Oppriss og plan tegnes normalt i målestokk 1:100. For store bruer får målestokk 1:200 eller 1:500 forekomme.

På oversiktstegninger skal følgende angis:

***5.~~3~~2.~~2~~1.1 Oppriss***

a) Jernbanens lengdemåling (km), skal øke mot høyre, dvs. retning Oslo skal være til venstre på tegningen ~~(retning Trondheim til venstre for de bruer som ligger nord for Trondheim)~~

b) Sporets stigning eller fall (mot høyre) eller eventuell vertikalradius (hvilket spor?)

~~c) Faste og bevegelige lagre. Ved henvisning til detaljtegning angis framgangsmåten bruoverbygningen skal løftes på ved bytte av lager.~~

d) Skråningshelning på fylling eller skjæring

e) Vannstand (HHV eller MV, LV, LRV) og 200-årsflom.

f) Grunnvannstand

~~g) Tillatte grunnpåkjenninger~~

h) Jordarter angis med omtrentlige grenser

i) Kotehøyder på fundamenter (u.k. angis, dog ikke ved fjell, her angis o.k.)

j) Fjellkontur

k) Fjellkoter med angitte posisjoner, f.eks. 4 m til høyre for bruaksen

l) ~~Mark~~Terrengprofiler under midtlinje og eventuelt under ytterkant

~~m) Vannrør i gjennomskjæring~~

n) Kotehøyder for skinneoverkant ved begge ender av brua for laveste skinne

o) Teoretiske spennvidder og sum spennvidder angitt i meter (målt langs bruaksen)

p) Totallengde inkludert landkar angitt i meter

q) Plassering av ~~dilatasjoner~~ glideskjøt samt informasjon om fugeåpninger

r) Pælemateriale

s) Landkar og søyler (akser) nummereres (nr. 1 nærmest Oslo)

t) Lysåpning (fri høyde under bru) ~~og minimum horisontal avstand vinkelrett fra spormidt til nærmeste søyle eller lignende~~ og markering av seilingsløp med angivelse av bredde og høyde.

u) Komplett profildata for senterlinje for overkant brudekke.

v) Spennvidder, antall spenn, sum spennvidder, lengde av bruplate.

***5.~~3~~2.~~2~~1.2 Plan***

a) Jernbanens kilometer i krysning med senterlinje underliggende vei, eventuelt også veiens lengdemåling i samme punkt

b) Krysningsvinkel mellom bane og vei (angis i 1. kvadrant med jernbanelinjen som x-akse)

c) Inndeling i kjørebane, gangbane osv. med angitt mål (gjelder underliggende vei)

d) Horisontale radier

e) Vannavløp for bruer (og underliggende vei)

f) Nivellementsbolter over støtte på alle bruer som ikke er direkte fundamentert på fjell

g) Stedsnavn i begge retninger for både jernbane og vei. For jernbanen skal banestrekning angis, endestasjoner med nærmeste stasjon skal angis i parentes.

Eksempel:




h) Nordpil

i) Skråningshelning

j) Fundamenter skal stiples inn.

k) Vassdragets navn.

l) Strømretning for vassdraget.

m) Strandlinje ved HHV.

n) Snittene skal markeres (ses i retning økende km).

o) Faste og bevegelige lagre. Ved henvisning til detaljtegning angis framgangsmåten bruoverbygningen skal løftes på ved bytte av lager.

p) Minimum horisontal avstand vinkelrett fra spormidt til nærmeste søyle eller lignende

***5.~~3~~2.~~2~~1.3 Snitt***

a) Tverrsnitt vinkelrett senterlinjebru (sett i økende km).

b) Avstand fra spormidte til innside rekkverk skal angis i meter.

c) Helning av underliggende vei eller vertikalradius.

d) Skråningshelninger

***5.~~3~~2.~~2~~1.4 Situasjonsplan***

Dersom situasjonsplan ikke vises på egen tegning, kan det være hensiktsmessig å vise den nederst på oversiktstegningen, som regel i målestokk 1:1000 eller i målestokk 1:2000. Brustedet skal innringes.

~~***5.3.2.5 Tegningsfortegnelse***~~

~~I tillegg til disse krav skal tegningen kompletteres (når brua er ferdigbygget) med visse opplysninger. Se avsnitt 5, siste avsnitt.~~

~~Egen tegningsliste skal vedlegges tegninger.~~

### *5.32.21.65 Merknader i tekstfelt*

Under merknader skal det angis dimensjoneringsgrunnlag, trafikklast, dvs. lastmodellen som brua er beregnet etter. Videre skal det opplyses om byggematerialer med angivelse av kvalitetskrav og krav til fuktisolasjon på brudekket.

Dimensjonerende toghastighet skal vises.

Fundamenteringstyper og tillatte grunnpåkjenninger skal angis.

Hvis dispensasjoner fra Teknisk Regelverk er innvilget skal dette vises under merknader.

### *5.32.21.76 Krav til tittelfelt*

Riktig betegnelse av konstruksjonen skal finnes i tittelfeltet på alle tegninger. Bestilleren skal opplyse bruprosjektøren om stedsnavn, banestrekning og km i bruas midt. På dobbeltsporede strekninger angis km i utgående spor. De samme betegnelser skal også påføres konstruksjonsberegningenes framside og permrygg.

Jernbaneverket betegner beliggenheten av sine bruer ved å påføre km fra Oslo samt banestrekning (km fra Trondheim for de bruer som ligger nord for Trondheim). Målepunktet angis midt på brua (dvs. midt mellom landkarenes akser).

En skiller alltid mellom bruer som bærer jernbanetrafikk og bruer som krysser over jernbanelinjen (overgangsbruer).

I eksemplene nedenfor er de to første jernbanebruer, mens den tredje er en veibru.

Bruene skal gis betegnelser analogt med eksemplene nedenfor:

Eksempel 1:Bru over Glomma ved Fetsund, Lillestrøm - Charlottenberg km 29,50.

Eksempel 2:Undergang for E69 ved Lora, Dombås - Åndalsnes km 370,68.

Eksempel 3:Overgangsbru for RV 35 ved Ramsrud, Oslo - Gjøvik km 61,10.

## 5.3.32 Mål- og armeringstegninger

Mål- og armering skal med unntak av mindre konstruksjoner vises på separate tegninger.

På måltegning skal alle mål som er nødvendige for utsettingen (koordinater etc.) vises.

På måltegning som viser fundamentering med pæler skal største beregnede pælelast og pæletype angis. Pælene skal nummereres.

Støpefuger skal vises så vel på måltegninger som på armeringstegninger.

På armeringstegning skal armeringsstengenes utstrekning og antall vises. Stengene skal gis pos.nr. og vises i plan eller oppriss og som snitt.

## 5.34 Arbeidstegninger ( Som bygget) dokumentasjon

For arkivering av tegninger, materiallister og bøyelister med tilhørende kapasitetsberegninger, er byggherren prosjektet ansvarlig for å sende det til infrastrukturforvalter.

”Som bygget”-tegningene for arkivering sendes som datafiler på egnet lagringsenhet. Filene skal være av vektorformat egnet for AutoCad, DWG eller DXF, samt en PDF-fil. Lagringsenheten skal merkes med konstruksjonens navn, km og banestrekning. I tillegg sendes ett sett papirkopier i A3-format.

For arkivering sendes også ved ferdigstillelse ett sett fullstendig redigerte beregninger og tegninger, inkludert eventuelle endringer. Beregningene settes i perm og konstruksjonens riktige betegnelse påføres permens framside og rygg.

Disse sendes senest i forbindelse med ferdigbefaring og ferdigbefaringsrapport.

«Som bygget tegningner» På oversiktstegningen (eller måltegning) som vedlegges befaringsrapporten skal inneholde følgende informasjon for eksempelopplysninger finnes:

a) Lagerinnstillinger

b) Type og betegnelse på lager

c) Fugeåpninger

d) Ved fundamentering på fjell skal den oppmålte kotehøyde for sålens underkant angis

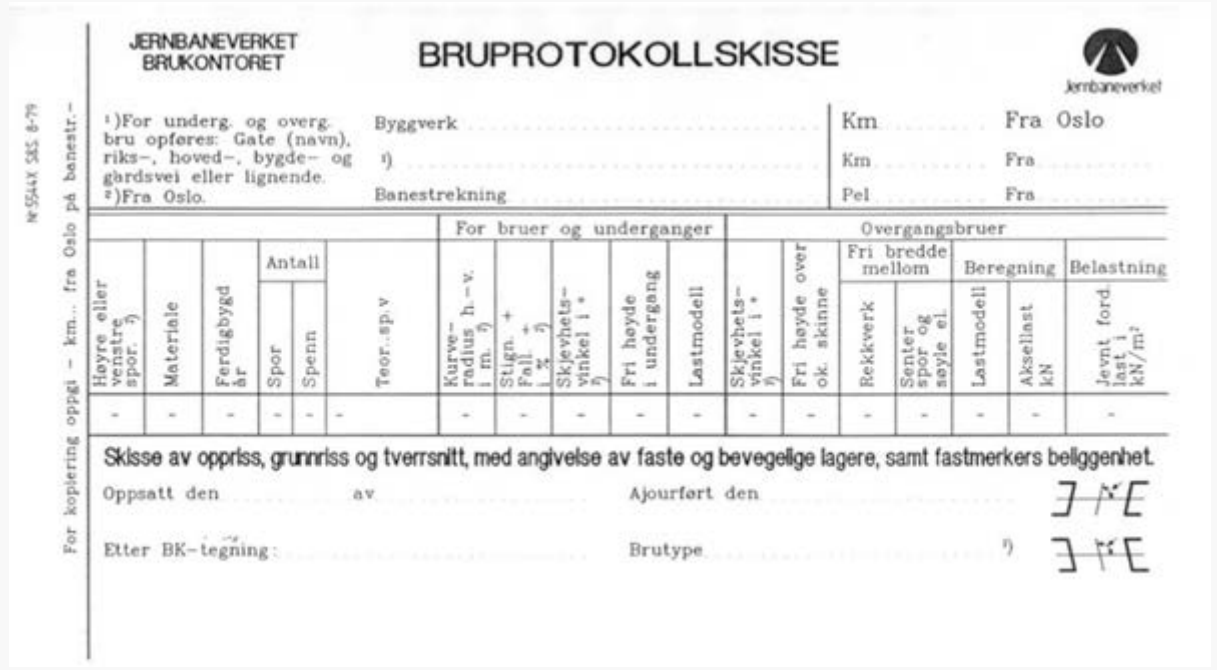
e) Oppmålte kotehøyder på innstøpte nivelleringsbolter (gjelder store bruer og bruer som ikke er fundamentert til fjell)

f) Type og betegnelse på etterspenningssystem

## 5.45 Bruprotokollskisse

Når konstruksjonen er godkjent og utført, skal den prosjekterende opprette en bruprotokollskisse basert på oversiktstegningen.

I prinsipp skal skissen kun inneholde plan, oppriss og et typisk tverrsnitt. Mal for skissen finnes i Felles bestemmelser/Generelle bestemmelser/vedlegg u. Skissen med innledende standardtekst er også vist i figur 112.



JERNBANEVERKET
BRUKONTORET

BRUPROTOKOLLSKISSE

Jernbaneverket

Nr 5544X SBS 8-79

For kopiering oppgi – km... fra Oslo på banestr.–

1)For underg. og overg. bru opføres: Gate (navn), riks–, hoved–, bygde– og gårdsvei eller lignende.
2)Fra Oslo.

Byggverk ..... Km ..... Fra Oslo
1) ..... Km ..... Fra .....
Banestrekning ..... Pel ..... Fra .....

| | | | | | | For bruer og underganger | | | | | Overgangsbruer | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | Antall | | | | | | | | | | Fri bredde mellom | | Beregning | | Belastning |
| Høyre eller venstre spor. 2) | Materiale | Ferdigbygd år | Spor | Spenn | Teor. sp. v | Kurve-radius h.-v. i m. 2) | Stign. + Fall. + i % 2) | Skjevhets-vinkel i * 2) | Fri høyde i undergang | Lastmodell | Skjevhets-vinkel i * 2) | Fri høyde over ok. skinne | Rekkverk | Senter spor og søyle el. | Lastmodell | Aksellast kN | Jevnt ford. last i kN/m² |
| - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - |

Skisse av oppriss, grunnriss og tverrsnitt, med angivelse av faste og bevegelige lagere, samt fastmerkers beliggenhet.

Oppsatt den ..... av ..... Ajourført den .....

Etter BK-tegning: ..... Brutype ..... 1)

Figur 11: Innledende standardtekst for bruprotokollskisser

# Bruer/Prosjektering og bygging/Laster

## 1 Hensikt og omfang

Innvirkning av tog skal beregnes med utgangspunkt i toglaster med betegnelsen Lastmodell 71. Denne modellen ble anbefalt av UIC (Union Internationale des Chemins de fer - Internasjonale Jernbaneunionen) i 1971.

Lastmodell 71 er, hva gjelder vertikal toglast, den samme som har vært brukt siden 1977 og som har gått under betegnelsen "Belastningstoget av 1977".

Disse nye lastforskriftene skal legges til grunn for dimensjonering av konstruksjoner som påføres jernbanelast, og lastmodellen refereres som Lastmodell 71.

Modellen er i sin oppbygning og struktur i samsvar med Eurocode 1, NS-EN 1991-2.

Det er gjort henvisninger til andre deler av NS-EN 1991-2 (Eurocode 1) som beskriver øvrige laster.

Når bruer på baner med hastighet 200 km/h dimensjoneres, bør det vurderes å legge lastforutsetningene for hastigheter > 220 km/h til grunn, for derved å ta hensyn til resonanseffekt (jfr. 5.3.1) i tilfelle tillatt hastighet senere skulle økes.

### 1.1 Anvendelsesområde

Lastmodellen gjelder jernbanetrafikk på normalspor og bredspor i det europeiske hovedlinjenettet.

Lastmodellen er ikke anvendelig for krefter på

1. smalsporede jernbaner
2. sporveier og andre lette forstadsbaner
3. museumsjernbaner
4. tannstang med tanndrevne jernbaner
5. kabelbaner

Belastnings- og karakteristiske verdier for laster for disse typer jernbaner skal gis av Norges Byggstandariseringsråd (NBR) eller relevant myndighet.

NB: Lastmodellene definert i denne delen beskriver ikke virkelige laster. Lastene er valgt slik at deres virkninger, hvor det tas hensyn til dynamisk tillegg separat, representerer effekten av virkelig trafikk. For trafikk som ikke er dekket av lastmodellene spesifisert i denne delen, skal alternative lastmodeller med tilknyttede kombinasjonsregler defineres eller godkjennes av den myndighet som eier/forvalter byggverket.

Tillatte deformasjongrenser er spesifisert i NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016 for konstruksjoner med jernbanetrafikk for å opprettholde driftssikkerhet og for å sikre passasjerkomfort.

To standard typer jernbanetrafikk er gitt som grunnlag for beregning av levetid mht. utmatting for konstruksjoner (se vedlegg b).

Egenvekten av ikke-konstruktive elementer inkluderer vekten av elementer som f.eks. støy- og sikkerhetsskjermer, signaler, kabelkanaler og ledninger (unntatt krefter forårsaket av strekk i kontaktledningen, kontaktledningsåk, etc.)

Ved beregning av påført permanent last skal følgende data benyttes:

- Ballastens minimum totaldybde skal være ≥ 0,53 m, med tyngdetetthet 20 kN/m$^3$

- Med hastighet over 220km/t skal ballasttykkelsen økes med 50 mm.
- Øvrige påførte laster som betongsviller, skinner (inkludert ledeskinner), rekkverk og kabelkanal settes til 8,3 kN/m.

# 2 Jernbanelastens egenskaper

Generelle regler er gitt for beregning av de tilhørende dynamiske effekter, sentrifugalkrefter, slingrekrefter, akselerasjons- og bremsekrefter og aerodynamiske effekter pga. passerende jernbanetrafikk (trykk- og sugeffekter).

Laster pga. jernbanedrift er gitt for:

- vertikale laster: Lastmodell 71, Lastmodellene SW
- dynamiske effekter
- sentrifugalkrefter
- slingrekrefter
- akselerasjons- og bremsekrefter
- aerodynamiske effekter fra passerende tog (trykk- og sugeffekter)

Ulykkeslaster er gitt i NS-EN:1991-1-7:2006+NA:2008 og inkluderer for eksempel:

- Effekt av avsporing
- Støt forårsaket av avsporede tog som passerer under eller langs konstruksjoner.
- Ulykkeslast fra eksternt kjøretøy (påkjøringskrefter) er gitt i vedlegg d.

Ulykkeslaster som en konsekvens av nedfalling av åk og kontaktledning er angitt i dette regelverket under punkt 9.2.

# 3 Lastsymboler, last- og kombinasjonsfaktorer

## 3.1 Klassifisering av laster

Laster i dette regelverket er klassifisert i henhold til**:**

NS-EN 1991-1-1:2002+NA:2008 Tetthet, egenvekt og nyttelast i bygninger

NS-EN 1991-1-2:2003+NA:2010 Trafikklaster på bruer

NS-EN 1991-1-3:2003+NA:2008 Snølaster

NS-EN 1991-1-4:2005+NA:2009 Vindlaster

NS-EN 1991-1-5:2003+NA:2008 Termiske påvirkninger

NS-EN 1991-1-6:2005+NA:2008 Laster under utførelse

NS-EN 1991-1-7:2006+NA:2008 Ulykkeslaster

NS-EN 1997-1:2004+A1:2013+NA:2016 Geoteknisk prosjektering – Del 1: Allmenne regler

**Permanente laster**

Egenlast (tyngde av konstruksjon, ballast, utstyr osv.): G

Vanntrykk, permanent del: G

Jordtrykk: G

~~Setninger: G~~

**Oppspenning (Spennkraft)**: P

**Nyttelaster**: Q

Toglaster (vertikal, eksentrisk, sentrifugal): Q

Andre nyttelaster: Q

**Andre variable laster**: Q

Vindlast: Q

Bølgelast: Q

Strømlast: Q

Islast: Q

Vanntrykk, variabel del: Q

Last fra variasjon i vannets tetthet: Q

Bremsekraft: Q

Trekkraft: Q

Slingrekraft: Q

Aerodynamiske effekter: Q

Snølast: Q

Temperaturlast: Q

Temperaturforskjell mellom konstruksjonsdeler: Q

Temperaturforskjell mellom skinner og overbygning: Q

**Deformasjonslaster**: D

Svinn, kryp og relaksasjon: D

Tvang fra bygge- eller installasjonsmetode: D

Setninger: G

**Ulykkeslaster**: A

Påkjøringslast/avsporingslast fra tog: A

Påkjøringslast fra kjøretøy (biler)

Påseilingslast fra skip: A

Kabelbrudd: A

Fallende gjenstander: A

Eksplosjon: A

Brann: A

Laster forårsaket av skred: A

Unormale naturlaster: A

Seismiske laster/Jordskjelv: E

I lastkombinasjon med toglast skal tilhørende sentrifugalkraft inngå med samme lastkoeffisient.

Friksjonskraft kombineres ikke med bremsekraft.

I bruddgrensetilstanden skal de fire variable lastene som gir størst innvirkning inngå. Bare én variabel last multipliseres med den høyeste lastfaktor. Ved bru med flere spor regnes Lastmodell 71 som en variabel last på hvert enkelt spor.

# 3.2 Lastfaktorer

## 3.2.1 Lastfaktorer for bruddgrensetilstanden

For dimensjonering i bruddgrensetilstanden skal lastene multipliseres med koeffisienter som angitt i [NS-EN 1990:2002/A1:2005+NA:2010, tabell NA.A2.4(A), NA.A2.4(B) og NA.A2.4(C)].

Følgende lastkombinasjoner skal undersøkes: Se NS-EN 1990:2002/A1:2005 + NA:2010.

- ~~Unntak:~~ For Lastmodell SW/2 benyttes $\gamma_Q$ =1,2

Det regnes med de lastfaktorer for egenlast og deformasjonslast som gir ugunstigst virkning.

ψ-verdier er gitt i [NS-EN 1990:2002/A1:2005+NA:2010, tabell NA.A2.3]

[1)] 0,8 for ett spor, 0,7 for to spor, 0,6 for tre spor.

[2)] For risskontroll av betongbruer gjelder disse verdier bare hvis tverrsnittet er slik at snittkreftene fordeles over hele tverrsnittet. To- og flersporsbruer der hoveddelen av belastningen overføres til nærmeste bjelke skal betraktes som enkelsporet bru og $\psi_1$' settes da til 0,8

[3)] $F_{wk}$ karakteristisk vindhastighetstrykk settes til 2,0 kN/m$^2$, og formfaktoren til 1,0 hvis ikke andre relevante verdier kan påvises

## 3.2.2 Lastkoeffisienter for bruksgrensetilstanden

For lastkoeffisienter i bruksgrensetilstanden anvendes [NS-EN 1990:2002/A1:2005+NA:2010,tabell NA.A2.6] .

For nedbøyningskontroll skal lastkombinasjon Karakteristisk benyttes i henhold til tabell NA.A2.6.

ψ-verdier er gitt i [NS-EN 1990:2002/A1:2005+NA:2010, tabell NA.A2.3].

## 3.2.3 Lastfaktorer for utmattingsgrensetilstanden

Alle laster som virker i denne tilstanden gis lastfaktor 1,0.

## 3.2.4 Lastfaktor for ulykkesgrensetilstanden

Alle laster som virker i denne tilstanden gis lastfaktor 1,0.

## 3.2.5 Lastgrupper - Karakteristiske verdier

Faktorene som er gitt i Tabell 1 skal brukes som karakteristiske verdier av forskjellige trafikklaster som betraktes i hver gruppe. Hver av disse lastgruppene, som er gjensidig ekskluderende, skal betraktes ved å definere en karakteristisk last for kombinasjon med ikke - trafikklaster.

Karakteristiske verdier er angitt i NS-EN 1991-1-2:2003+NA:2010 Trafikklaster på bruer, tabell 6.11.

**Tabell 1: Vurdering av samtidighet av trafikklaster (karakteristiske verdier av multikomponente virkninger)**

| | | LM 71 og SW /0 | Tomme vogner | Akselerasjon/ bremsing | Sentrifugalkraft | Slingrekraft | Kommentarer |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Enkelsporet bru | Gr 11 spor 1 | 1,0 | - | 1,0 | 0,5 | 00,5 | Maksimum vertikalt og på tvers |
| | Gr 12 spor 1 | - | 1,0 | - | 1,0 | 0,5 | Tverrstabilitet |
| | Gr 13 spor 1 | 1,0 | - | 1,0 | 0,5 | 1,0 | Maksimum langsgående |
| | Gr 14 spor 1 | 1,0 | - | 0 | 1,0 | 1,0 | Maksimum på tvers |
| | Gr 15 spor 1 | 1,0 | - | 1,0 | 0,5 | 1,0 | Lokal virkning på tvers |
| Bru med to spor | Gr 21 spor | 1,0 | - | 1,0 | 0,5 | 0 | Maksimum vertikalt og på |

| | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | 1 | | | | | | tvers |
| | Gr 21 spor 2 | 1,0 | - | 1,0 | 0,5 | 0 | |
| | Gr 22 spor 1 | - | 1,0 | - | 1,0 | 0,5 | Tverrstabilitet |
| | Gr 22 spor 2 | - | - | - | - | - | |
| | Gr 23 spor 1 | 1,0 | - | 1,0 | 0,5 | 0,5 | Maksimum langsgående |
| | Gr 23 spor 2 | 1,0 | - | 1,0 | 0,5 | 0,5 | |
| | Gr 24 spor 1 | 1,0 | - | 0,5 | 1,0 | 0,5 | Maksimum på tvers |
| | Gr 24 spor 2 | 1,0 | - | 0,5 | 1,0 | 0,5 | |
| | Gr 25 | 0,5 | - | 1,0 | 0,5 | 1,0 | Lokal virkning |

| | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | spor 1 | | | | | | på tvers |
| | Gr 25 spor 2 | 0,5 | - | 1,0 | 0,5 | 1,0 | |
| Bru med tre eller flere spor | Gr 31 spor a | 0,75 | - | 0,5 | 0,75 | 0 | Maksimum vertikalt og på tvers |
| | Gr 31 spor b | 0,75 | - | 0,5 | 0,75 | 0 | |
| | Gr 31 spor c | 0,75 | - | - | 0,75 | 0 | |
| | Gr 32 spor a | - | 1,0 | - | 1,0 | 0,5 | Tverrstabilitet |
| | Gr 32 spor b | - | - | - | - | - | |
| | Gr 32 spor c | - | - | - | - | - | |

| | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | Gr 33 spor a | 0,75 | - | 1,0 | 0,375 | 0,5 | |
| | Gr 33 spor b | 0,75 | - | 1,0 | 0,375 | 0,5 | Maksimum langsgående |
| | Gr 33 spor c | - | - | 0 | - | 0 | |
| | Gr 34 spor a | 0,75 | - | 0 | 0,75 | 0,5 | |
| | Gr 34 spor b | 0,75 | - | 0 | 0,75 | 0,5 | Maksimum på tvers |
| | Gr 34 spor c | 0,75 | - | 0 | 0,75 | 0,5 | |
| | Gr 35 spor a | 0,75 | - | 0,75 | 0,375 | 1,0 | |
| | Gr 35 spor | 0,75 | - | 0,75 | 0,375 | 1,0 | Lokal virkning på tvers |

| | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | b | | | | | | |
| | Gr 35 spor e | 0,75 | - | 0 | 0,375 | 1,0 | |

Merknader:

Grått felt = dominerende komponentvirkning

a) Hvilket som helst spor

b) Et hvilket som helst annet spor

c) Alle andre spor

# 4 Vertikallaster - karakteristiske verdier (statiske effekter)

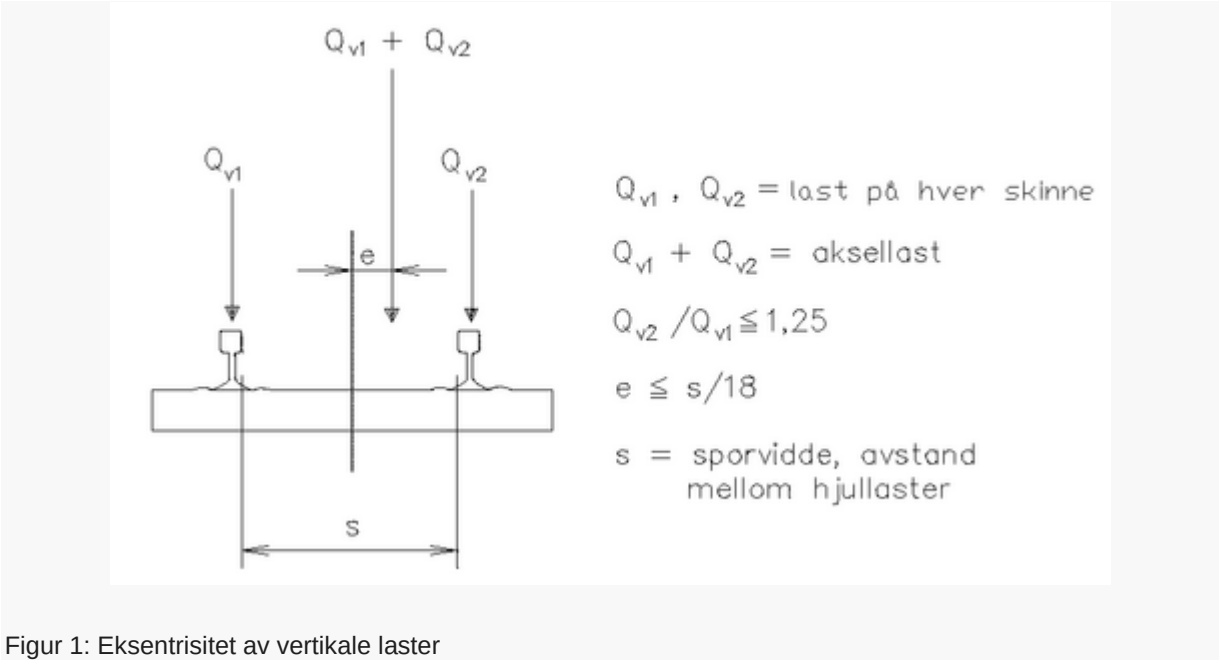
## 4.1 Generelt

Lastene er definert ved hjelp av lastmodeller. To modeller tilsvarende forskjellig jernbanebelastning er gitt. Den ene representerer normal trafikk på hovedbanene (Lastmodell 71), og den andre representerer spesielt tunge laster (Lastmodellene SW).

Forholdsregler er tatt for å kunne variere den spesifiserte belastning for å representere forskjeller i beskaffenhet, volum og maksimal vekt av jernbanetrafikk på forskjellige jernbaner, så vel som ulike sporkvaliteter.

### 4.1.1 Eksentrisitet av vertikale laster (bare Lastmodell 71)

Effekten av sideforskyvning av vertikale laster skal betraktes ved å sette forholdet mellom hjullaster på én aksel lik 1,25:1,00. Den resulterende eksentrisiteten e er vist i Figur 1.

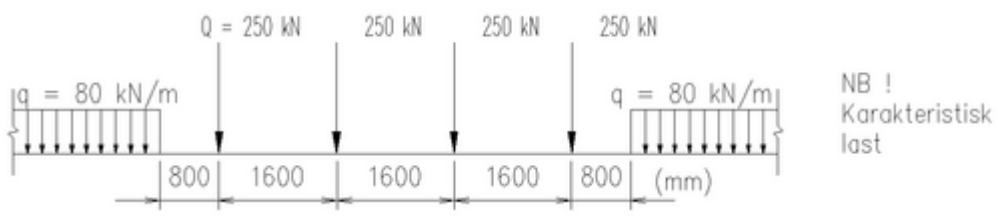



Figur 1: Eksentrisitet av vertikale laster

## 4.2 Lastmodell 71

Lastmodell 71 representerer den statiske effekten av normal jernbanetrafikk. Den representerer den vertikale lasten på sporet.

Lastarrangementene og de karakteristiske verdiene for vertikale laster tas opp som vist i Figur 2 nedenfor:




Figur 2: Lastmodell 71 og karakteristiske verdier for vertikale laster

De karakteristiske verdiene gitt i Figur 2 skal multipliseres med en faktor α på linjer med jernbanetrafikk som er tyngre enn normal jernbanetrafikk. Når lastene er multiplisert med faktoren α kalles de "klassifiserte vertikale laster".

Faktoren α skal være en av følgende:

1,00 eller 1,33

For Østfoldbanen gjelder alltid 1,33

Hvis ingen faktor er spesifisert settes α = 1,00.

Lastene listet nedenfor skal multipliseres med den samme faktor α

- Lastmodell SW/0 for kontinuerlige bruer i henhold til Lastmodellene SW
- sentrifugalkrefter i henhold til Sentrifugalkrefter
- akselerasjons- og bremsekrefter i henhold til Påvirkning fra trekkraft (akselerasjon) og bremsing
- ulykkeslaster i henhold til Ulykkeslaster fra jernbanetrafikk

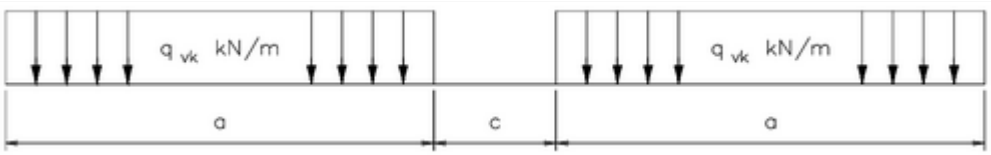
Ved beregning av moment, skjærkrefter, reaksjoner og nedbøyninger, skal lasten plasseres i ugunstigste posisjon. Lastmodellen kan avkortes eller oppdeles vilkårlig for å oppnå den ugunstigste lastvirkning.

På Ofotbanen fra Narvik til Riksgrensen skal det benyttes 4 stk. aksellaster på 300 KN hver og fordelt last på 120 KN/m. Plasseringen av lastene er den samme som vist i Figur 2.

## 4.3 Lastmodellene SW

Lastmodellene SW representerer den statiske effekten av ekstraordinær tung jernbanetrafikk, (f.eks. transport av transformatorer og stridsvogner).

Lastene arrangeres som vist i Figur 3, med de karakteristiske verdier for vertikale laster i henhold til Tabell 2.




Figur 3: Lastmodellene SW

**Tabell 2: Karakteristiske verdier for vertikale laster for Lastmodellene SW**

| Lastklassifikasjon | $q_{vk}$ (kN/m) | a (m) | c (m) |
|---|---|---|---|
| SW/0 | 133 | 15,0 | 5,3 |
| SW/2 | 150 | 25,0 | 7,0 |

Jernbaneverket forlanger kontrollberegninger med begge lastmodeller.

## 4.4 Tomme vogner

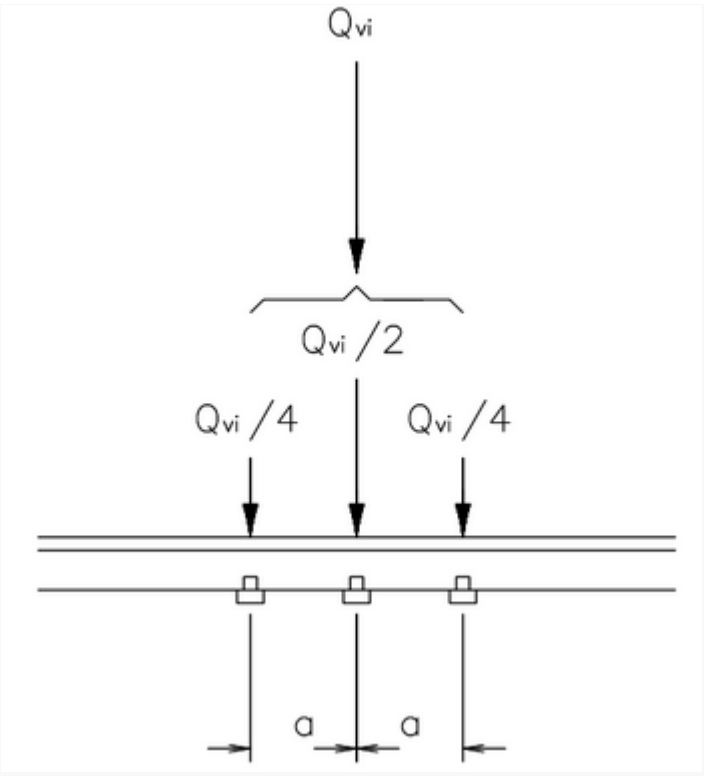
For noen bestemte kontroller (se avsnitt 7) er en bestemt toglast kalt "tomme vogner" benyttet. Denne lasten er en vertikal jevnt fordelt last lik 10,0 kN/m.

## 4.5 Fordeling av aksellaster gjennom skinnene, svillene og ballast

Følgende krav er anvendelige for Lastmodell 71 og Lastmodellene SW.

### 4.5.1 Langsgående fordeling av hjullast gjennom skinna

En hjullast fordeles over 3 sviller som vist i figur 4.




Figur 4: Langsgående fordeling av hjullast gjennom skinna

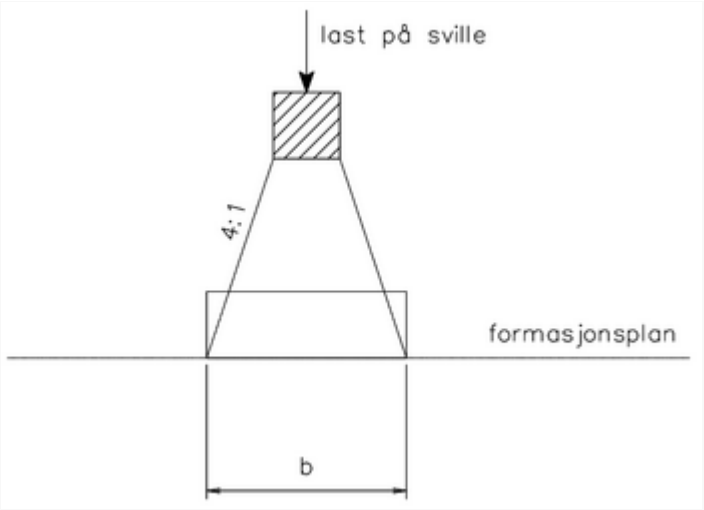
$Q_{vi}$ = hjullast

a = svilleavstand

### 4.5.2 Langsgående fordeling av last gjennom sviller og ballast

Som en generell regel fordeles aksellasten for Lastmodell 71 jevnt i langsgående retning.

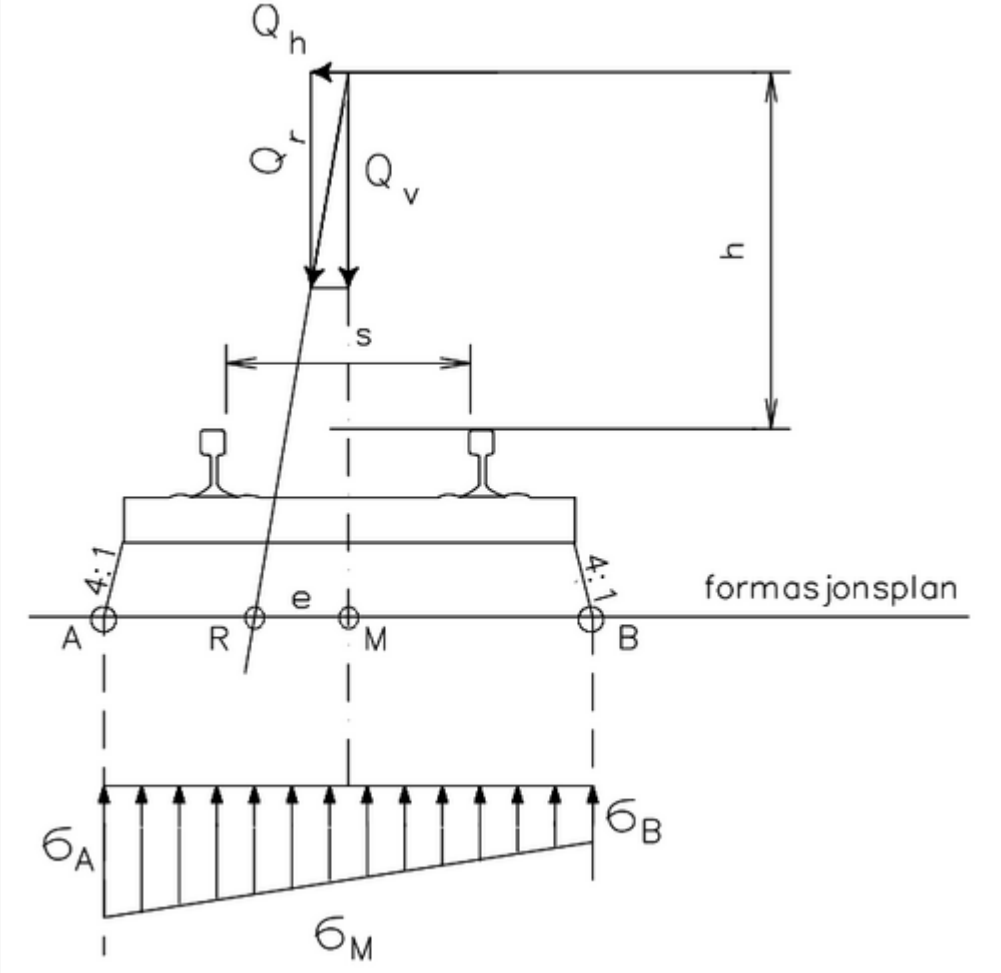
For dimensjonering av konstruksjonselementer som dekke, plater og tynne betongskiver, skal det imidlertid tas hensyn til den langsgående fordelingen under svillene som vist i figur 5, hvor referanseplanet er definert som den øvre overflaten av dekket.




Figur 5: Langsgående fordeling av last gjennom sville og ballast

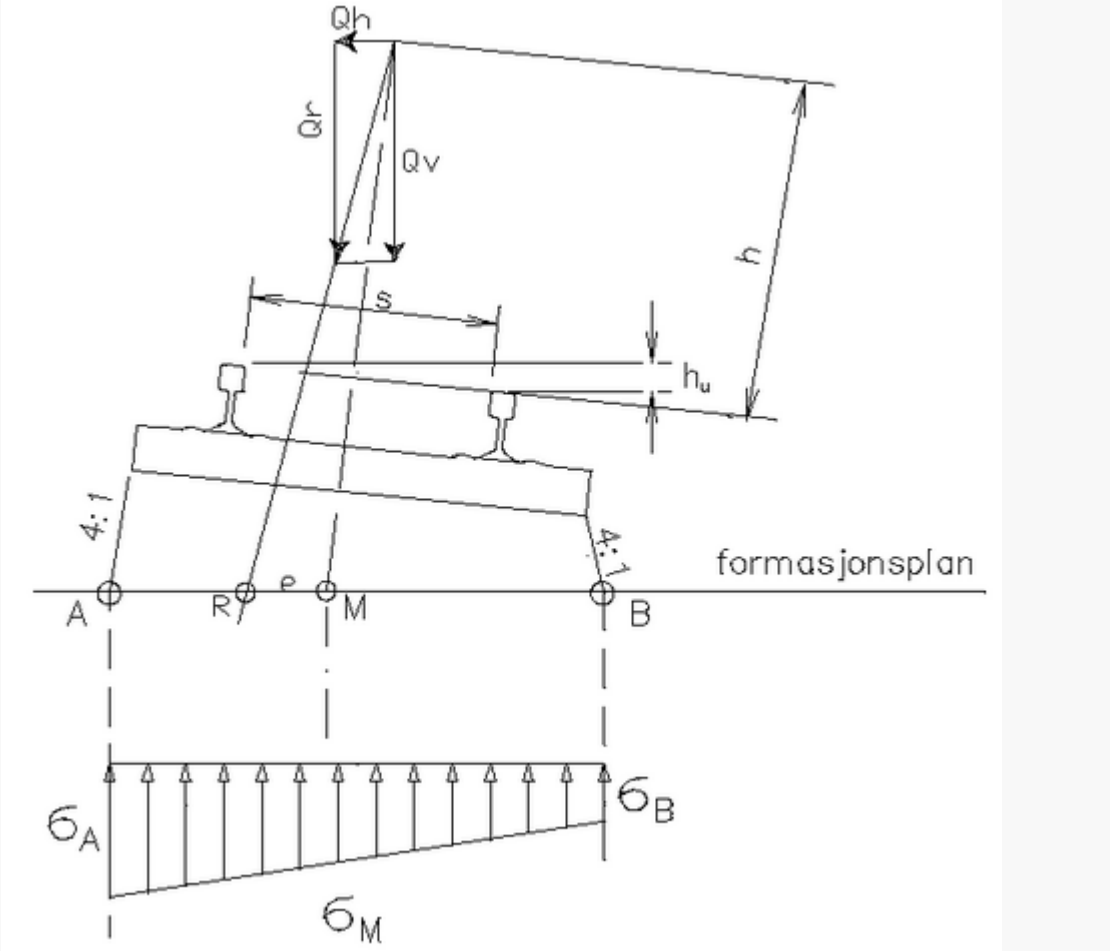
### 4.5.3 Tverrgående fordeling av laster gjennom svillene og ballast

For bruer med gjennomgående ballast uten overhøyde fordeles lastene på tvers i henhold til figur 6.




Figur 6: Tverrgående fordeling av laster gjennom svillene og ballast, spor uten overhøyde

På bruer med gjennomgående ballast og med overhøyde fordeles lastene på tvers som vist i figur 7.




Figur 7: Tverrgående fordeling av laster gjennom svillene og ballast, spor med overhøyde

### 4.5.4 Ekvivalent vertikal trafikklast bak landkar, vinger og støttemurer

Trafikklasten antas å tilsvare en jevnt fordelt karakteristisk last lik 110 kN/m pr. spor. Det regnes ikke med dynamisk tillegg. På dybden h meter under svilleunderkant antas lasten å være fordelt på en bredde lik h/2 + 2,5 m sentrisk om senterlinje spor (lastspredning 4:1).

Trafikklasten vil forårsake et vertikalt jordtrykk på landkarsåle lik $Y_{Q1}$ 110/(h/2 + 2,5), og et horisontalt jordtrykk mot frontvegg lik $Y_{Q1}$ 110 $K_0$/(h/2 + 2,5), der $K_0$ er hviletrykkskoeffisienten for tilbakefyllingsmaterialet.

For midlertidige konstruksjoner settes tilsvarende karakteristisk last til 80 kN/m per spor.

For horisontalt trykk mot vinger og støttemurer regnes med samme trafikklast, men med lastspredning 2:1 fra svilleende.

Det får regnes med jordtrykkskoeffisient $K_A$ for aktiv tilstand.

Ingen dynamisk effekt behøver å legges til denne fordelte lasten.

## 4.6 Gangbanebelastninger

### 4.6.1 Ikke offentlige gangbaner

Ikke offentlige gangbaner brukes bare av jernbanens personale.

Gangbaner skal beregnes for en jevnt fordelt last med en karakteristisk verdi $q_{fk}$ = 3 kN/m$^2$. Denne lasten skal benyttes over den lengde og bredde av gangbanen som gir den mest ugunstige virkning.

Gangbanelast regnes ikke å opptre samtidig med toglast.

# 5 Dynamiske effekter

## 5.1 Introduksjon

Statiske spenninger og deformasjoner i ei bru økes og minskes under effektene av trafikk pga. følgende fenomener:

- den hurtige lastøkningen pga. kjørehastighet over konstruksjonen og effekten av konstruksjonens treghet som det ikke er tatt hensyn til ved statiske beregninger
- variasjoner i hjullaster pga. ujevnheter på hjulenes og skinnenes overflate
- passering av suksessive belastninger med tilnærmet jevn avstand som kan initiere vibrasjoner i konstruksjonen og under visse omstendigheter forårsake resonans (hvor frekvensen av stimuleringen tilsvarer egenfrekvensen til konstruksjonen, er det mulig at vibrasjonene som skyldes suksessive aksler som kommer inn på konstruksjonen vil forårsake heftige vibrasjoner)

For konstruksjonsberegninger (spenninger, nedbøyninger, etc.) skal disse effektene tas i betraktning.

## 5.2 Faktorer som påvirker dynamisk oppførsel

Følgende hovedfaktorer influerer på dynamisk oppførsel:

- konstruksjonens egenfrekvens
- akselavstanden
- kjørehastighet over brua
- demping i konstruksjonen
- regelmessig understøttelse av dekkeplata og konstruksjonen (tverrbjelker, sviller, ...)
- ujevnheter på hjulene (hjulslag, ...)
- vertikale ujevnheter i sporet

Disse faktorene er heretter tatt hensyn til i 5.3 og 5.4.

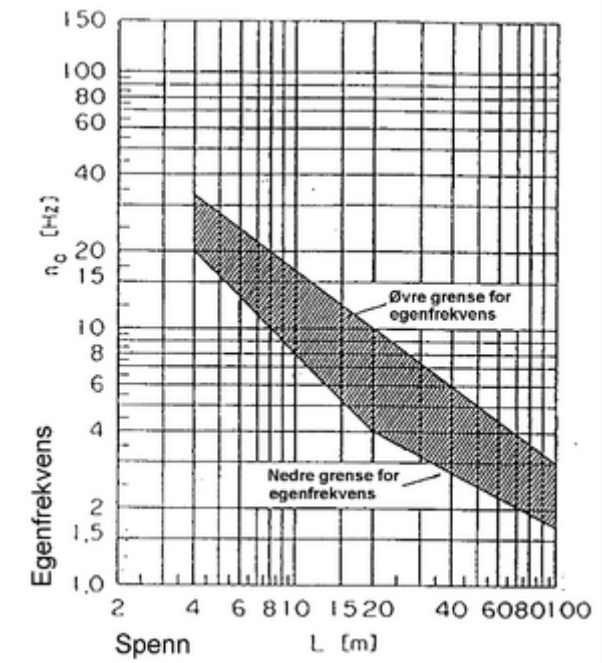
For å avgjøre om det skal utføres dynamiske eller statiske analyser se flyteskjema i NS-EN 1991-1-2:2003+NA:2010 Trafikklaster på bruer, figur 6.9.

## 5.3 Dynamiske faktorer $\Phi_2$, $\Phi_3$

### 5.3.1 Anvendelsesområde

De dynamiske faktorene tar hensyn til den dynamiske økning av spenninger og den vibrerende effekten i konstruksjonen, men de tar ikke hensyn til resonanseffekt og heftige vibrasjoner av dekket.

Disse dynamiske faktorene gjelder kun for hastigheter V ≤ 220 km/h, og hvor egenfrekvensen til konstruksjonen ligger innenfor grensene vist i Figur 8.




Figur 8: Grenser for egenfrekvenser som funksjon av teoretisk spennvidde L

Den øvre grense for $n_0$ er gitt ved

$n_0 = 94{,}76 \bullet L^{-0{,}748}$

Den nedre grense for $n_0$ er gitt ved

$n_0 = 80/L$ for 4 m ≤ L ≤ 20 m

$n_0 = 23{,}58 \bullet L^{-0{,}592}$ for 20 m ≤ L ≤ 100 m

I ei bru er egenfrekvensene av et element relatert til den nedbøyde formen under permanent last. For en fritt opplagt konstruksjon utsatt for bøyning kan egenfrekvensen beregnes ut fra ligning 1.

$$n_0\,(\mathrm{Hz}) = \frac{17,75}{\sqrt{\delta_0}} \quad (1)$$

$\delta_0$ er beregnet nedbøyning i feltmidte pga. permanente laster (mm)

NB: $\delta_0$ er beregnet ved å benytte en korttids E-modul i overensstemmelse med egnet lastperiode for togpasseringen.

### 5.3.2 Dynamisk faktor Φ

Denne dynamiske faktoren som endrer de statiske spenningene og nedbøyningene relatert til Lastmodell 71 er som følger:

$$\Phi_2 = \frac{1,44}{\sqrt{L_\Phi} - 0,2} + 0,82 \quad (2)$$

$1{,}00 \le \Phi_2 \le 1{,}67$ og anvendes på godt vedlikeholdte spor.

$$\Phi_3 = \frac{2,16}{\sqrt{L_\Phi} - 0,2} + 0,73 \quad (3)$$

$1{,}00 \le \Phi_3 \le 2{,}0$ og anvendes på spor med standard vedlikehold.

$L_\Phi$ er bestemmende lastlengde (m) som definert i tabell 3.

NB: Den dynamiske faktoren ovenfor ble etablert for anvendelse på fritt opplagte dragere. Beregning med lengden $L_\Phi$ (iht. tabell 6) tillater bruk av denne faktoren også for andre konstruksjonsdeler.

Jernbaneverket benytter dynamisk faktor $\Phi_2$ på permanente konstruksjoner, og den skal anvendes på alle baner hvis ikke annet blir spesifisert.

Disse dynamiske faktorene skal også brukes for Lastmodellene SW.

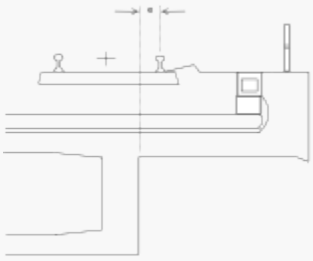
### 5.3.3 Bestemmende lastlengde $L_\Phi$

Den bestemmende lastlengden $L_\Phi$ som skal benyttes er gitt i NS-EN 1991-1-2:2003+NA:2010 Trafikklaster på bruer, tabell 6.2 og i Tabell 3 nedenfor.

Hvis resultantspenningen i en konstruksjonsdel er sammensatt av mange delspenninger som hver er knyttet til en separat konstruksjonsdel, skal den dynamiske faktor for hver delspenning beregnes ved å benytte den egnede bestemmende lastlengden.

**Tabell 3: Bestemmende lastlengder $L_\Phi$**

| Tilfelle | Konstruksjonsdel | Bestemmende lastlengde LΦ |
|---|---|---|
| **Dekkeplate (stål) lukket dekke med ballasttrau (ortotrop dekkeplate) (for lokale spenninger)** | | |
| 1 | Dekke med langs- og tversgående ribber | |
| | 1.1 Dekkeplate (for begge retninger) | 3 ganger tverrbjelkenes avstand |
| | 1.2 Langsgående ribber (inkludert små utkragere opp til 0,50 m) (*) | 3 ganger tverrbjelkenes avstand |
| | 1.3 Tverrbjelker, endetverrbjelker | 2 ganger lengden av tverrbjelkene |
| 2 | Dekkeplate med bare tverrbjelker | |
| | 2.1 Dekkeplate (for begge retninger) | 2 ganger tverrbjelkenes avstand + 3 m |
| | 2.2 Tverrbjelker | 2 ganger lengden av tverrbjelkene |

| | | |
|---|---|---|
| | 2.3 Endetverrbjelker | tverrbjelkenes lengde |
| **Dekkeplate (stål) åpent dekke uten ballasttrau (**) (for lokale spenninger)** | | |
| 3 | 3.1 Skinnebru | |
| | - som et element av en bjelkerist | 3 ganger tverrbjelkenes avstand |
| | - fritt opplagt | tverrbjelkenes avstand + 3 m |
| | 3.2 Utkrager på skinnebru, endetverrbjelker | $\Phi_3 = 2,0$ |
| | 3.3 Tverrbjelker | 2 ganger lengden av tverrbjelkene |
| **Dekkeplate med ballasttrau (betongkonstruksjoner) (for lokale og langsgående spenninger)** | | |
| 4 | 4.1 Dekkeplater som del av kassebærer eller øvre flens av hovedbjelke | |
| | -som spenner på tvers av hovedbjelkene | 3 ganger dekkeplatas spenn |
| | -som spenner i langsgående retning | den minste av:<br>-3 ganger dekkeplatas spenn<br>-bestemmende lastlengde for hovedbjelker |
| | -utkragere på tvers med jernbanebelastning |  |

| | | |
|---|---|---|
| | | eksentrisiteten e<br>-e ≤ 0,5 m: 3 ganger avstanden mellom stegene<br>-e > 0,5 m: se (*) |
| | 4.2 Dekkeplate kontinuerlig over tverrbjelker (i hovedbjelkeretning) | 2 ganger dekkeplatas spenn i lengderetningen |
| | 4.3 Dekkeplate for traubruer: | |
| | -som spenner vinkelrett på hovedbjelkene | 2 ganger dekkeplatas spenn |
| | - som spenner i langsgående retning | den minste av:<br>-2 ganger dekkeplatas spenn<br>-bestemmende lastlengde for hovedbjelker |
| | 4.4 Dekkeplater som spenner på tvers mellom stålbjelker innstøpt i betong | 2 ganger bestemmende lastlengde i lengderetningen |
| | 4.5 Utkragere i lengderetningen av dekkeplata | -e ≤ 0,5 m: $\Phi_2 = 1,67$<br>-e > 0,5 m: se (***) |
| **Hovedbjelker** | | |
| 5 | 5.1 Fritt opplagte bjelker og plater (inkludert stålbjelker innstøpt i betong) | Spenn i hovedbjelkeretning |
| | 5.2 Bjelker og plater kontinuerlige over n spenn med<br>$L_m = \frac{1}{n}(L_1 + L_2 + ... + L_n)$ | $L_\Phi = k \bullet L_m$<br>n 2 3 4 5<br>k 1,2 1,3 1,4 1,5<br>minst $L_{i,maks}$ (i=1,...,n) |
| | 5.3 Åpne eller lukkede rammer | |
| | -enkelt spenn | betraktes som 3 spenn kontinuerlig bjelke (bruk 5.2 med vertikale og horisontale lengder på deler av ramme) |
| | -flere spenn | betraktes som flere spenn kontinuerlig bjelke (bruk 5.2, med lengder av rammebein og dekke) |

| | | |
|---|---|---|
| | 5.4 Bueribbe, avstivede bjelker i buestrenger | halvt spenn |
| | 5.5 Underliggende buer med steinfylling | 2 ganger fri åpning |
| | 5.6 Opphengsstenger (i forbindelse med avstivningsbjelker) | 4 ganger avstanden mellom opphengsstengene |
| **Konstruksjonsunderstøttelser** | | |
| 6 | Søyler, pilarer, understøttelser, lagre, leddforbindelser, spenningsankre så vel som for beregning av kontakttrykk under lagre. | bestemmende lastlengde for de understøttede delene |

(*) Generelt trenger alle utkragere lengre enn 0,50 m hvor jernbanelaster opptrer et spesielt studium. (**) Det anbefales å benytte $\Phi_3$ for åpne dekker. (***) Generelt trenger alle utkragere lengre enn 0,50 m hvor jernbanelaster opptrer et spesielt studium. Akselerasjonen på brua skal tas i betraktning ved dimensjonering av utkragerne. En full dynamisk analyse skal utføres med de materielle karakteristikkene nøyaktig modellert.

Det regnes ikke støttillegg ved beregning av jordtrykk, eller ved beregning av fundamentets trykk mot grunnen.

### 5.3.4 Reduserte dynamiske effekter

I tilfellet med buebruer og betongbruer av alle typer med en overdekning av ballast og grus på mer enn 1,00 m, kan $\Phi_2$, $\Phi_3$reduseres som følger:

$$\mathrm{red}_{\Phi_2,\Phi_3} = \Phi_2, \Phi_3 - \frac{h-1,0}{10} \geq 1,0 \quad (4)$$

der h (m) er høyden av ballasten til svilletopp, (for buebruer, til topp av bueryggen).

Søyler med en slankhet (knekklengde/treghetsradius) < 30, landkar, fundamenter, støttemurer og trykk fra grunnen kan beregnes uten å ta hensyn til dynamiske effekter.

## 5.4 Dynamiske effekter når det er risiko for resonans eller betydelige vibrasjoner i konstruksjonen

Hvor egenskapene til konstruksjonen er slik at de ikke ligger innenfor grensene spesifisert i Figur 8, eller hvis trafikkhastigheten er større enn 200 km/h, er det en risiko for at resonans eller betydelige vibrasjoner av dekket kan forekomme (med en overskridelse av godkjente akselerasjoner, enderotasjon av konstruksjon, dekkedreining, ...). Disse dynamiske effektene er ikke dekket av de dynamiske faktorene spesifisert i Dynamisk faktor Φ

a) Ved hastighet over 200 km/h skal beregninger av dynamiske effekter utføres i henhold EN 1991-2:2003/AC:2010 paragraf 6.4.6.1.1.

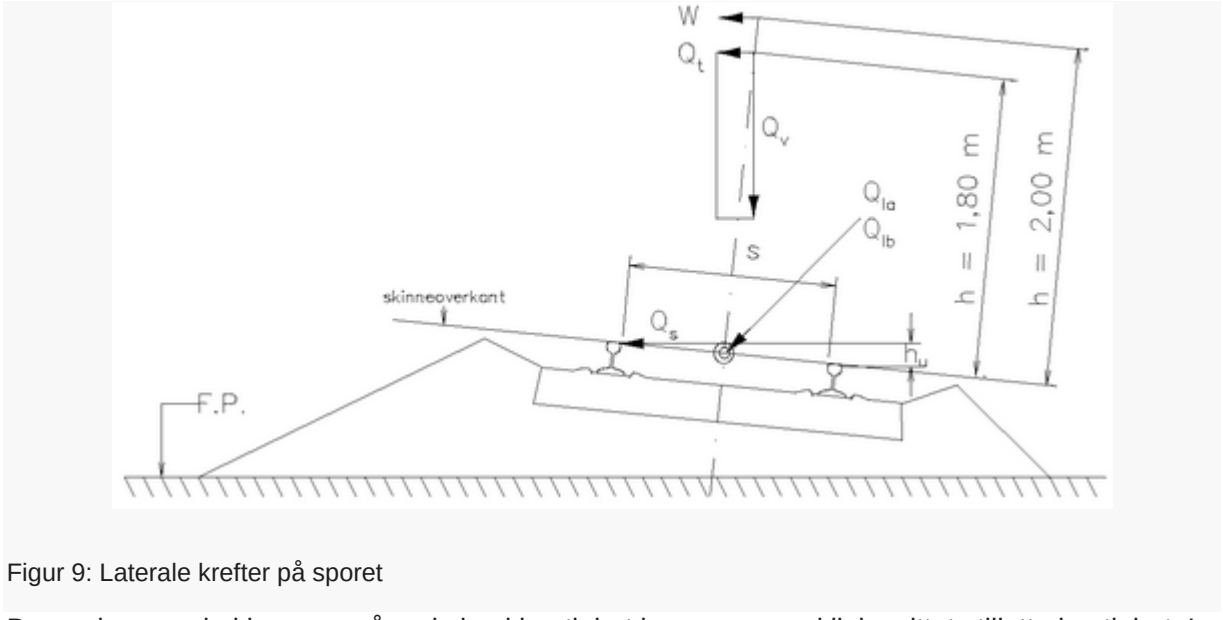
Anvisninger for dynamiske beregninger er gitt i vedlegg c (informativt).

# 6 Horisontale krefter - karakteristiske verdier

# 6.1 Sentrifugalkrefter

På bruer hvor sporet helt eller delvis ligger i kurve skal sentrifugalkraften og overhøyden av sporet tas i betraktning.

Sentrifugalkreftene antas å opptre utover i horisontal retning i en høyde 1,80 m over skinneoverkant.




Figur 9: Laterale krefter på sporet

Beregningene skal baseres på maksimal hastighet i samsvar med linjesnittets tillatte hastighet. I tilfellet med Lastmodellene SW skal en hastighet lik 80 km/h antas.

Den karakteristiske verdi av sentrifugalkraften skal bestemmes iht. ligning 5.

$$Q_{\mathrm{tk}} = \frac{v^2}{g \cdot R}\left(f \cdot Q_{\mathrm{vk}}\right) = \frac{V^2}{127 \cdot R}\left(f \cdot Q_{\mathrm{vk}}\right) \qquad (5)$$

$$\left(q_{\mathrm{tk}}\right) \qquad \left(f \cdot q_{\mathrm{vk}}\right) \qquad \left(f \cdot q_{\mathrm{vk}}\right)$$

$Q_{tk}$ $q_{tk}$: karakteristisk verdi av sentrifugalkraften (kN, kN/m)

$Q_{VK}$ $q_{vk}$: karakteristisk verdi av vertikallastene spesifisert i avsnitt 4.

f reduksjonsfaktor (se nedenfor)

v maksimal hastighet (m/s)

V maksimal hastighet (km/h)

g akselerasjon pga. gravitasjon (9,81 m/s$^2$)

R kurveradius (m)

I tilfellet med kombinasjonskurver bør hensiktsmessige gjennomsnittsverdier settes for kurveradiusen R.

Sentrifugalkraften skal alltid kombineres med vertikallasten. Sentrifugalkraften skal ikke multipliseres med den dynamiske faktor Φ.

For nye baner med prosjekterte hastigheter høyere enn 120 km/h skal følgende to tilfeller betraktes:

a) Lastmodell 71 med dynamisk faktor og sentrifugalkraften for V = 120 km/h iht. ligning .5 med f = 1.

b) For hastigheter over 120 km/h kan sentrifugalkraften, iht. til ligning 5 for dimensjonerende hastighet V, reduseres med reduksjonsfaktoren f lik:

$$f = \left[1 - \frac{V - 120}{1000}\left(\frac{814}{V} + 1,75\right) \cdot \left(1 - \sqrt{\frac{2,88}{L_f}}\right)\right] \quad (6)$$

$L_f$ influenslengde (m) av den belastede del av spor i kurve på brua som er mest ugunstig for dimensjonering av konstruksjonsdelene som betraktes

V maksimal spesifisert hastighet (km/h)

f = 1 for V ≤ 120 km/h eller Lf ≤ 2,88 m

f < 1 for 120 km/h < V ≤ 300 km/h (se Tabell 4 eller Figur 10) og Lf > 2,88 m

f(V) = f(300) for V > 300 km/h og Lf > 2,88 m

Verdier av f for Lastmodell 71 er angitt i NS-EN 1991-1-2:2003+NA:2010 Trafikklaster på bruer, tabell 6.7,~~utregnet i Tabell~~ 4 og plottet i Figur 10.

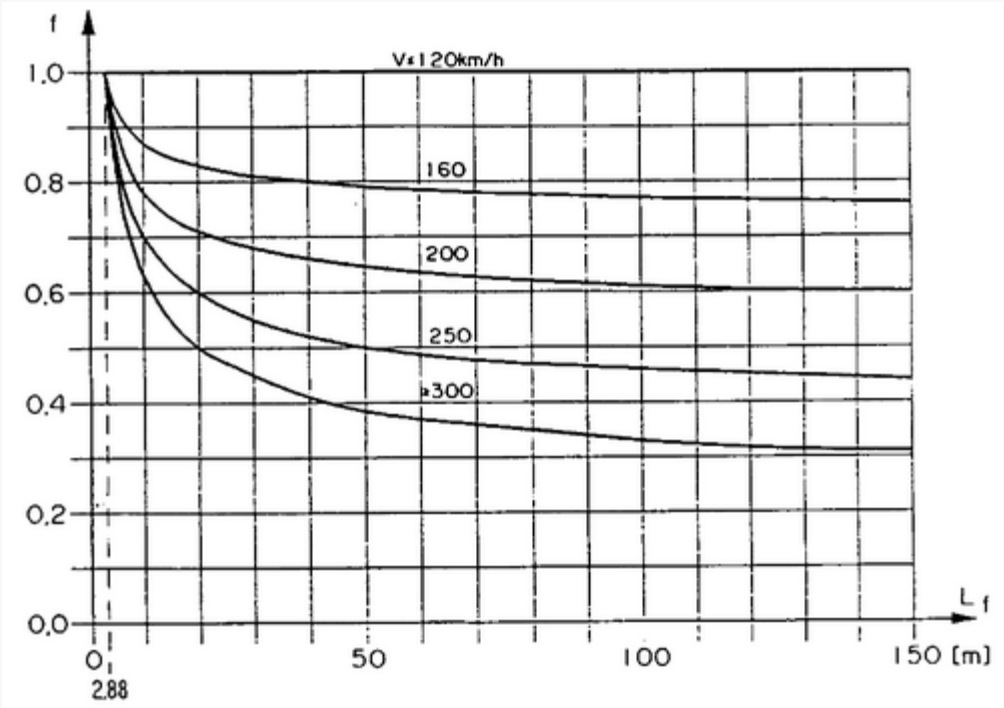
**~~Tabell 4: Faktorer f for Lastmodell 71~~**

| ~~$L_f$ (m)~~ | ~~Maksimal kjørehastighet ( V i km/h)~~ | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| | ~~≤ 120~~ | ~~160~~ | ~~200~~ | ~~250~~ | ~~≥ 300~~ |
| ~~≤ 2,88~~ | ~~1,00~~ | ~~1,00~~ | ~~1,00~~ | ~~1,00~~ | ~~1,00~~ |
| ~~3~~ | ~~1,00~~ | ~~0,99~~ | ~~0,99~~ | ~~0,99~~ | ~~0,98~~ |
| ~~4~~ | ~~1,00~~ | ~~0,96~~ | ~~0,93~~ | ~~0,90~~ | ~~0,88~~ |
| ~~5~~ | ~~1,00~~ | ~~0,93~~ | ~~0,89~~ | ~~0,84~~ | ~~0,81~~ |
| ~~6~~ | ~~1,00~~ | ~~0,92~~ | ~~0,86~~ | ~~0,80~~ | ~~0,75~~ |
| ~~7~~ | ~~1,00~~ | ~~0,90~~ | ~~0,83~~ | ~~0,77~~ | ~~0,71~~ |
| ~~8~~ | ~~1,00~~ | ~~0,89~~ | ~~0,81~~ | ~~0,74~~ | ~~0,68~~ |

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| 9 | 1,00 | 0,88 | 0,80 | 0,72 | 0,65 |
| 10 | 1,00 | 0,87 | 0,78 | 0,70 | 0,63 |
| 12 | 1,00 | 0,86 | 0,76 | 0,67 | 0,59 |
| 15 | 1,00 | 0,85 | 0,74 | 0,63 | 0,55 |
| 20 | 1,00 | 0,83 | 0,71 | 0,60 | 0,50 |
| 30 | 1,00 | 0,81 | 0,68 | 0,55 | 0,45 |
| 40 | 1,00 | 0,80 | 0,66 | 0,52 | 0,41 |
| 50 | 1,00 | 0,79 | 0,65 | 0,50 | 0,39 |
| 60 | 1,00 | 0,79 | 0,64 | 0,49 | 0,37 |
| 70 | 1,00 | 0,78 | 0,63 | 0,48 | 0,36 |
| 80 | 1,00 | 0,78 | 0,62 | 0,47 | 0,35 |
| 90 | 1,00 | 0,78 | 0,62 | 0,47 | 0,34 |
| 100 | 1,00 | 0,77 | 0,61 | 0,46 | 0,33 |
| ≥ 150 | 1,00 | 0,76 | 0,60 | 0,44 | 0,31 |

Ved beregning av sentrifugalkraftens størrelse, må den prosjekterende innhente opplysninger om kurveradius og sporets overhøyde så vel som største tillatte (dimensjonerende) hastighet på det aktuelle stedet der brua skal bygges.

Kraftresultantens skjæringspunkt med brudekket (se Figur 7), dvs. dens avstand fra bruaksen, vil gi grunnlag for trafikklastens fordeling.




Figur 10: Faktorer f for Lastmodell 71

I tillegg, for bruer som ligger i kurve, skal tilfellet med belastningen spesifisert i avsnitt Lastmodell 71 og, hvis anvendelig avsnitt Lastmodellene SW, også betraktes uten sentrifugalkraft (V = 0).

Klassifiserte vertikale laster (jf. avsnitt Lastmodell 71):

Lasttilfeller for sentrifugal kraft er angitt i NS-EN 1991-1-2:2003+NA:2010 Trafikklaster på bruer, tabell 6.8,

~~Sentrifugalkrefter skal bestemmes fra ligning 5 i tilfellet med:~~

~~α ≥ 1 for: 1,0 • Lastmodell 71~~

Sentrifugalkreftene avhenger av strekningshastigheten og avtar med reduksjonsfaktoren f gitt ved ligning 6.

## 6.2 Slingrekraft

Slingrekraften settes som en konsentrert kraft som opptrer horisontalt på skinneoverkant, normalt på senterlinjen av sporet. Den skal benyttes på både rett og kurvet spor.

Den karakteristiske verdien av slingrekraften skal settes lik $Q_{sk}$ = 100 kN. Den skal verken multipliseres med faktoren α (se avsnitt 4.2) eller med faktoren f (se avsnitt 6.1).

Slingrekraften skal alltid kombineres med en vertikal last.

## 6.3 Påvirkning fra trekkraft (akselerasjon) og bremsing

Akselerasjons- og bremsekrefter opptrer på skinneoverkant i langsgående retning av sporet. De skal betraktes som jevnt fordelt over influenslengden $L_f$ (se avsnitt 6.1).

Deres karakteristiske verdier skal settes som følger:

Trekkraft for Lastmodell 71 og Lastmodellene SW:

$Q_{lak}$ = 33 kN/m · L(m) ≤ 1000 kN(5.7)

Bremsekraft for Lastmodell 71og SW/O:

$Q_{lbk}$ = 20 kN/m · L(m) * ≤ 6000 kN(5.8)

Bremsekraft for Lastmodell SW/2:

$Q_{lbk}$ = 35 kN/m · L(m) *(5.9)

- Når det gjelder Lastmodell SW/0 og SW/2 skal det bare tas hensyn til de deler av konstruksjonen som er belastet iht. figur 3 og tabell 5.

Disse karakteristiske verdiene er anvendelige for alle typer sporkonstruksjoner, enten lange sveiste skinner eller laskede skinner, og med eller uten glideskjøter.

For baner med spesiell trafikk (f.eks. høyhastighetsbaner) kan trekk- og bremsekreftene settes lik 25 % av summen av aksellastene (aktuelt tog) som opptrer over lengden $L_f$, med en maks. verdi på 1000 kN for $Q_{lak}$ og 6000 kN for $Q_{lbk}$.

Trekk- og bremsekrefter skal kombineres med de korresponderende vertikale laster inkludert støttillegg, men det regnes ikke med støttillegg på akselerasjons- og bremsekrefter.

For bru med to spor skal:

- to spor med samme kjøreretning: akselerasjonskraft på den ene sporet kombineres med akselerasjon på det andre sporet.

- to spor med hvert sin kjøreretning: bremsekraften på den ene sporet kombineres med akselerasjon på det andre sporet.

Når sporet er helsveist ved en eller begge ender av brua, overføres bare en del av trekk- eller bremsekraften gjennom dekket til lagrene. Den resterende kraften overføres gjennom sporet hvor den tas opp bak landkarene. Den delen av kraften som overføres gjennom dekket til lagrene er gitt i 6.4.

Akselerasjons- og bremsekrefter kan neglisjeres for lastemodell med tomme vogner.

# 6.4 Veiledning om langsgående krefter

## 6.4.1 Generelt og prinsipper

Der sporet er helsveist mellom brua og fyllingen ved en eller begge ender av konstruksjonen, vil langsgående krefter pga. akselerasjon eller bremsing bli tatt opp, delvis av friksjonsmassene bak landkaret hvor sporet er helsveist og delvis gjennom brulagrene. Også der sporet er helsveist og forårsaker motstand mot fri bevegelse av brudekket, vil enhver temperaturforskjell mellom skinnene og brudekket, eller bevegelse av brudekket, forårsake en indirekte langsgående kraft på brulagrene.

De langsgående kreftene som tas opp i konstruksjonen, skal tas i betraktning ved dimensjonering av lagrene og underbygningen.

Kravene her er for ballast spor. Kombinert respons fra sporkonstruksjon og brua for variable påvirkninger for bruer uten ballastlag skal fastsettes for det enkelte prosjektet.

Følgende viktigste lasttilfeller skal betraktes ved beregning av de langsgående kreftene:

- trekkraft og bremsing av tog
- termiske effekter
- deformasjon av konstruksjonen pga. vertikale laster
- svinn og kryp av betongkonstruksjoner

Der sporet har en glideskjøt ved hver ende av konstruksjonen skal alle de langsgående kreftene tas opp ved lagrene (og underbygningen).

Konstruksjoner som belastes med jernbanetrafikk kan generelt klassifiseres som følger:

(a) konstruksjoner med et enkelt spenn eller kontinuerlige spenn med et fast lager ved en ende

(b) kontinuerlige konstruksjoner der de faste lagrene ikke er lokalisert ved en ende

(c) konstruksjoner med flere fritt opplagte spenn etter hverandre

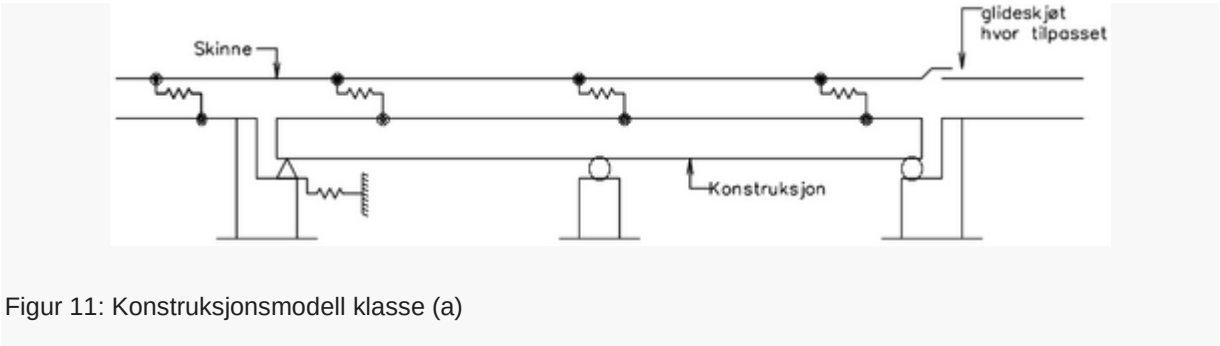
Størrelsen av de langsgående kreftene som overføres til konstruksjonen skal beregnes ved å ta hensyn til motstanden mot langsgående bevegelse av sporet og konstruksjonsstivheten ved å bruke en lignende modell som den vist i figur 11.

Verdiene for ~~sporets motstand~~ langsgående plastisk skjær motstand, ~~$V_R$~~ $k$, skal settes lik 60 kN/m for belastet spor, og 30 kN/m for ubelastet spor.

For å beregne langsgående plastisk skjær motstand, se NS-EN 1991-1-2:2003+NA:2010 annex G.3.

Den maksimale relative forskyvning tillatt mellom skinnene og dekket er 5 mm. Ved betongbruer med gjennomgående ballast og spor uten glideskjøt, opptrer det store tilleggskrefter i sporet som skyldes den store forskjellen i oppvarmingshastighet mellom bru og skinner. Disse kreftene er størst ved det bevegelige endelager, og skal settes lik ~~2600~~ 260kN pr. spor.

Konstruksjonsstivheten definerer den totale motstand mot langsgående forskyvning av dekket som kan mobiliseres av underbygningen på lagrene, og skal ta hensyn til bøyning og overføring via understøttelsen nedenfor lageret og rotasjon av fundamentet.




Figur 11: Konstruksjonsmodell klasse (a)

## 6.4.2 Parametere som påvirker den kombinerte responsen av konstruksjonen og spor

- Parameter som påvirker den kombinerte oppførselen av konstruksjonen og spor, og skal tas hensyn til i analysen er angitt i NS-EN 1991-2:2003+NA:2010, 6.5.4.2:

a) Konfigurasjon av konstruksjonen:

- fritt opplagt bjelke(klasse a), kontinuerlige bjelker (klasse b), eller konstruksjoner med flere fritt opplagte spenn etter hverandre (klasse c), se også pkt. 6.4.1
- antall individuelle dekk og lengden på hver dekke,
- antall spennvidde og lengde av hvert spenn,
- plassering av faste lagre,
- plassering av det termiske faste punktet,
- ekspansjonslengde $L_T$ mellom det termiske faste punktet og enden av dekket(se figur 12). Ekspansjonslengden (LT) er avstanden mellom det termiske senter og den motsatte enden av dekket (for konstruksjoner i klasse (a) er dette vanligvis den totale lengden av konstruksjonen med det termiske senter nær det faste lageret). Se også NS-EN 1991-1-2:2003+NA:2010 Trafikklaster på bruer, fig. 6.17.

b) Konfigurasjon av sporet

- ballast spor eller ikke-ballast spor systemer ,
- vertikal avstand mellom overkant dekke og senter av skinne,
- lokalisering av sportes ekspansjonsenheter

c) Konstruksjonsegenskaper

- vertikal stivhet av dekke,
- vertikal avstand mellom tyngdepunktet av dekke og overkant dekk,
- vertikal avstand mellom tyngdepunktet av dekke og rotasjonsakse av lagre,
- konstruksjonskonfigurasjon ved lagre som genererer langsgående forskyvning av bruende fra vinkelrotasjon av dekket,
- stivheten i lengderetning av konstruksjonen er definert som den totale stivheten som kan mobiliseres av underbygningen mot påkjenninger i lengderetning av sporene tas i betraktning stivheten av lagrene, underbygning og fundamenter.

f.eks. stivheten av en pilar i lengderetning er gitt som følger:

$$K = \frac{F}{\delta_P + \delta_\varphi + \delta_H}$$

Hvor:

K= pilarstivheten

F= horisontal kraft på toppen av pilar

$\delta_P$ = deformasjon pga. bøyning av pilar

$\delta_\varphi$ = deformasjon pga. rotasjon av fundamentet

$\delta_H$ =horisontal forskyvning av fundamentet

Se NS-EN 1991-1-2:2003+NA:2010 fig. 6.18.

d) Sporets egenskaper:

- aksial stivhet av skinnene,
- skinne/spor motstand mot langsgående forskyvning med hensyn til enten:
- motstand mot forskyvning av spor (skinne og sville) i ballast i forhold til underkant ballast, eller
- motstand mot forskyvning av spor fra skinnefester og støtter f.eks. med frosne ballast eller med direkte skinnefester,

Hvor motstanden mot forskyvning er kraft per lengdeenhet av sporet som virker mot forskyvningen som en funksjon av den relative forskyvningen mellom skinnene og den støttende dekke eller fylling.

## 6.4.~~2~~ 3 Vurdering av krefter i konstruksjonen

For konstruksjoner i klasse (a) og (b), definert i avsnitt 6.4.1, kan en vurdering av kreftene overført til konstruksjonen baseres på koeffisienter gitt i tabell ~~8~~ 5 for akselerasjon og bremsing, (ligning 10, 11 eller ~~5.12~~ 12 for termiske effekter) dersom betingelsene spesifisert nedenfor er oppfylt.

For konstruksjoner i klasse (c) kreves en særskilt beregning som i avsnitt 6.4.1.

De spesifiserte betingelsene er:

(i) Hvis sporet er helsveist (dvs. uten glideskjøt), skal konstruksjonens ekspansjonslengde begrenses som følger:

- for stålkonstruksjoner med ballast:90 m[1)]
- for betong- eller samvirkekonstruksjoner med ballast:120 m[1)]

[1)] NS-EN 1991-2 anbefaler kortere ekspansjonslengder

~~Ekspansjonslengden ($L_T$) er avstanden mellom det termiske senter og den motsatte enden av dekket (for konstruksjoner i klasse (a) er dette vanligvis den totale lengden av konstruksjonen med det termiske senter nær det faste lageret).~~

(ii) Minimumsverdien for ~~sporets motstand~~ langsgående plastisk skjær motstand skal være 12 kN/m for ubelastet spor og 25 kN/m for belastet spor med skinneprofil UIC60.

(iii) Temperaturvariasjonene relatert til en initiell temperatur på 10°C skal ikke overskride ± 35°C for dekket og ± 50°C for skinnene, og den temperaturforskjellen mellom dekket og skinnene skal ikke overskride ± 20°C.

(iv) Forskyvningen av dekket skal begrenses til 5 mm under akselerasjons- eller bremsekrefter multiplisert med faktorene gitt i tabell ~~8~~ 5. Der sporet har en glideskjøt ved hver ende av brua skal forskyvningen begrenses til 30 mm.

For langsgående krefter som virker på et fast lager, se tabell G.1 i Annex G1 i NS-EN 1991-1-2:2003+NA:2010.

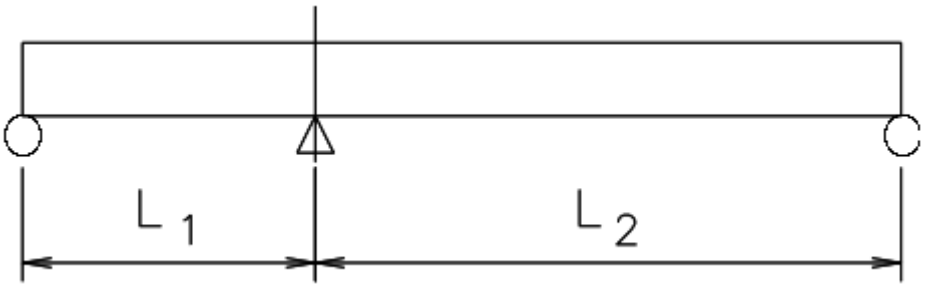
## 6.4.3 Langsgående krefter pga. temperaturvariasjoner

For bruer med helsveist spor og ballast som har ett fast lager, skal den karakteristiske verdien av den langsgående kraften på lagernivået beregnes ved:

$F_{TK} = \pm$~~8~~20 · $L_T$ i kN pr. spor for konstruksjoner i klasse (a) (10)

$F_{TK} = \pm$~~8~~20 · ($L_2$ - $L_1$) i kN pr. spor for konstruksjoner i klasse (b) (11)

$L_1$ og $L_2$ har følgende verdier:



Figur 12: Kontinuerlig konstruksjon klasse (b) der de faste lagrene ikke er lokalisert ved en ende

For bruer med gjennomgående ballast med en glideskjøt i den bevegelige enden av dekket og helsveist over det faste lageret i den andre enden (konstruksjoner i klasse (a)), skal den karakteristiske langsgående kraften på lagrene beregnes ved:

$F_{TK} = \pm (400 + 5\ L_T)$ i kN pr.spor (12) Hvor kommer denne ligningen fra? Sjekk med overbygning

Kraften er begrenset til 1100 kN pr. spor

For enhver bru hvor sporet har glideskjøter ved begge ender av dekket gjelder:

$F_{TK} = 0$ (13)

### 6.4.4 Langsgående krefter pga. trekkraft (akselerasjon) og bremsing

Bare en del av akselerasjons- og bremsekraften overføres gjennom brudekket til lagrene. Resten av kraften overføres av sporet til friksjonsmassene bak landkaret.

For bruer med gjennomgående ballast, enten de er helsveist eller med glideskjøt i en ende, finner man den karakteristiske akselerasjons-/bremsekraften ($F_{bk}$) som overføres gjennom dekket til lagrene ved å mulitiplisere den totale kraften som påføres skinnene ($Q_{lak}$ eller $Q_{lbk}$) med koeffisienten gitt i Tabell 5.

**Tabell 5: Koeffisienter for trekk- og bremsekrefter på konstruksjoner i klasse (a) og (b)**

| Total lengde av konstruksjonen | Helsveist spor | Glideskjøt ved en ende |
|---|---|---|
| (m) | Enkelt- eller dobbeltspor | Enkelt- eller dobbeltspor |
| 30 | 0,5 | |
| 60 | 0,5 | 0,6 |
| 90 | 0,6 | 0,65 |
| 120 | 0,7 | 0,70 |
| 150 | 0,75 | 0,75 |
| 180 | | 0,80 |

| | | |
|---|---|---|
| 210 | | 0,85 |
| 240 | | 0,90 |
| 270 | | 0,90 |
| 300 | | 0,90 |

For bruer med glideskjøt ved begge ender av dekket:

$F_{bk} = Q_{lak}$, $Q_{lbk}(14)$

### 6.4.5 Langsgående krefter pga. nedbøyning av konstruksjonen

~~Det kreves ingen beregning av effekten av langsgående krefter pga. nedbøyning av konstruksjonen.~~

Det henvises til NS-EN 1991-1-2:2003+NA:2010, 6.5.4.6 (5) og (6).

# 7 Kompletterende regler med hensyn til vind på jernbaneteknikk

De alminnelige bestemmelsene angående evalueringen av karakteristiske verdier av vindlaster på bruer er definert i ~~NS-EN 1991-4 "Wind actions"~~ NS-EN 1991-1-4:2005+NA:2009 Vindlaster . Nedenfor er det gitt noen utfyllende bestemmelser for spesielle tilfeller angående bruer.

Konstruksjoner som bærer jernbanetrafikk skal, ved beregning av vindlast, beregnes til å bære en uendelig lengde av tog med høyde lik 4,0 m over skinneoverkant.

Følgende kombinasjoner skal betraktes:

- Vertikale jernbanelaster inkludert dynamisk faktor sammen med vindlaster. Begge krefter bør opptre som dominerende, en om gangen.
- En jevnt fordelt vertikal last lik 10,0 kN/m kalt "tomme vogner" (kombinasjonsfaktor $\Psi_{~~1~~0} = 1,0$) uten dynamisk faktor for kontroll av tverrstabilitet sammen med vindkraft. Kraften plasseres for å gi den ugunstigste effekt på det konstruksjonselementet som betraktes.

Hvis ikke annet påvises, skal vindtrykket settes lik 2,0 kN/m$^2$. Formfaktoren settes da til 1,0.

~~Lastfaktorer (γ) og kombinasjonsfaktorer (Ψ) framgår av tabellene 1, 2 og 3.~~

# 8 Trykk- og sugeffekter fra passerende tog (aerodynamiske effekter)

# 8.1 Generelt

Passerende togtrafikk utsetter konstruksjonen nær sporet for en vandrebølge av vekslende trykk og sug (se figur 13 og 14).

~~Strørrelsen~~ Størrelsen av lasten avhenger hovedsakelig av:

a) kvadratet av togets hastighet b) togets aerodynamiske form c) konstruksjonens form d) posisjonen, spesielt avstanden fra sporet til konstruksjonen

Ved kontroll i bruddgrensetilstand og utmattingsskade skal lastene angis ved ekvivalente laster ved front- og bakenden av toget.

De ekvivalente lastene betraktes som karakteristiske verdier av lastene.

### 8.1.1 Dynamisk forstørrelse av aerodynamiske effekter fra togtrafikk

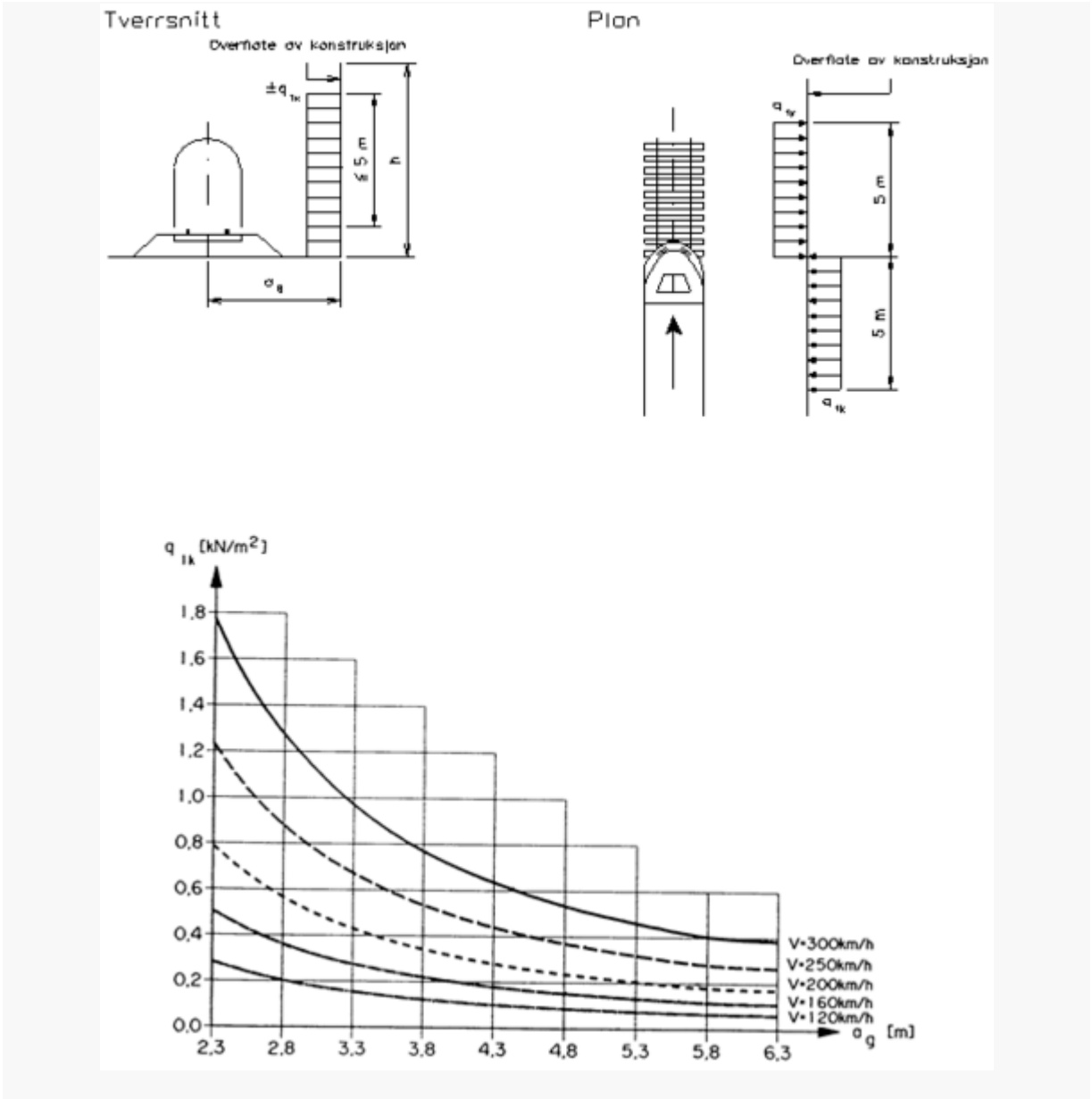
For lette konstruksjoner nær sporet (f.eks. støyskjermer) skal vandrebølgens hastighet i konstruksjonen beregnes. Når vandrebølgen er mindre eller lik maksimumshastigheten til den nærliggende togtrafikken, skal det utføres en spesiell analyse for å bestemme den dynamiske forstørrelsesfaktoren for aerodynamisk lasteffekt i konstruksjonen.

Analysen bør ta hensyn til variasjonen i lasteffekter gjennom hele konstruksjonens lengde, og forstørrelsen av lasteffekter ved diskontinuitet i konstruksjonen og ved konstruksjonens ender.

# 8.2 Plane vertikale overflater parallelle til sporet

(f.eks. støyskjermer)

De karakteristiske verdiene av lastene $\pm q_{1k}$ er gitt i figur 13 .




Figur 13: Karakteristiske verdier av laster $q_{1k}$ for enkle vertikale overflater parallelle til sporet (NS-EN 1991-1-2:2003+NA:2010, Figur 6.22)

Lastene anvendes for tog med en ugunstig aerodynamisk form og bør minskes med:

- en faktor $k_1$ = 0,85 for tog med en gunstig aerodynamisk form
- en faktor $k_1$ = 0,6 for strømlinjeformede tog

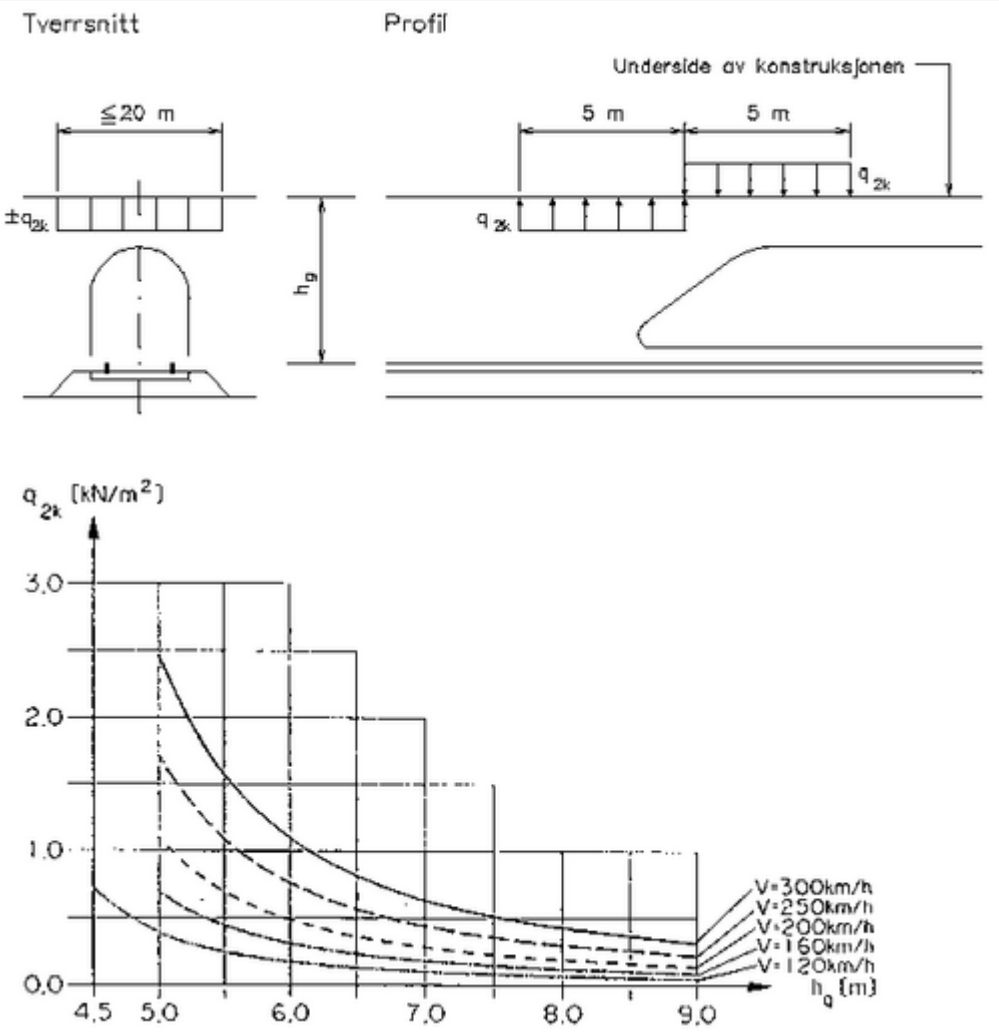
Hvis høyden av en konstruksjonsdel (eller deler av dens påvirkede areal) er ≤ 1,0 m eller hvis lengden er ≤ 2,50 m, skal lastene $q_{1k}$ økes med en faktor $k_2$ = 1,3.

## 8.3 Plane horisontale overflater over sporet

(f.eks. overliggende beskyttende konstruksjoner)

De karakteristiske verdiene av lastene ≦ ±$q_{2k}$ er gitt i figur 14.

Belastet bredde av konstruksjonsdelen som betraktes kan ha en utstrekning på opp til 10 m fra sporets senterlinje.




Figur 14: Karakteristiske verdier av laster $q_{2k}$ for enkle horisontale overflater over sporet (NS-EN 1991-1-2:2003+NA:2010, Figur 6.23)

I tilfellet hvor tog krysser hverandre skal kreftene adderes. Bare to spor skal betraktes.

Lastene $q_{2k}$ kan reduseres med faktoren $k_1$ definert i avsnitt 8.2.

Lastene som opptrer på kantlister som krysser sporet kan reduseres med en faktor 0,75 over en bredde på opp til 1,50 m.

## 8.4 Plane horisontale overflater langs sporet

(f.eks. plattformtak)

De karakteristiske verdiene av lastene ≦ ±q3k er gitt i figur 15 og anvendes uavhengig av den aerodynamiske formen på toget.

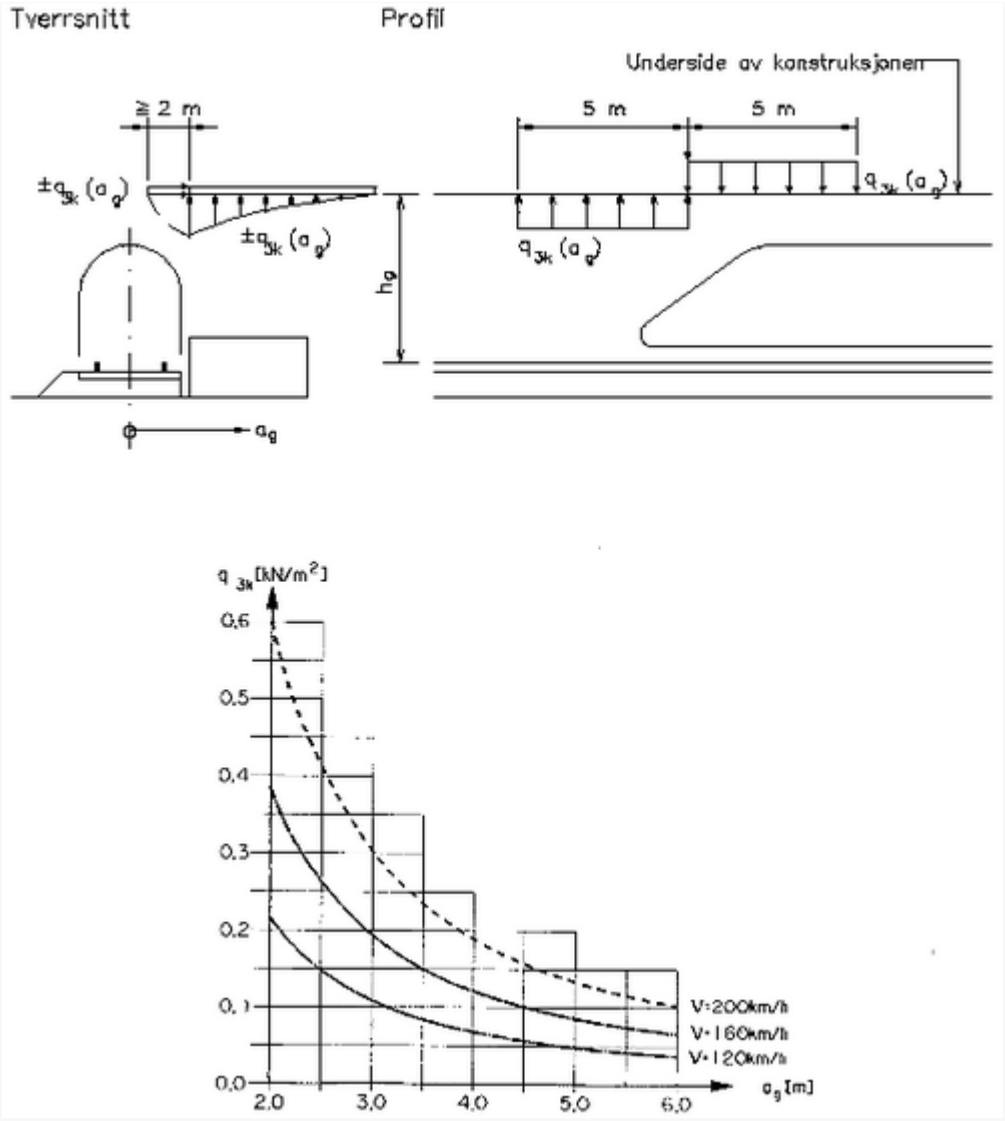
For hver posisjon langs overflatene som skal dimensjoneres, skal $q_{3k}$ bestemmes som en funksjon av avstanden $a_q$ fra det nærmeste sporet. Lastene skal adderes hvis det er spor på begge sider av konstruksjonsdelen som betraktes.

Hvis avstanden $h_g$ overskrider 3,80 m kan kraften $q_{3k}$ reduseres med en faktor $k_3$:

$$k_3 = \frac{(7{,}5 - h_g)}{3{,}7} \quad \text{for } 3{,}8 \text{ m} < h_g < 7{,}5 \text{ m} \quad (15)$$

$$k_3 = 0 \quad \text{for } h_g \geq 7{,}5 \text{ m} \quad (16)$$

$h_g$ = avstand fra skinnetopp til undersiden av konstruksjonen




Figur 15: Karakteristiske verdier av laster $q_{3k}$ for enkle horisontale overflater langs sporet(NS-EN 1991-1-2:2003+NA:2010, Figur 6.24)

## 8.5 Parallelle overflatekonstruksjoner langs sporet med vertikale og horisontale eller skrå overflater

(f.eks. krumme støyskjermer, visse plattformtak)

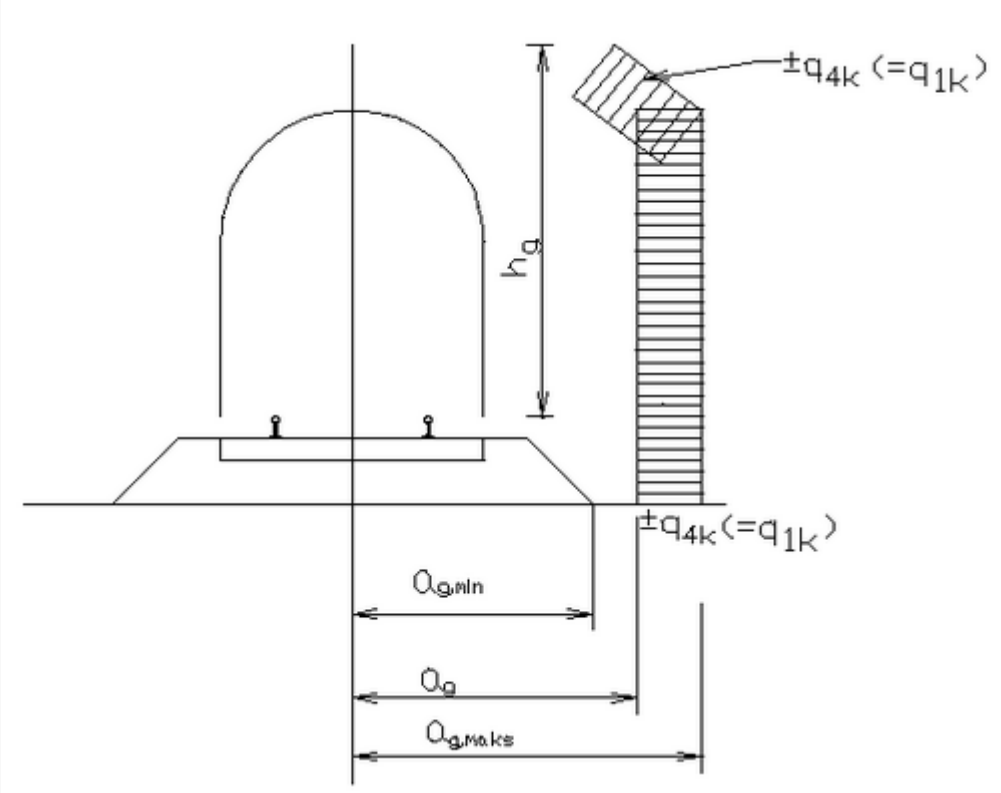
De karakteristiske verdiene av lastene ± $q_{4k}$ som er gitt i figur 16 skal anvendes normalt på overflaten som betraktes. Lastene tas fra grafene i figur 13 ved å benytte fiktive sporavstander lik

$a_g = 0{,}6\ a_{g.min} + 0{,}4\ a_{g,maks}$ (17)

Avstanden $a_{g,\ min.}$ og $a_{g,\ maks.}$ er vist i figur 16.

Hvis $a_{g,\ maks.} > 6$ m settes verdien $a_{g,\ maks.} = 6$.

Faktorene $k_1$ og $k_2$ gitt i avsnitt 8.2 skal brukes også her.




Figur 16: Definisjon av avstandene $a_{g,min.}$ og $a_{g,\ maks.}$ fra senterlinje av spor

# 8.6 Overflater som omgir sporene over en begrenset lengde (15 - 20 m)

(horisontal overflate over sporene og minst en vertikal vegg, f.eks. stillas, midlertidige konstruksjoner)

Alle lastene skal anvendes uavhengig av den aerodynamiske formen på toget:

- til full høyde av de vertikale overflatene:

$\pm k_4 \cdot q_{1k}$(18)

$q_{1k}$ i henhold til 8.2

$k_4 = 2$

- til de horisontale overflatene:

$\pm k_5 \cdot q_{2k}$(19)

$q_{2k}$ i henhold til 8.3

$k_5 = 2,5$ hvis ett spor er innesluttet

$k_5 = 3,5$ hvis to spor er innesluttet

## 8.7 Kombinasjon av aerodynamiske effekter og vindlaster

Lastene pga. aerodynamiske effekter fra jernbanetrafikk og lastene pga. vind (se NS-EN 1991-1-4)skal kombineres. Hver last skal betraktes individuelt som en dimensjonerende variabel last, den andre lasten med sin kombinasjonsverdi.

Hvis konstruksjonsdelen ikke er direkte utsatt for vind skal lasten $q_{ik}$ bestemmes for kjørehastigheter hvortil hastigheten av frontvinden skal adderes.

# 9 Ulykkeslaster

## 9.1 Ulykkeslaster fra jernbanetrafikk

### 9.1.1 Avsporing under bruer

Jernbanebruer og overgangsbruer skal dimensjoneres
iht. ~~Tunneler/Prosjektering_og_bygging/Laster~~ NS-EN 1991-1-7:2006+NA:2008, 4.5.

### 9.1.2 Avsporing på bruer

For dimensjoneringslaster for avsporing henvises til NS-EN 1991-2: 2003+NA:2010,6.7.

~~To dimensjoneringstilfeller skal betraktes:~~

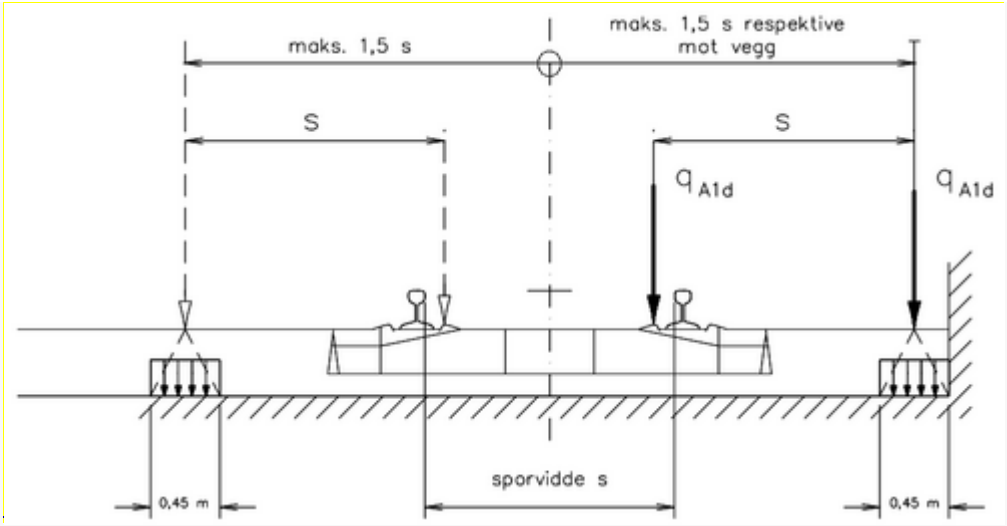
~~Tilfelle 1:Avsporing av lokomotiv eller tunge godsvogner der det avsporede materiellet står i sporområdet på brudekket.~~

~~Tilfelle 2:Avsporing av lokomotiv eller tunge vogner der det avsporede materiellet står igjen i sporområdet uten å falle av brua, men står balanserende på kanten av brua.~~

~~Ved bestemmelse av konstruksjonskrav og ekvivalente laster for tilfelle 1, skal sammenbrudd av en stor del av konstruksjonen unngås. Lokal skade tolereres imidlertid.~~

~~Delene av konstruksjonen som betraktes skal dimensjoneres for følgende ekvivalente laster i ulykkesgrensetilstand~~

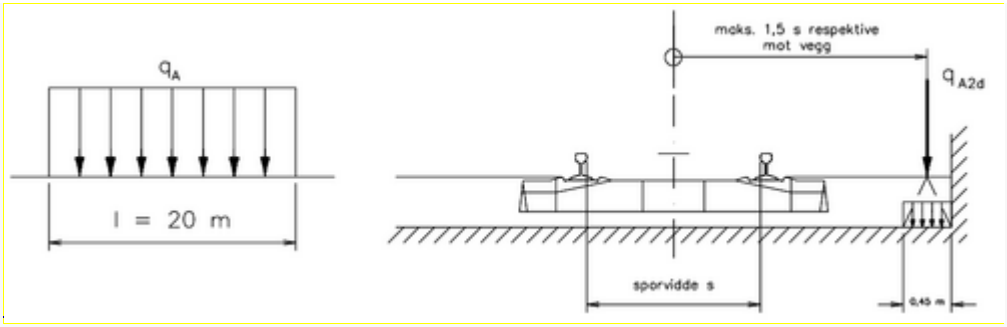
~~To vertikale linjelaster med en dimensjonerende verdi $q_{A1d}$ = 50 kN/m hver over en lengde på 6,40 m og med innbyrdes avstand 1,40 m parallelt til sporet i mest ugunstig posisjon innen et område på 1,5 ganger sporvidden, fra spormidte på den ene eller andre siden av sporets senterlinje. Se figur 17.~~




~~Figur 17: Tilfelle 1 - Ekvivalent last $q_{A1d}$~~

~~Andre variable laster skal ikke tas med i denne beregningen.~~

~~For bestemmelse av konstruksjonskrav og ekvivalente laster for tilfelle 2 skal brua ikke velte eller bryte sammen. For bestemmelse av totalstabilitet skal den ekvivalente lasten tas opp som en vertikal linjelast med en dimensjonerende verdi lik $q_{A2d}$ = 80 kN/m, over en totallengde på 20 m, i en avstand maks. 1,5 ganger sporvidden eller plassert på kanten av konstruksjonen som betraktes. Se figur 18.~~




~~Figur 18: Tilfelle 2 - Ekvivalent last $q_{A2d}$~~

~~NB: Den ovenfor nevnte ekvivalente last skal bare betraktes ved bestemmelse av bruddstyrken eller stabiliteten av~~ konstruksjonen som helhet. Kantbjelker, etc., behøver ikke å dimensjoneres for denne lasten.

~~Tilfellene 1 og 2 skal undersøkes separat. En kombinasjon av disse lastene skal ikke vurderes.~~

For konstruksjonsdeler over skinneoverkant skal tiltak for å begrense eventuell skade være godkjent av Jernbaneverket.

## 9.2 Ulykkeslast pga. nedriving av kontaktledningsutstyr

Kraften som overføres til konstruksjonen som en konsekvens av brudd på en bæreline, skal betraktes som en statisk kraft som angriper i retning av den intakte delen av bærelina. Dimensjonerende verdi av denne ulykkeslasten skal settes lik 20 kN.

Det skal antas at følgende antall bæreliner og kontaktledninger kan ødelegges samtidig:

| | |
|---|---|
| 1 spor: | 1 bæreline og kontaktledning |
| 2 - 6 spor: | 2 bæreliner og kontaktledninger |
| mer enn 6 spor: | 3 bæreliner og kontaktledninger |

Vaierne som betraktes som ødelagt skal være de som gir det mest ugunstige lasttilfellet.

BØR DETTE PUNKTET SLETTES? HVOR KOMMER DET FRA?

## 9.3 Ulykkeslaster fra veitrafikk

Ulykkeslaster pga. veikjøretøyer er definert i NS-EN 1991-1-7:2006+NA:2008,4.3.

Ved kollisjoner med bruoverbygningen skal det tas i betraktning at jernbanebruer i mange tilfeller er mye mer følsomme overfor kollisjon enn veibruer. Den spesifiserte kollisjonskraften for kjøretøy og sammenhengen med vertikal klaring og andre former for beskyttelse er definert av Vegdirektoratet. ~~(Se vedlegg d).~~

# 10 Bruksgrensetilstand for ~~derformasjoner~~ deformasjoner og vibrasjoner

# 10.1 Generelt

Dette kapitlet spesifiserer grensene for deformasjon som skal beregnes ved prosjektering av nye bruer. Store deformasjoner av brua kan sette trafikken i fare ved å forårsake uakseptable endringer i sporgeometri og store vibrasjoner i brukonstruksjonene. Dette kan påvirke lastene som påføres brua, og forårsake tilstander som medfører ubehag for passasjerene.

Kontroller av deformasjoner av brua skal utføres for følgende tilstander:

- for sikkerhetsformål
  - vertikale akselerasjoner av dekket
  - dreininger av dekket
  - rotasjon av endene av dekket
  - endring av horisontal vinkel

- for passasjerkomfort
  - vertikale nedbøyninger av dekket
  - akselerasjoner

Det er også nødvendig å forsikre at enhver deformasjon holder seg innen de elastiske grenser for de anvendte materialene.

Grensene gitt i dette kapittelet tar hensyn til det tilfelle at noen lasteffekter er kompensert av sporvedlikehold (f.eks.: setninger av fundamenter, krypeffekter, ....).

# 10.2 Grensetilstander for trafikksikkerhet

## 10.2.1 Vertikal akselerasjon av dekket

Disse kontrollene skal utføres for hastigheter V > 200 km/h eller når egenfrekvensen til konstruksjonen ikke befinner seg innenfor grensene vist i figur 8. De skal kontrolleres for virkelig trafikk definert i NS-EN 1991-2:2003+NA:2010, 6.4.6.2. og i NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016, A2.4.4.2.3.

Det skal benyttes en grenseverdi på 0,35 g for vibrasjoner opp til 30 Hz for dekker med gjennomgående ballast.

Hvor V ≤ 200 km/h og egenfrekvensen til konstruksjonen befinner seg innenfor grensene vist i figur 8, er risikoen for store akselerasjoner tilfredsstilt forutsatt at grensene for deformasjon gitt i tabell 7 er tilfredsstilt.

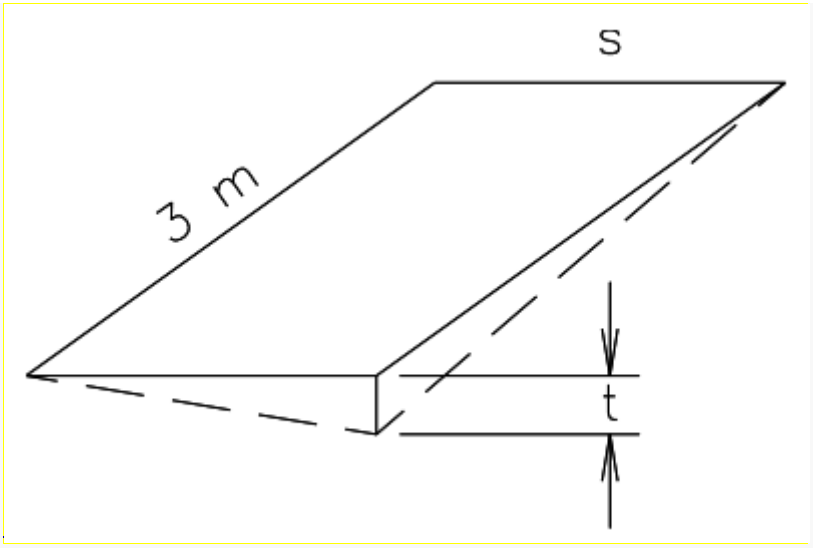
## 10.2.2 Dreining av dekket

Dreiningen av brudekket skal beregnes i henhold til NS-EN 1991-2:2003+NA:2010, 6.4.6.2. og i NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016, A2.4.4.2.2. ~~ved å ta hensyn til de karakteristiske verdier for Lastmodell 71 multiplisert med den dynamiske faktor Φ.~~

~~Den maksimale dreining over en lengde på 3 m skal ikke overstige følgende:~~

$$\begin{array}{rl} v \leq 120 \text{ km/h} & t \leq 4,5 \text{ mm/3m} \\ 120 < v \leq 220 \text{ km/h} & t \leq 3,0 \text{ mm/3m} \\ v > 220 \text{ km/h} & t \leq 1,5 \text{ mm/3m} \end{array} \quad (20)$$

~~For hastigheter V > 220 km/h skal det utføres en tilleggskontroll for å forsikre at t ikke overskrider 1,2 mm/3 m for virkelig trafikkbelastning multiplisert med den relevante dynamiske faktor Φ.~~




~~Figur 19: Tillatt dreining av dekket~~

### 10.2.3 Rotasjon ved enden av dekket (for spor med ballast)

Det henvises til NS-EN 1991-2:2003+NA:2010, 6.4.6.2. og i NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016, A2.4.4.2.2.

~~For den karakteristiske verdi iht. Lastmodell 71, multiplisert med den dynamiske faktor Φ og der det er tatt hensyn til temperaturdifferensialer, skal ikke den maksimale vinkelrotasjon ved endene av dekket målt på aksene til sporet overstige følgende:~~

~~a) for enkeltsporede bruer~~

$$\theta = 6,5 \cdot 10^{-3} \text{ radianer} \quad \text{for overgang mellom dekket og fylling}$$
$$\theta_1 + \theta_2 = 10 \cdot 10^{-3} \text{ radianer} \quad \text{mellom to etterflgende dekker} \qquad (21)$$

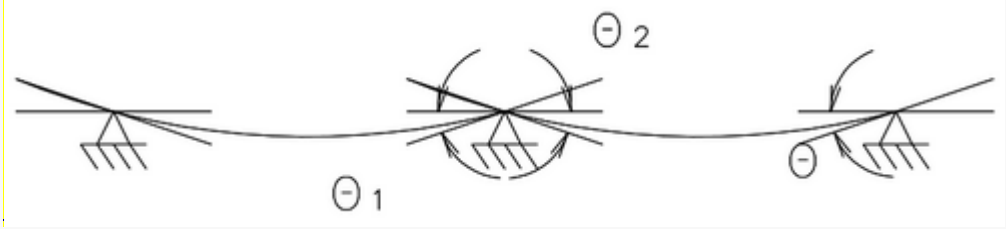
~~b) for dobbeltsporede bruer~~

$$\theta = 3,5 \cdot 10^{-3} \text{ radianer} \quad \text{for overgang mellom dekket og fylling}$$
$$\theta_1 + \theta_2 = 5 \cdot 10^{-3} \text{ radianer} \quad \text{mellom to etterfølgende dekker} \qquad (22)$$

~~For hastigheter V > 220 km/h skal følgende tilleggskontroll utføres for virkelige trafikklaster, mulitiplisert med den relevante dynamiske faktor Φ:~~

$$\theta = \frac{2 \cdot 10^{-3}}{h(m)} \text{ radianer} \quad \text{for overgang mellom dekket og fylling}$$
$$\theta_1 + \theta_2 = \frac{4 \cdot 10^{-3}}{h(m)} \text{ radianer} \quad \text{mellom to etterflgende dekker} \qquad (23)$$

~~hvor: h (m) er avstanden mellom skinna og senteret av brulageret.~~



Figur 20: Vinkelrotasjoner ved enden av bruene

### 10.2.4 Horisontale forskyvninger av dekket

Det henvises til NS-EN 1991-2:2003+NA:2010, 6.4.6.2. og i NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016, A2.4.4.2.4.

Denne tilstanden skal kontrolleres samtidig for Lastmodell 71 multiplisert med den dynamiske faktor Φ, vindlaster, slingrekraft, sentrifugalkrefter og effekt av temperaturdifferanser mellom de to sidene av dekket.

Den horisontale forskyvningen $\delta_h$ av dekket skal ikke forårsake

- en vinkelendring større enn verdiene gitt i Tabell 6

eller

- en horisontalkurveradius mindre enn verdiene gitt i Tabell 6

**Tabell 6: Maksimal vinkelendring og minimum kurveradius**

| Hastighetsområde (km/h) | Maksimal vinkelendring | Minimum kurveradius | |
|---|---|---|---|
| | | Enkelt dekke | Bru med flere dekker |
| V 120 | 0,0035 rad | 1700 m | 3500 m |
| 120 < V 220 | 0,0020 rad | 6000 m | 9500 m |
| 220 < V | 0,0015 rad | 14000 m | 17500 m |

Radiusen av en kurve er gitt ved

$$R = \frac{L^2}{8\,\delta_h} \quad (24)$$

NB: Den horisontale forskyvningen inkluderer deformasjonen av brudekket og underbygningen (inkludert pilarer, pæler og fundament).

Egenfrekvensen for horisontal vibrasjon skal være ≥ 1,2 Hz. I beregningsmodellen som benyttes for denne kontrollen, skal brubjelken være fast opplagt og leddet i hver akse med hensyn på svingninger i horisontalplanet.

## 10.3 Grensetilstander for passasjerkomfort

De vertikale nedbøyningene skal beregnes i henhold til NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016, A2.4.4.3.på aksene av det belastede sporet, og skal ikke overstige verdiene i Tabell 7for fritt opplagte spenn.

**Tabell 7: Maksimum forhold mellom spenn og vertikal nedbøyning for fritt opplagte spenn**

| L/δ = spenn/nedbøyning | Antall etterfølgende spenn | | | |
|---|---|---|---|---|
| | ≤ 2 | | ≥ 3 | |
| | L ≤ 25 m | L ≥ 30 m | L ≤ 25 m | L ≥ 30 m |
| V ≤ 120 | 600 | 750 | 750 | 1000 |
| 120 < V ≤ 200 | 750 | 1000 | 1000 | 1700 |
| 200 < V ≤ 350 | 1000 | 1250 | 1250 | 1700 |

Denne kontrollen skal utføres ved å ta hensyn til de karakteristiske verdiene for Lastmodell 71 multiplisert med den dynamiske faktor Φ. For spenn mellom 25 og 30 m skal verdiene i tabell 10 interpoleres lineært.

For kontinuerlige bruer med 3 eller flere spenn, får verdiene multipliseres med en faktor på 0,9.

For provisoriske bruer skal tillatt vertikal nedbøyning settes lik L/500.-med tillatt hastighet < 60 km/h.

Tillatt hastighet skal settes til < 60 km/h.

Se for øvrig figur A2.3 i NS-EN 1990 – Annex A2

# 11 Lastmodeller for utmatting

Ved prosjektering av bruer for jernbanetrafikk skal det søkes å unngå detaljer som kan være ugunstige med hensyn på utmatting. Kontrollomfanget ved produksjonen skal være slik at beskrevet kvalitet oppnås. Det bør også være et inspeksjonsprogram for ferdige bruer for å oppdage eventuell utmattingsskade.

Alle konstruksjonsdeler som utsettes for vekslende last, med unntak av lagrene, skal undersøkes med hensyn på utmatting.

Trafikkvolumet antas til $20 \bullet 10^6$ tonn/år*.

For Østfoldbanen skal benyttes trafikkvolum som foreslått i NS-EN 1991-2:2003+NA:2010,6.9.

For Ofotbanen benyttes årlig volumtrafikk. Dette koordineres med banesjef og Teknologi.

(*) NS-EN 1991-2 anbefaler $25 \bullet 10^6$ tonn/år

Dersom ikke annet er opplyst skal det for togtrafikk benyttes standard blandet trafikk i henhold til vedlegg b. Trafikkvolumet for hver togtype reduseres med faktoren 0,8 for å gi totalt trafikkvolum $20 \bullet 10^6$ tonn/år.

For konstruksjoner med flere spor skal utmattingsbelastningen anvendes på maksimalt to spor, og det skal antas at 12 % av trafikken krysser brua på samme tid.

Dersom ikke annet er oppgitt skal det regnes med 100 års dimensjonerende brukstid.

I spesielle tilfeller (for eksempel ved etterregning av gamle bruer eller for spesielle baner) kan det regnes med andre trafikkspektre. Togtyper og trafikkblanding vil da bli oppgitt av Jernbaneverket.

# 12 Vedlegg

Vedlegg a (.pdf) Dynamiske faktorer 1 + N for kontrollregning av eksisterende bruer (normgivende)

Vedlegg b Basis for prosedyrer for vurdering av utmatting for jernbanebruer med lav hastighet

~~Vedlegg c (.pdf) Dynamisk analyse hvor det er en risiko for resonans eller betydelige vibrasjoner for resonans eller betydelige vibrasjoner for jernbanekonstruksjoner – grunnlag~~

~~Vedlegg d (.pdf) Påkjøringslast fra kjøretøy (biler)~~

# Bruer/Prosjektering og bygging/Betongkonstruksjoner



**Innhold**

[skjul]


- 1 Hensikt og omfang
- 2 Dimensjonerende materialfasthet
  - 2.1 Konstruksjonsfasthet betong
- 3 Dimensjonering
  - 3.1 Generelt
    - 3.1.1 Deformasjonslaster
  - 3.2 Bruddgrensetilstanden
  - 3.3 Bruksgrensetilstanden
    - 3.3.1 Rissvidder
    - 3.3.2 Deformasjoner
  - 3.4 Utmattingsgrensetilstanden
    - 3.4.1 Lineær skadeteori
    - 3.4.2 Forenklet metode
- 4 Armeringsregler
  - 4.1 Armeringsoverdekning
  - 4.2 Bøyning
  - 4.3 Spennkabler
- 5 Konstruksjonsregler
  - 5.1 Generelt
  - 5.2 Søylefundamenter
  - 5.3 Søyler, vegger og tverrbærere
  - 5.4 Landkar og støttemurer
  - 5.5 Overbygning
- 6 Utførelse
  - 6.1 Generelt
  - 6.2 Materialer
    - 6.2.1 Betong
    - 6.2.2 Armering
    - 6.2.3 Spennstål og spennsystemer
    - 6.2.4 Injiseringsmørtel for kabelrør
  - 6.3 Kontroll
  - 6.4 Toleranser
  - 6.5 Etterbehandling


# 1 Hensikt og omfang

Dette kapitlet omhandler regler for prosjektering og bygging av betongkonstruksjoner ~~for bruer~~.

Betongkonstruksjoner skal dimensjoneres i de forskjellige grensetilstandene i henhold til NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008 og NS-EN 1992-2:2005+NA:2010 ~~med referanser, med tillegg, endringer og presiseringer som er gitt i denne delen.~~

~~I tilfelle anvisningene nedenfor fører til mildere krav enn tilsvarende i NS-EN 1992, gjelder NS-EN 1992.~~

Beregning av lastvirkninger skal baseres på forutsetninger og beregningsmodeller som ivaretar konstruksjonsdelenes virkemåte i den aktuelle grensetilstand.

# 2 Dimensjonerende materialfasthet

Dimensjonerende materialfasthet skal bestemmes i henhold til: ~~NS-EN 1992~~.

NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008 Prosjektering av betongkonstruksjoner Del 1-1 Allmenne regler og regler for bygninger

NS-EN 1992-2:2005+NA:2010 Prosjektering av betongkonstruksjoner – Del 2: Bruer

NS-EN 12794:2005+A1:2007/AC:2008 Prefabrikkerte betongprodukter. Fundamentpæler

## 2.1 Konstruksjonsfasthet betong

I betongkonstruksjoner for jernbanebruer skal ikke lavere fasthetsklasse enn B45 SV-40 etter ~~NS-EN 1992, og~~ NS-EN 206:2013+NA:2014 og Statens vegvesen håndbok R762, Prosesskode - 2 benyttes. Bestandighetsklasse skal være MF 40**. ~~Se NS-EN 206-1.~~**

# 3 Dimensjonering

## 3.1 Generelt

Karakteristiske laster er gitt i ~~kapittel 5, avsnitt 4~~. dette regelverket under Bruer/ Prosjektering og bygging/ Laster

Lastkoeffisienter for de forskjellige grensetilstandene er gitt i ~~kapittel 5, avsnitt 3.2~~ NS-EN 1990: 2002+A1:2005+NA:2016.

Normalt forlanges lastvirkninger beregnet etter elastisitetsteori.

### 3.1.1 Deformasjonslaster

Ved beregning av dimensjonerende lastvirkninger skal det tas hensyn til

- kryp og svinn
- relaksasjon
- setninger
- byggemåte
- tidsforløp

Den ferdige konstruksjon skal minimum kontrolleres for to tilstander

- en like etter at brua er åpnet for toglast
- en etter at all krypning, svinn og relaksasjon har funnet sted

Ved valg av parametere for kryp og svinn kan det normalt antas 70 % relativ fuktighet for bruas overbygning, og 80 % relativ fuktighet for søyler over vann.

Tap av spennkraft på grunn av friksjon kan beregnes etter

$$P = P_0 \cdot \left(1 - e^{-\mu(\alpha + k\,L)}\right) \quad (1)$$

$P_0$= spennkraft ved aktiv forankring

α = samlet tilsiktet retningsendring

μ = friksjonskoeffisient

k = tilfeldig retningsendring pr. meter

L = lengde av kabel

μ og k oppgis av spennstålleverandør; verdiene skal dokumenteres

For krav til totalsetninger og differansesetninger vises det til kapittel 6, avsnitt 4.3. For bruer som er særlig ømfintlige for setninger, som kontinuerlige bruer, skal kravene vurderes i samråd med Jernbaneverket og geoteknisk rådgiver.

## 3.2 Bruddgrensetilstanden

Det henvises til NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008 og NS-EN 1992-2:2005+NA:2010.

~~Det skal ikke i noe snitt velges mindre armering enn den som er forutsatt ved beregning av forskyvninger.~~

## 3.3 Bruksgrensetilstanden

### 3.3.1 Rissvidder

Rissvidder skal ikke overskride verdiene gitt i NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008 og NS-EN 1992-2:2005+NA:2010 ~~for bestandighetsklasse MF 40~~.

For spennarmerte bruer gjelder følgende krav for bruoverbygningen:

- på undersider:iflg. Bestandighetsklasse MF 40.
- på overside i spennarmeringsretning:$W_k$ = 0,00
- på overside tvers på spennarmeringen:iflg. Bestandighetsklasse MF 40.

For spennarmerte bjelkebruer gjelder følgende krav:

- 0,20 mm karakteristisk rissvidde på undersiden
- 0,00 mm karakteristisk rissvidde på oversiden

For slakkarmering gjelder samme krav som NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008, generelt 0,30 mm.

Rissviddebegrensningen er knyttet til rissets vidde i avstand fra armeringen tilsvarende minste tillatte overdekning, se punkt 4.1 Armeringsoverdekning~~2~~. Ved større overdekning reduseres rissviddebegrensningen som angitt i NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008. Rissvidder skal kontrolleres etter tabell NA.A2.3~~6~~ i NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016.

- bruer med enkeltspor, reduksjonsfaktor 0,80
- bruer med 2 spor, reduksjonsfaktor 0,70 og 0,60 for 3 spor eller flere.

### 3.3.2 Deformasjoner

Krav til deformasjoner er gitt i Bruer/ Prosjektering og bygging/ Laster ~~kapittel 5 Laster~~.

## 3.4 Utmattingsgrensetilstanden

Det henvises til NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008.

Alternative metoder for kontroll av utmattingsgrensetilstanden kan benyttes dersom disse dokumenteres.

Betongbruer skal kontrolleres for en dimensjonerende brukstid på 100 år.

### ~~3.4.1 Lineær skadeteori~~

~~Det henvises til NS-EN 1992~~

~~Antall vekslinger i konstruksjonens levetid skal multipliseres med utmattingsfaktor som definert i tabell 1. Utnyttelsesfaktoren definert i NS-EN 1992 skal settes til η = 1,0 for både armering og betong.~~

| Konstruksjonsdelens betydning for bruas bæreevne | Utmattingsfaktor |
|---|---|
| Avgjørende | 3 |
| Ikke avgjørende | 1 |

Utmattingsberegningene baseres på forventede laster og forventet lasthistorie for toglaster. For disse laster kreves opplysninger om

- antall tog av forskjellige typer og lengder
- vekt av de forskjellige togtyper
- akselavstander og aksellast

Opplysningene skal spesifiseres av Jernbaneverket i prosjekteringsgrunnlaget for den aktuelle bru.

Toglaster skal inkludere dynamiske faktorer Φ i henhold til kapittel 5, avsnitt 5.3.

I helt spesielle tilfeller der vind og eventuelt bølger kan forventes å bidra til utmattingslastene skal disse laster også inkluderes.

### 3.4.2 Forenklet metode

Det henvises til NS-EN 1992.

Forenklet metode kan benyttes dersom det påvises at denne gir resultater på sikre side. For toglast inkluderes den dynamiske faktor i henhold til kapittel 5, avsnitt 5.3.

For bruer med korte spenn vil forenklet metode være for konservativ og skal ikke benyttes.

For bruer der spenningsvekslingene domineres av toglaster kan forenklet metode etter NS-EN 1992 benyttes under følgende forutsetninger:

- Lastmodell i henhold til kapittel 5, avsnitt 4 skal plasseres i ugunstigste posisjon i forhold til det snitt som betraktes. Lastmodellen kan avkortes eller oppdeles vilkårlig for å oppnå den ugunstigste virkning.

- Beregningene skal baseres på $N = 2 \cdot 10^6$ sykler.

- Spenninger på grunn av toglaster inkludert i $\sigma_{maks}$, $\sigma_{min}$ og $\Delta\sigma$

- Spenningene som skyldes toglast i spenningene $\sigma_{maks}$, $\sigma_{min}$ og $\Delta\sigma$ skal multipliseres med den dynamiske faktor, $\Phi_2$, i henhold til kapittel 5, avsnitt 5.3.

- Spenningene som skyldes toglast skal multipliseres med utmattingsfaktor, λ, i henhold til Bruer/Prosjektering_og_bygging/Stål-_og_samvirkekonstruksjoner

# 4 Armeringsregler

Armeringsreglene i NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008 gjelder generelt. Dessuten gjelder krav til armeringsplassering angitt i Statens vegvesens håndbok R762, Prosesskode 2.

## 4.1 Armeringsoverdekning

Kravene til overdekning ~~og plassering~~ skal være etter tabell 4.4N og 4.5N i NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008 og med dimensjonerende brukstid på 100 år.~~.~~

Generelt skal overdekningskrav være ~~minst 65 ± 15 mm og angis på armeringstegninger.~~ i henhold til Statens Vegvesen Håndbok N400, 7.4.

For konstruksjoner i alunskifer eller sterkt sulfatholdig grunnvann skal minimumsarmeringen vurderes særskilt.

~~Ved undervannsstøp skal overdekningen være 100 mm.~~

~~For søyler i underganger som vil bli utsatt for saltsprut og saltføyke skal overdekningen være min. 60 mm.~~

~~I tørre og tilgjengelige hulrom, f.eks. kassetverrsnitt, hule søyler eller landkar, får minimumsoverdekningen være 40 mm.~~

~~For underkant fundamenter over vann skal overdekningen være:~~

- ~~støp mot betongavretning: 40 mm~~
- ~~støp mot fjell eller faste løsmasser: 60 mm~~

~~For underkant fundamenter under vann skal overdekningen være:~~

- ~~tørrstøp mot betongavretting i tørrlagt byggegrop: 60 mm~~
- ~~tørrstøp mot fjell eller faste løsmasser i tørrlagt grop: 100 mm~~
- ~~undervannsstøp mot betongavretting: 150 mm~~
- ~~undervannsstøp mot fjell eller faste løsmasser: 200 mm~~

## ~~4.2 Bøyning~~

~~Bøyd armering som skal rettes eller ombøyes, skal være av sveisbar kvalitet.~~

## 4.~~3~~2 Spennarmering~~kabler~~

Krav for materiell og utførelse av spennarmertekonstruksjoner er beskrevet i Publikasjon 14 «Spennarmeringsarbeider». Norsk Betongforening.

Uinjiserte kabelsystemer skal generelt ikke benyttes som spennarmering i jernbanebruer. For større bruer med kassetverrsnitt kan uinjiserte, frittliggende spennkabler eventuelt benyttes etter spesiell vurdering og godkjennelse fra Jernbaneverket i hvert enkelt tilfelle.

Hvis skjøting av spennkabler utføres med skjøtekoblinger, skal maksimalt 2/3 av kablene skjøtes i samme snitt (støpeskjøt). Snitt med avstand fra hverandre mindre enn 2 • tverrsnittshøyden skal regnes som samme snitt.

I bjelkebruer skal det minimum benyttes 6 kabler i hver bjelke. ~~For største tillatte kabler vises til Spennkraft for spennkabler.~~

Slakkarmering gjennom støpeskjøter med skjøtt spennarmering skal utgjøre minst 0,75 % av arealet av tverrsnittsdelen. Som tverrsnittsdeler regnes steg, flens osv. Skjøtt armering i støpeskjøten skal ha omfarlengde minimum 50 • d (d er stangdiameter), men minst 1 meter.

# 5 Konstruksjonsregler

## 5.1 Generelt

Konstruksjonsreglene i ~~NS~~ NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008 gjelder generelt.

Bru som er klargjort for trafikk skal ha riktig vertikal- og horisontalkurvatur etter at all krypning, svinn og relakasjon har funnet sted, men uten toglast.

Ved utforming av bruer skal det legges vekt på

- vedlikeholdsvennlige konstruksjoner
- god vannavrenning
- unngå vannlommer
- god tilgjengelighet for inspeksjon og vedlikehold av eksponerte flater og lagre
- bruas form og landskapsmessige tilpasning
-

Det skal anordnes dryppneser for å hindre at vann renner inn under og langs betongflater. ~~Kravet gjelder også for byggetilstanden.~~ Det kan vare nødvendig a anordne midlertidige dryppneser for eksempel på undersiden av utkraget plate i overbygningen.

Lageravsatser bør ha en helning på ca. 1:50 for vannavrenning, i forkant lageravsats bør det være dryppkant med dryppnese.

Det skal være adkomst til alle hulrom i konstruksjonen.

Vertikale støpeskjøter skal støpes mot forskaling. Støpeskjøten skal ha fortanning for den aktuelle kraftoverføring. Fortanningen skal ikke være synlig fra utsiden.

Ved støpeskjøter i brudekket skal det påføres epoksylim vått i vått ned til overkant armering.

~~I områder utsatt for stor gangtrafikk under bygging skal det ikke benyttes armering med diameter under 16 mm~~.

## 5.2 Søylefundamenter

Fundamenter skal utføres med konstant høyde; hvis fjellet er skrånende skal det sprenges slik at horisontale avsatser etableres. Overkanten skal avrettes med fall min. 2 % bort fra søylelivet.

Ved undervannsstøp tillates horisontale støpeskjøter i overgangene mellom fundament og søyle, og mellom eventuell sokkel og søyle.

Vertikale støpeskjøter skal ha liggende grov og avfaset fortanning som sikrer god utstøping og kraftoverføring.

Utføres fundamentet med sokkel, skal denne gå minimum 300 mm utenfor søylen og avrettes med fall 3:1 fra søylen. Sokkel som avsluttes over vann skal føres 500 mm over høyeste vannstand.

Krav til fundamenter ved direkte fundamentering

Minimumtykkelse ved kant av søyle eller sokkel ved

- tørrstøp: 500 mm
- tørrstøp direkte på fjell: 400 mm
- undervannsstøp: 1000 mm

Minimum fundamentutspring fra kant søyle eller sokkel: 300 mm

Minimumsarmering

- underkant og overkant fundament: Ø16 c200 mm
- alle sideflater: Ø16 c300 mm

Krav til pælefundamenter

Minimumstykkelse, ved kant av søyle eller sokkel regnet fra topp pæl

- ved tørrstøp: 1000 mm

- ved undervannsstøp: 1500 mm

Innstøpingslengde av topp betongpæl i fundament

- ved tørrstøp: 200 mm
- ved undervannsstøp: 300 mm

Minste avstand fra kant fundament til ytterkant ferdig rammet pæl: 500 mm

Minimumsarmering

- underkant og overkant fundament: Ø16 c200 mm
- alle sideflater: Ø16 c300 mm

Underkantarmeringens avstand til topp av kappet pæl

- ved tørrstøp: 30 mm
- ved undervannsstøp: 100 mm

Krav til rissvidder gjelder også for underkant av pælefundamenter.

Frittstående pælefundamenter i vann skal utføres som tørrstøp.

For utstøpte stålrørspæler skal stålrøret avsluttes min. 20 mm inne i fundamentet.

Forankringslengden av pælens lengdearmering opp i fundamentet skal være minimum 40 • armeringens diameter.

Ved tørrstøp av pælehoder på løsmasser gjelder krav til underlag gitt i NS-EN 1992.

Ved undervannsstøp mot forskaling av prefabrikerte betongelementer skal slik forskaling ikke medregnes som konstruktiv del av fundament og medfører heller ikke reduksjon av krav til overdekning.

## 5.3 Søyler, vegger og tverrbærere

Søyler og tverrbærere skal ikke ha mindre lengdearmering enn Ø16 c200 mm. Tverrarmeringen skal ikke være mindre enn Ø12 c200 mm.

Vegger skal dobbeltarmeres i begge retninger. Armeringen skal ikke ha mindre diameter enn 12 mm.

Konstruksjonsdeler som danner innvendig spisst hjørne (< $90^{o}$) skal utformes med voute ≥ 150 • 150 mm.

## 5.4 Landkar og støttemurer

I landkar skal det ikke benyttes armering med mindre diameter enn 12 mm. Det kan gjøres unntak for spesielle detaljer hvor mindre dimensjon er nødvendig for eksempel på grunn av bøyeradius. Minimumsarmering for landkarsåler er den samme som for søylefundamenter.

Normalt skal landkaret eller rammebeinet utføres med overgangsplate. Overgangsplatens lengde skal være minst 3,5 meter og skal ha helning bakover fra frontveggen, ca. 1:5. Overgangsplaten skal ikke antas å bidra til landkarets stabilitet. Se også Bruer/Prosjektering og bygging/Generelle tekniske krav, kap. 4, avsnitt 3.8. I bruer der overbygningen fortsetter forbi landkaret skal overgangsplaten festes til brudekket.

Landkar- og støttemursåler skal ha min. 2 % helning for vannavrenning. Kasselandkar skal være drenerte.

Lengden på vegger i landkar og støttemurer skal begrenses for å minimalisere svinnriss. Dette skal spesielt beaktes ved fundamentering direkte på fjell. Over et parti på min. 1,5 m regnet fra

sålens overkant, skal horisontalarmeringen også dimensjoneres for tvangskrefter fra differensialsvinn mellom vegg og såle. Eventuell fastholding av sålen samt alderforskjell mellom vegg og såle skal tas hensyn til.

## 5.5 Bruoverbygning

Det skal beregnes overhøyder for overbygningen. Det skal tas hensyn til egenlast, kryp og svinn, relaksasjon og byggemåte i beregningene, slik at brudekket beregningsmessig ligger på teoretisk linje etter langtidsdeformasjoner. Ved spesifikasjon av overhøyder på tegninger skal toleranser for bygging (avvik fra tillatt høydeforskjell) reflekteres.

~~Minste tillatte dekketykkelse under direkte trafikkbelastet del er 300 mm.~~

Alle tverrsnittsdeler skal være dobbeltarmert i begge retninger. Slakkarmeringen bør ikke ha mindre dimensjon enn 12 mm. Det kan gjøres unntak for spesielle detaljer der mindre dimensjon kreves for eksempel på grunn av bøying.

Slakkarmeringen skal skjøtes i støpeskjøt mellom støpeavsnitt. Samme armeringsstang tillates ikke å gå gjennom flere støpeavsnitt unntatt hvor disse støpes i fortløpende rekkefølge.

Strekkarmeringen bør fordeles i samsvar med spenningsfordeling etter elastisitetsteorien for å oppnå gunstig rissfordeling.

Ved skjøting av hovedarmering i strekkpåkjent snitt skal maksimalt hvert annet jern skjøtes i samme snitt.

~~Kantbjelke for innfesting av rekkverk skal gis en bredde ≥ 350 mm. Kantbjelkens overflate skal helle innover 1:50, og være 600 mm høy.~~

# 6 Utførelse

## 6.1 Generelt

Den prosjekterende skal sørge for at informasjon om materialer, utførelse og kontroll overbringes til entreprenøren via tegninger og spesifikasjoner.

Materialene, utførelsen og kontrollen skal være i samsvar med Statens vegvesens håndbok R762, Prosesskode 2 og tilhørende standarder for betongarbeider, det vil si NS-EN 1992 og norske standarder referert til i disse, med tillegg og endringer gitt i det følgende.

## 6.2 Materialer

### 6.2.1 Betong

Materialer skal være i samsvar med Statens vegvesens håndbok R762, Prosesskode 2. Jernbanebruer tilhører bestandighetsklasse MF.

~~For proporsjoneringen skal tabell 2 legges til grunn.~~

| ~~Bestandighetsklasse~~<br>~~NS-EN 206-1~~ | ~~Betongspesifikasjon~~ | ~~Minimum sementmengde i kg/m³~~<br>~~C~~ | ~~Silikadosering~~<br>~~% av c~~ |
|---|---|---|---|
| ~~MF 40~~ | ~~SV 40~~ | ~~350~~ | ~~3-5~~ |

Luftinnførende tilsetningsstoff skal benyttes når betongen utsettes for frysing/tining i våt eller sterkt fuktig tilstand.

### 6.2.2 Armering

Armeringsstål skal tilfredsstille kravene i NS-EN 10080:2005. Sveisbart armeringsstål skal ikke ha høyere karbonekvivalent ($C_{eq}$) enn 0,45 %.

### 6.2.3 Spennstål og spennsystemer

Spennstål og spennsystemets delkomponenter skal tilfredsstille kravene i ~~NS-~~EN 10138.

Det skal dokumenteres at spennstålet og den samlede spennenhets utmattingsegenskaper tilfredsstiller beregningsforutsetningene.

### 6.2.4 Injiseringsmørtel for kabelrør

Materialer skal være i samsvar med anbefalingene gitt i standarder.

## 6.3 Kontroll

Jernbanebruer skal utføres i klasse utvidet kontroll og pålitelighetsklasse 3.

## 6.4 Toleranser

Toleranser for utførelse av jernbanebruer skal være som angitt i Statens vegvesens håndbok R762, Prosesskode 2.

~~Krav til ferdig betongkonstruksjon:~~

~~Tillatte avvik iflg. Prosesskode 2, prosess 84 er gjengitt i tabell 3 og 4 nedenfor.~~

| | ~~Toleranseklasse~~ | | | |
|---|---|---|---|---|
| | ~~1~~ | ~~2~~ | ~~3~~ | ~~4~~ |
| ~~Sammensatt byggeplassavvik~~ | ~~± 20 mm~~ | ~~± 30 mm~~ | ~~± 50 mm~~ | ~~± 100 mm~~ |
| ~~Tverrsnitt, maks.~~ | | | | |
| ~~Betong~~ | ~~± 10 mm~~ | ~~± 15 mm~~ | ~~± 20 mm~~ | ~~± 30 mm~~ |
| | ~~± 10 %~~ | ~~± 10 %~~ | ~~± 10 %~~ | ~~± 10 %~~ |
| ~~Spennbetong~~ | ~~± 10 mm~~ | ~~± 15 mm~~ | ~~± 20 mm~~ | ~~± 30 mm~~ |
| | ~~± 5 %~~ | ~~± 5 %~~ | ~~± 5 %~~ | ~~± 5 %~~ |

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Loddavvik, maks | ± 20 mm | ± 30 mm | ± 40 mm | ± 50 mm |
| | ± 3 % | ± 4 % | ± 6 % | ± 8 % |
| Overflateavvik<br><br>Svanker og bulninger, grater, sprang og topper | | | | |
| Målelengde 1 m | 3 mm | 5 mm | 8 mm | 12 mm |
| Målelengde 3 m | 5 mm | 8 mm | 12 mm | 20 mm |
| Maks. avvik fra riktig høydeforskjell målt innen 20 m | ± 10 mm | ± 15 mm | ± 20 mm | ± 30 mm |

Normalt gjelder nøyaktighetsklasse B i tabell 4.

| **Bygningsdeler** | **Nøyaktighetsklasse** | | |
|---|---|---|---|
| | **A** | **B** | **C** |
| Fundamenter | 3 | 4 | 4 |
| Landkar | 2 | 3 | 4 |
| Søyler | 1 | 2 | 3 |
| Bjelker og tverrdragere | 2 | 3 | 3 |
| Vegger og bunnplate i kassetverrsnitt | 1 | 2 | 3 |
| Dekker (underkant, sider og tverrsnitt) | 2 | 2 | 3 |
| Dekker, overflate | 3 | 3 | 3 |

| | | | |
|---|---|---|---|
| ~~Karakteristiske linjer i bruas lengderetning (gesimser, sidekanter, brystninger osv.)~~ | ~~1~~ | ~~2~~ | ~~3~~ |

## 6.5 Etterbehandling

For herdetiltak henvises det til Statens vegvesens håndbok R762, Prosesskode 2. Metode avtales med byggherren.

Hvis membran benyttes, skal denne fjernes før brudekket fuktisoleres. Se kap. 4 pkt. 3.3.

Antigrafittibehandling av synlige flater skal vurderes i hvert enkelt tilfelle.