

Håndbok 184

Lastforskrifter for bruer og ferjekaier i det offentlige vegnett

Rettelser, endringer og tillegg til 1. utgave (1995)
Versjon 2001-1

Statens vegvesen Vegdirektoratet
Bruavdelingen

FORORD	2
INNLEDENDE BESTEMMELSER.....	2
HVORDAN RETTELSER, ENDRINGER OG TILLEGG ER BESKREVET	2
Side 8: 1. INNLEDENDE BESTEMMELSER, 1.3 Fravik	3
Side* 8: 1.5 Referanser	3
Side 12: 2.3.2 Variable laster, 2.3.2.5 første avsnitt	3
Side 13: 2.3.4 Ulykkeslaster, 2.3.4.2, tillegg til opprinnelig tekst	3
Side 13: 2. DEFINISJON AV LASTER, 2.4 Kombinasjon av laster, 2.4.2	3
Side 17: 3. TRAFIKKLAST, 3.2.1.1 Vertikal last, Fig. 2	4
Side* 20: 3.2.2 Utmattingslast, andre, tredje og fjerde avsnitt	5
Side* 21: 3.2.3.3 Gang- og sykkelbane atskilt fra kjørebane med forhøyning eller kant	5
Side* 21: 3.2.3.4 Gang- og sykkelbane i plan med kjørebane uten beskyttelse med rekkverk eller kant ..	5
Side 23: 3. TRAFIKKLAST, 3.3 Trafikklast på G/S bruer, 3.3.1.2 Horisontal last, -Bremse og sidelast ...	6
Side 34: 5. NATURLASTER, 5.2 Vindlaster, 5.2.1. siste setning	6
Side* 35: 5.5 Islast	6
Side* 35: 5.5.1 Generelt	6
Side* 35: 5.5.2 Støtlast	8
Side* 35: 5.5.3 Ekspansjonslast	9
Side* 35: 5.5.4 Laster fra fast isdekke gjennom hvelvirkninger	9
Side* 35: 5.5.5 Vertikale laster fra fast isdekke	10
Side* 36: 5.7 Jordskjelvlast	10
Side* 36: 5.7.1 Generelt	10
Side* 36: 5.7.2 Grunnakselerasjon a_g - Jordskjelvssone	11
Side* 36: 5.7.3 Grunnleggende beskrivelse av jordskjelvlast - responspekter	14
Side* 36: 5.7.4 Modifikasjon av responspektrene for annen demping	15
Side* 36: 5.7.5 Modifikasjon av responspektrene ut fra grunnforhold	15
Side* 40: 7. ULYKKESLASTER, 7.1 Påkjørselslast fra kjøretøyer, 7.1.3 - Overbygning	16
Side 44: KOMMENTARER TIL LASTFORSKRIFTENE, - Lasttype V2, siste setning	16

FORORD

Det vil ta mange år mellom hver gang Lastforskriftene kan revideres og trykkes på nytt. I mellomtiden oppdages feil og mangler som bør rettes. Dessuten er det behov for endringer og tillegg fordi utviklingen går videre og fordi det lages nye internasjonale standarder, f.eks Eurocodene, som vi må forholde oss til.

På denne bakgrunn vil Bruavdelingen ved behov sende ut "Rettelser, endringer og tillegg til 1. utgave (1995)" av håndbok 184 "Lastforskrifter for bruer og ferjekaier i det offentlige vegnett". Når det refereres til håndbok 184 i forskjellige sammenhenger, bør det tas med en referanse til gjeldende versjon av dette dokumentet. Siste versjon av dokumentet vil også inkludere teksten fra tidligere versjoner, slik at brukerne ikke trenger å ta vare på disse.

Da det er enkelt å sende ut nye versjoner av dette dokumentet, gjøres rettelser, endringer og tillegg gjeldende uten forutgående høring.

Vi ber om at kommentarer til håndbok 184 og nye versjoner av dette dokumentet sendes Bruavdelingen i Vegdirektoratet.

INNLEDENDE BESTEMMELSER

Som gjeldende "Lastforskrifter for bruer og ferjekaier i det offentlige vegnett" gjelder dette dokumentet i sist utsendte versjon (versjon 01-1) sammen med håndbok 184, 1. utgave fra 1995.

Ved uoverenstemmelser gjelder dette dokumentet foran håndbok 184 etter prinsippet at yngre bestemmelser gjelder foran eldre.

HVORDAN RETTELSE, ENDRINGER OG TILLEGG ER BESKREVET

For alle rettelser og endringer gjelder generelt at både den opprinnelige teksten og ny tekst er gjengitt. Opprinnelig tekst som nå utgår, er gjennomstreket, ny gjeldende tekst er skrevet med *kursiv*. Hvis det er mange endringer i et avsnitt så er hele det opprinnelige avsnittet som nå utgår, merket med gjennomstreking og hele det nye gjeldende avsnittet skrevet med *kursiv*.

Rene tillegg er skrevet i *kursiv*.

For å skille nye rettelser som er kommet til i gjeldende versjon av dokumentet fra rettelser som ble inkludert i tidligere versjoner av dokumentet så er de nye rettelsene merket med * ved sidehenvisningen.

HB 184: RETTELSE, ENDRINGER OG TILLEGG

I den etterfølgende tekst er de enkelte rettelser, endringer og tillegg gjengitt, referert til side nummer og kapittelinnledning i håndbok 184.

Side 8: 1. INNLEDENDE BESTEMMELSER, 1.3 Fravik

Endret tekst

Det kan gjøres fravik fra lastforskriften, dersom spesielle grunner gjør dette nødvendig eller rimelig. For trafikklast er myndighet til å fravike lastforskriftene lagt til Vegdirektoratet for riks- og fylkesveger og ~~Vegsjefen~~ *Vegkontoret* for kommunale veger. For andre laster og bestemmelser er myndighet til å fravike lastforskriftene lagt til Vegdirektoratet for riksveger, ~~fylkesutvalget~~ *fylkeskommunen* for fylkesveger og ~~formannskapet~~ *kommunen* for kommunale veger. Fravik fra forskriften gis skriftlig.

Side* 8: 1.5 Referanser

Nye referanser

/6/ NBR: *Seismic Zonation for Norway, mars 1998*

/7/ Statens vegvesens håndbok nr. 016, "Geoteknikk i vegbygging"

Side 12: 2.3.2 Variable laster, 2.3.2.5 første avsnitt

Endret tekst

Den karakteristiske verdi av en variabel naturlast på en permanent konstruksjon bestemmes som den last som ~~gir den sannsynlig største lastvirkning for en returperiode på 50 år ($p = 0.98$) som har en sannsynlighet $p = 0.98$ for at den ikke overskrides et enkelt år, dvs. ved en returperiode på 50 år.~~

Side 13: 2.3.4 Ulykkeslaster, 2.3.4.2, tillegg til opprinnelig tekst

Tillegg til tekst, nytt avsnitt

Andre forskrifter med andre sikkerhetsnivåer (f.eks bygningsforskriftene) kan komme til anvendelse når andre konstruksjoner påvirker våre bruer eller omvendt. Det skal avklares hvilke regelverk som er bestemmende. Spesielt skal andre statlige eller kommunale godkjenningsmyndigheter varsles dersom sikkerhetsnivået i Lastforskriftene er lavere enn i andre berørte forskrifter.

Side 13: 2. DEFINISJON AV LASTER, 2.4 Kombinasjon av laster, 2.4.2

Opprinnelig tekst

~~Dersom en mer nøyaktig metode ikke benyttes, skal ugunstigste vind- strøm-, bølge og tidevannslast antas å opptre samtidig. I kombinasjon med andre laster skal kombinasjoner av ovennevnte naturlaster regnes som en last.~~

Endret tekst

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

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

Side 17: 3.TRAFIKKLAST, 3.2.1.1 Vertikal last, Fig. 2

Endret figur

Nederste del av fig 2. er feil, det er maksimalt to av de fire kjørefeltene som skal belastes med aksellaster. Opprettet figur er vis under

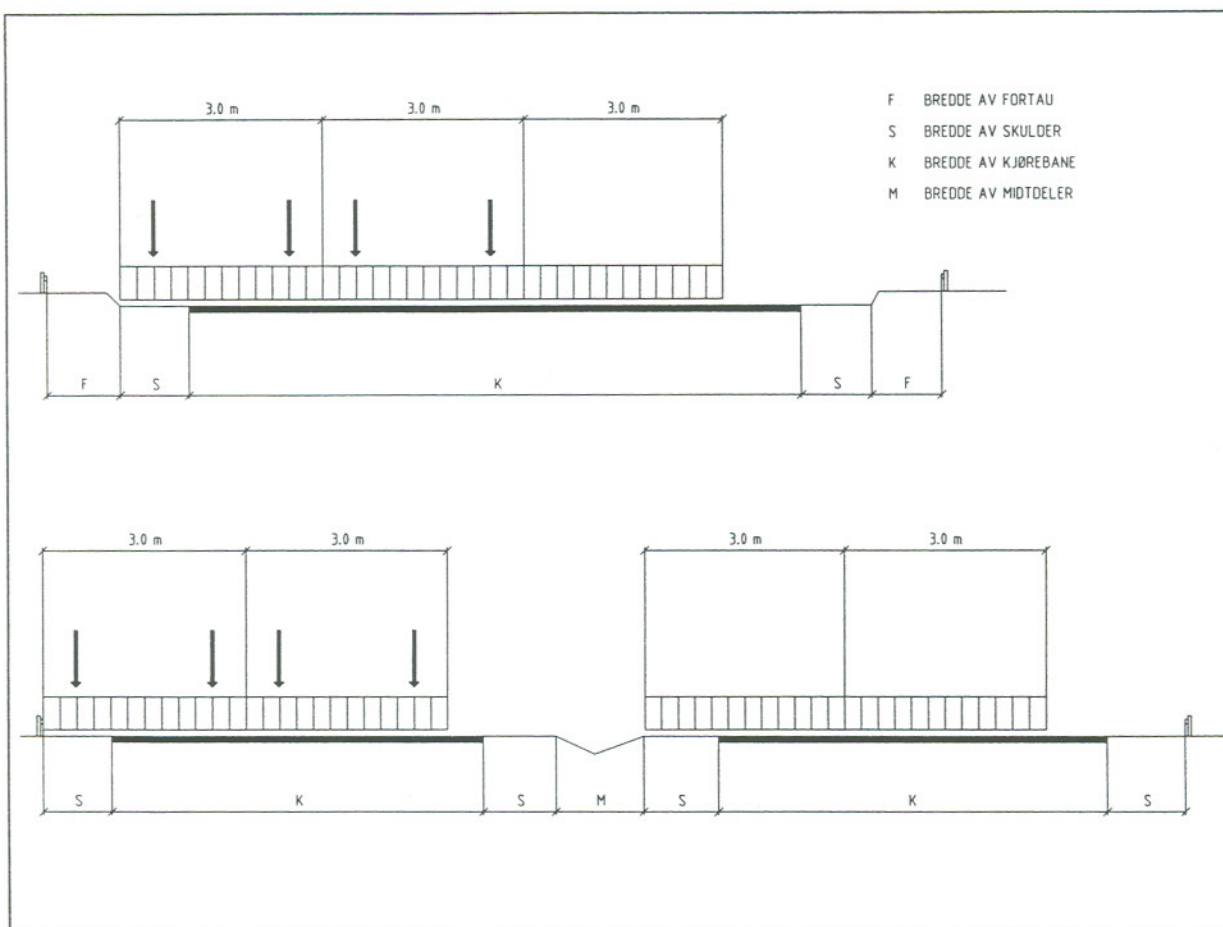


Fig 2. Lastplassering. Eksempler

Side* 20: 3.2.2 Utmattingslast, andre, tredje og fjerde avsnitt

Endret tekst

Utmattingslasten består av 3 aksellaster á 80 kN med innbyrdes avstand som angitt i Fig1, pkt. 3.2.1. *Aksellastene består av 5 grupper hvor størrelse og tilhørende andel av totalt antall passeringer av tunge kjøretøyer (n) er gitt i følgende tabell:*

Aksellast (kN)	Andel av n (%)
3 · 60	75
3 · 80	10
3 · 100	5
3 · 125	5
3 · 145	5

Hvis utmattingskapasiteten er gitt av rettlinjert S/N-kurve uten utmattingsgrense og med helningskoeffisient $m=3$, kan det forenklet regnes med én ekvivalentlast med 3 aksellaster á 80 kN med totalt antall passeringer lik n.

Utmattingslastene regnes å bevege seg i kjørefeltets retning med en eksentrisitet på høyst lik 0,3 m til begge sider av senterlinje kjørefelt. Den ugunstigste verdi av eksentrisiteten legges til grunn for dimensjoneringen. Kun ett kjørefelt skal regnes å være belastet om gangen. På flerfelts bruer bruer med mer enn et kjørefelt i hver retning regnes all trafikk å gå i høyre kjørefelt for hver retning. For fuger og overgangskonstruksjoner skal det regnes 25 % støtt tillegg, altså 3 aksellaster á 100 kN dvs alle aksellastene gitt ovenfor skal økes med 25 %.

Totalt antall passeringer av utmattingslasten regnes å være:
 $n = 3650 \text{ ÅDT}$, hvor ÅDT er vegens årsdøgntrafikk

ÅDT skal ikke regnes mindre enn 1000.

Når det har betydning for dimensjoneringen, kan det regnes med en fordeling av trafikken med 50 % i hver retning.

Side* 21: 3.2.3.3 Gang- og sykkelbane atskilt fra kjørebanelen med forhøyning eller kant.

Tillegg i tekst, nytt avsnitt på slutten

For at forhøyning eller kant kan regnes effektiv må høyden, målt fra topp slitelag, være minst 0,20 m, ref /4/, Del I, pkt 2.3.2 Utforming av fortau.

Side* 21: 3.2.3.4 Gang- og sykkelbane i plan med kjørebanelen uten beskyttelse med rekkverk eller kant.

Tillegg i tekst, første avsnitt

Gang- og sykkelbane som ligger i plan med kjørebanelene og ikke er beskyttet med rekkverk eller kant, regnes å inngå i kjørebanelen.

Side 23: 3.TRAFIKKLAST, 3.3 Trafikklast på G/S bruer, 3.3.1.2 Horisontal last, - Bremselast og sidelast

Endret tekst

G/S-bruer med føringsavstand på 2,5 m eller over, skal belastes med bremselast og en samtidig sidelast, som begge virker horisontalt i høyde med brudekket. ~~Bruer med mindre føringsavstand enn 2,5 m belastes ikke med slike laster.~~

Bremselasten settes til 50 kN. Den regnes å angripe i bruas senterlinje.

Sidelasten settes til 15 kN med angrepsretning vinklerett på senterlinjen.

Horisontallastene opptrer kun samtidig med lasttype G2.

Bruer med mindre føringsavstand enn 2,5 m belastes med en last på 10 kN i vilkårlig horisontal retning.

Side 34: 5. NATURLASTER, 5.2 Vindlaster, 5.2.1. siste setning

Endret tekst

For store- eller svingningsømfintlige bruer, *eller bruer hvor stedlige forhold i særlig grad tilsier det*, skal det normalt utføres vindmålinger.

Side* 35: 5.5 Islast

Helt nytt kapittel med underkapittel 5.5.1 - 5.5.5 gjengis her

Side* 35: 5.5.1 Generelt

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

Følgende hovedtyper av islast kan opptre:

- Støtlaster fra isflak som driver eller presses mot konstruksjonen under påvirkning fra vind og strøm.*
- Horisontale ekspansjonslaster på grunn av temperaturendringer i sammenhengende fastholdte isdekker.*
- Laster på grunn av hvelvirkninger i isen som oppstår ved vannstandsvariasjoner, laster på grunn av isgang, skruis etc..*
- Løftelast eller påhengslast fra is som er frosset til konstruksjonen..*

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

Islaster antas å angripe konstruksjoner mellom HHV og LLV. Angrepspunkt bestemmes slik at islasten gir mest ugunstig virkning.

Pilarer i vann hvor is kan forekomme, skal dimensjoneres for et istrykk tilsvarende 200 kN i bruas tverretning og 200 kN i bruas lengderetning. Lastene kan antas å ikke virke samtidig.

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

Istykkelsen på innsjøer kan regnes å være:

$$t = \frac{\sqrt{F}}{175} \text{ (m)}, \quad F = (F_{10} + F_{100}) / 2 = \text{frostmengde i timegrader (h}^\circ\text{c), der } F_{10} \text{ og } F_{100} \text{ er frostmengde med returperiode 10 og 100 år, se /7/.$$

Istykkelsen, t, vil reduseres betydelig allerede ved 0,05m snødekke, og for et snødekke tykkere enn 0,10 m kan beregnet istykkelse reduseres med 30%. Istykkelsen på sakte rennende elver kan antas å være 0,65 t.

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

I fig. 101 er vist de betegnelser som benyttes ved beregning av islaster.

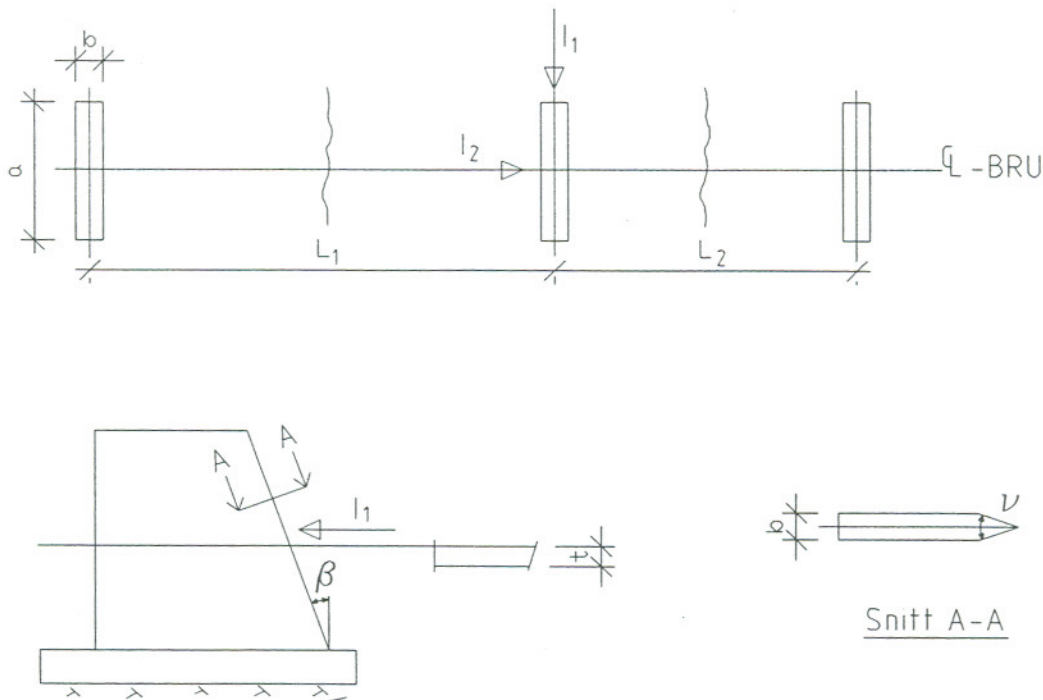


Fig 101 Definisjon av pilardimensjoner og islaster

Side* 35: 5.5.2 Støtlaster

Last fra drivende is i retning tilnærmet pilaren beregnes av formel (1).

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

- C_1 : formfaktor for pilarens bredde, se tabell 101
- C_2 : formfaktor for helningen av pilarfronten, se tabell 102
- C_3 : formfaktor for utforming av pilarfronten, se tabell 103
for halvsirkelformet kant er C_3 lik 0,9.
- v : vinkel på spiss av pilarens kant mot isen
- σ_k : isens knusningsfasthet
- t : istykkelse
- a : pilarens tverrsnittsdimensjon i bruas tverretning
- b : pilarens tverrsnittsdimensjon i bruas lengderetning

Isens knusningsfasthet σ_k bestemmes med veiledning fra følgende verdier:

- σ_k : 700 kN/m² eksempelvis små flak med temperatur rundt nullpunktet. Regulerte elver i midt-Norge og nord-Norge. Tidligere benyttet for Mjøsa.
- σ_k : 1400 kN/m² eksempelvis ved sterk isgang eller svært store flak av kjerneis kombinert med lav temperatur og høy strømhastighet. Tidligere benyttet for normal vår-is i Tana.
- σ_k : 2500 kN/m² benyttes unntaksvis for særlig store isflak påvirket av strøm og vind og lave temperaturer, f.eks stål-is med lav temperatur.

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

Tabell 101

$b/t =$	0,5	1,0	1,5	2,0	3,0	4,0 eller større
$C_1 =$	1,8	1,3	1,1	1,0	0,9	0,8

For mellomliggende verdier interpoleres lineært

Tabell 102

$\beta =$	0-15°	15-30°	30-45°
$C_2 =$	1,0	0,75	0,50

Tabell 103

$v =$	45°	60°	75°	90°	120°	180°
$C_3 =$	0,54	0,59	0,64	0,69	0,77	1,00

For mellomliggende verdier interpoleres lineært

Produktet $C_1 \cdot C_2$ bør ikke innføres i beregningene med lavere verdi enn 0,50.

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

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

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

For bruer der pakkis kan bygge seg opp mot pilarer kan islaster bestemt av (1) antas også å dekke laster fra pakkis, men med tilleggskravet $I_1 \geq i_1 \cdot (L_1+L_2)/2$, hvor i_1 normalt varierer fra 10 til 30 kN/m. L_1+L_2 settes ikke inn med større verdi enn 100 m.

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

Side* 35: 5.5.3 Ekspansjonslaster

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

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

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

T : karakteristisk verdi av laveste døgnmiddeltemperatur T_0 (°C) med returperiode 50 år.

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

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

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

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

L_1+L_2 settes ikke inn med større verdi enn 100 m i (3).

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

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

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

Side* 35: 5.5.4 Laster fra fast isdekke gjennom hvelvvirkninger

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

Side* 35: 5.5.5 Vertikale laster fra fast isdekke

Ved vannstandsendringer kan laster fra fast is angitt i pkt. 5.5.4 få en vertikal oppadrettet komponent som maksimalt er 1/3 av den horisontale lasten.

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

$$I_v = 2(a+b) \cdot i_v \quad i_v = 0,6 t \cdot (\sigma_b \cdot h \cdot k)^{0,5} \quad (5)$$

I_v : løftelast

i_v : løftelast ved lang rett vegg

σ_b : isdekkets bøyefasthet ($=0,7\sigma_k$)

h : vannstandsvariasjonen

t : istykkelsen i m, innføres ikke med større verdi enn 0,6 m

k : opptrykksmodulen (10 kN/m³)

For frittstående pel kan løftelasten antas å være:

$$I_v = A \cdot t^2 \quad t \leq 0,6 \text{ m}, \quad A < 1600 \text{ kN/m}^2 \text{ for ferskvannsis og } A < 800 \text{ kN/m}^2 \text{ for saltvannsis.}$$

Side* 36: 5.7 Jordskjelvlast

Hele kapittelet med underkapitler har fått ny tekst som gjengis her

Side* 36: 5.7.1 Generelt

Jordskjelvlast er unormal naturlast.

Jordskjelvlast angis basert på en oppdeling av Norge i soner der jordskjelvrisikoen innenfor sonen er tilnærmet lik. Kvantifiseringen av risiko innenfor en sone er beskrevet ved parameteren a_g , maksimal grunnakselerasjon i fjellgrunnen.

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

- Et pseudo-akselerasjons-responsspekter (heretter benevnt responsspekter)*
- En spektraltetthetsfunksjon for grunnbevegelsen/grunnakselerasjonen*
- En tidsserie representasjon av grunnbevegelsen/grunnakselerasjonen*

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

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

Romlig variasjon av jordskjelvbevegelsen må vurderes når:

- konstruksjonen er fundamentert på diskontinuerlige grunnforhold, dvs. grunnforhold med vesentlig forskjellige egenskaper
- lengden av konstruksjonen er større enn 1000 m

Dersom det ikke utføres en nøyaktig fastsettelse av jordskjelvlastene på det aktuelle brusted, skal reglene i etterfølgende pkt 5.7.2 - 5.7.6 anvendes.

Kotekartene, fig 110 og 111 er kopiert fra NBRs rapport "Seismic Zonation for Norway", /6/. Fig 112-113 og tabell 111-112 er også basert på /6/.

Side* 36: 5.7.2 Grunnakselerasjon a_g - Jordskjelvsone

Størrelsen på grunnakselerasjonen a_g i fjellgrunnen på det aktuelle brusted finnes fra kotekartene i fig 110 og 111. Avhengig av størrelsen på a_g plasseres brua i jordskjelvsone a, b eller c, se tabell nedenfor. Jordskjelvsonen er med på å bestemme hvilket omfang jordskjelvanalysen skal ha.

Tabell 110 Jordskjelvsoner for bruer (tall basert på 10 000 års returperiode)

Sone	Akselerasjonsverdi i fjellgrunnen a_g
a	1,5- 2,0 m/s^2
b	2,0 – 2,5 m/s^2
c	over 2,5 m/s^2

I områder der grunnakselerasjonen er under 1,5 m/s^2 er det vanligvis ikke nødvendig å utføre jordskjelvanalyse. Unntak fra denne regelen er nærmere spesifisert i /4/.

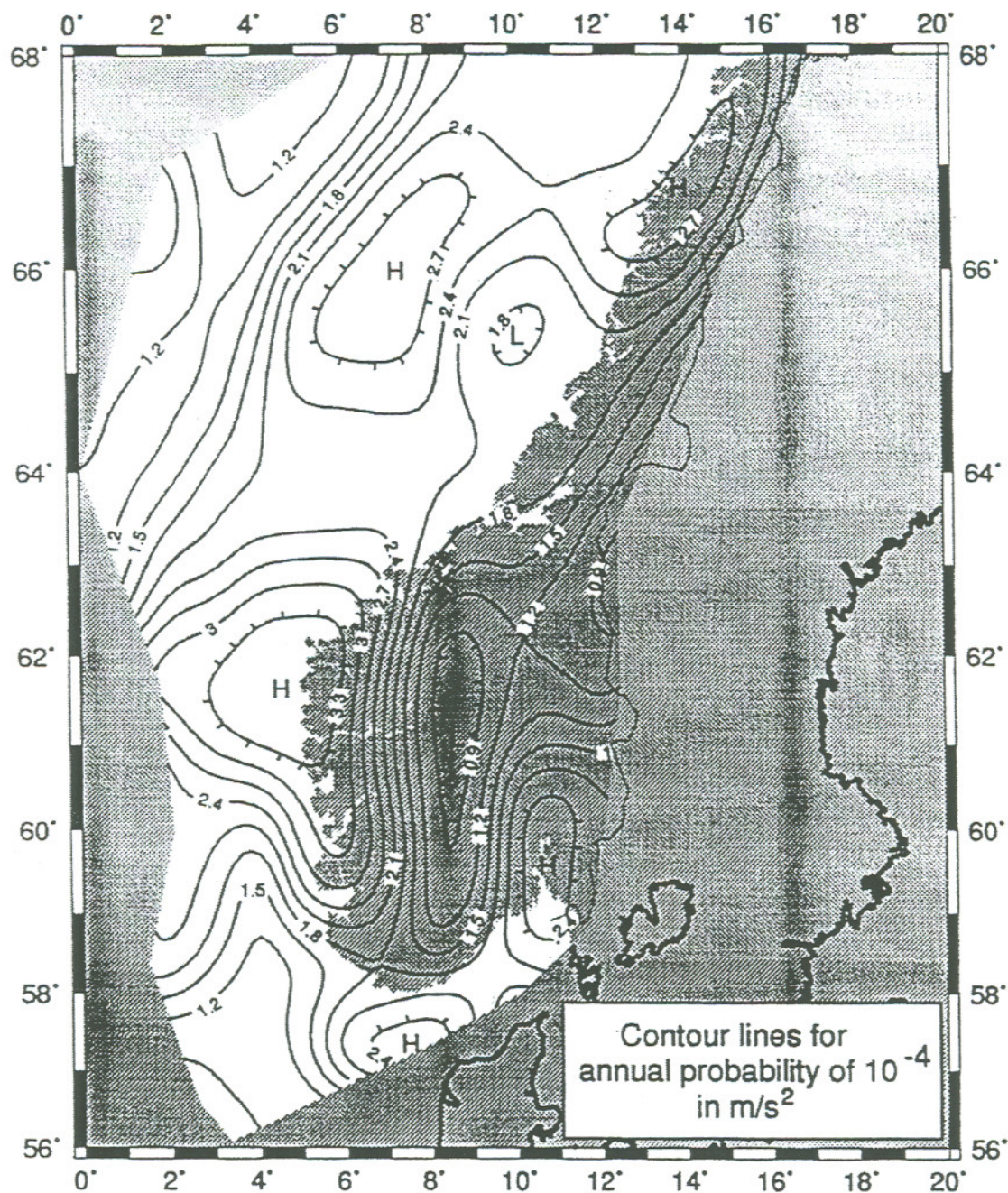


Fig 110 Kotekart (m/s^2) med maksimal akselerasjon i fjellgrunnen for årlig overskridelsessannsynlighet på 10^{-4} (returperiode 10,000 år) for sørlige del av Norge inkludert de nære havområder. Ekvidistanse: $0,3 m/s^2$. H: Høy; L: Lav

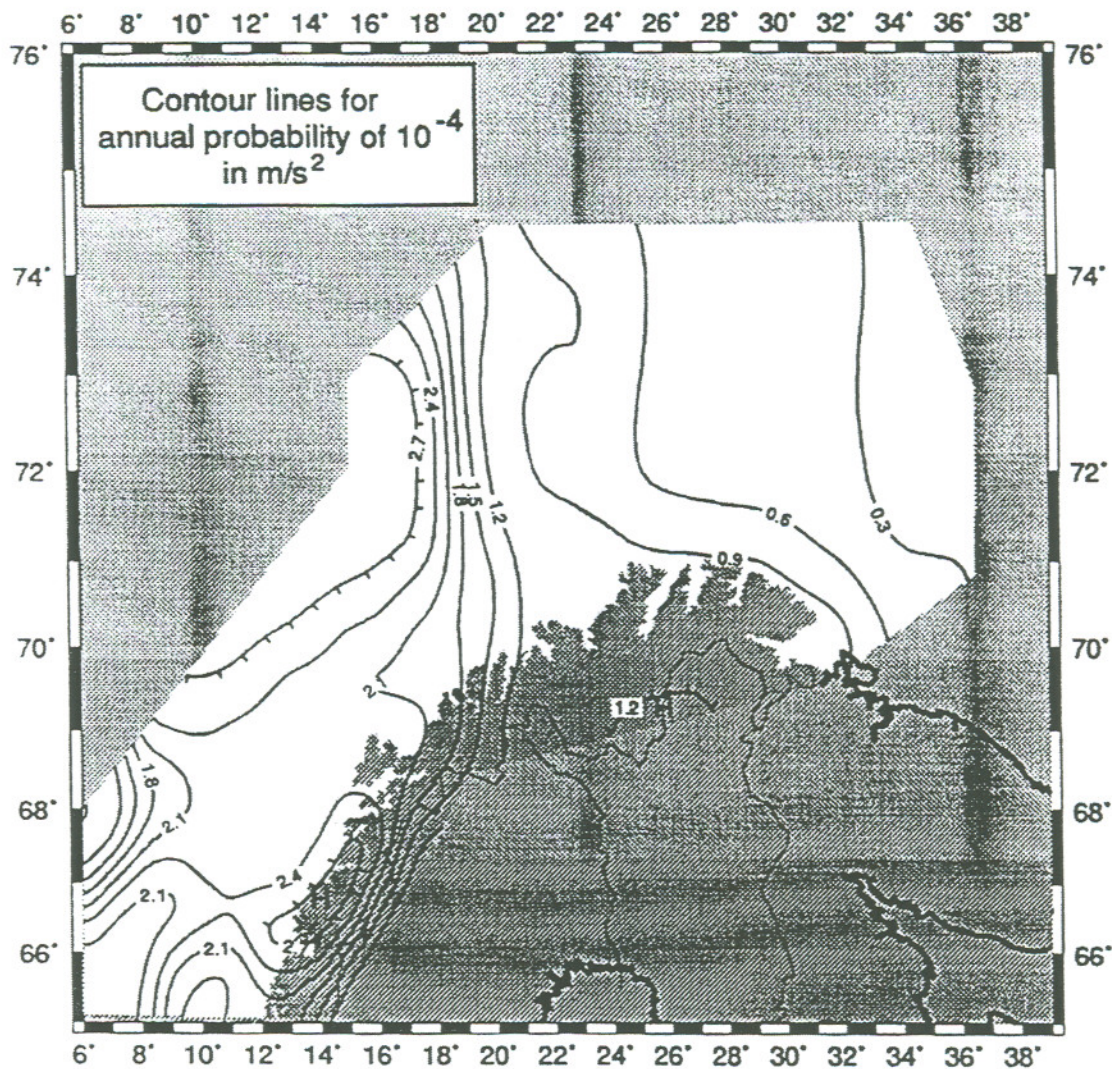


Fig 111 Kotekart (m/s^2) med maksimal akselerasjon i fjellgrunnen for årlig overskridelsessannsynlighet på 10^{-4} (returperiode 10,000 år) for nordlige del av Norge inkludert de nære havområder. Ekvidistanse: $0,3 m/s^2$. H: Høy; L: Lav

Side* 36: 5.7.3 Grunnleggende beskrivelse av jordskjelvlast - responspekter

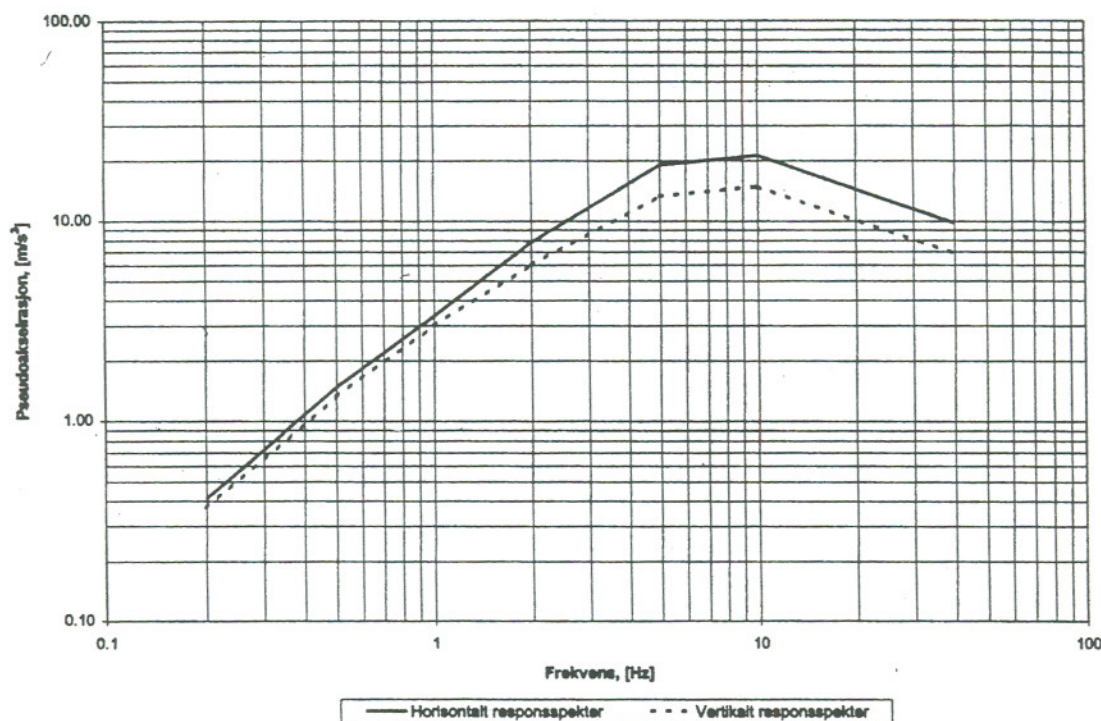
Jordskjelvbevegelsen beskrives ved to antatt uavhengige ortogonale horisontale komponenter og en uavhengig vertikal komponent. De horisontale komponentene beskrives med samme responspekter mens den vertikale komponenten beskrives med en modifisert versjon av det horisontale responspekteret.

Lastbeskrivelsen basert på responspekter forutsetter at det benyttes en elastisk analyse og dimensjonering av konstruksjonen. Dersom vesentlig plastisk oppførsel er nødvendig i dimensjoneringen, må dette også tas hensyn til ved lastbeskrivelsen.

Responspekteret som kan benyttes for horisontal og vertikal bevegelse, er vist i fig 112 for en grunnakselerasjon lik 1 g (g: tyngdens akselerasjon).

Dette spekteret forutsetter at den totale demping er lik 5 % av kritisk demping. For andre dempingsverdier må spekteret modifiseres, se pkt. 5.7.4. Knekkpunkter for det horisontale responspekteret er beskrevet i tabell 111 og nødvendig modifikasjon for å finne det vertikale responspekteret er beskrevet i tabell 112.

For å få de opptredende verdier skaleres spektrene ut fra grunnakselerasjonen bestemt i punkt 5.7.2. Verdiene gjelder for konstruksjoner fundamentert på fjellgrunn.



Figur 112 Responspekter for horisontal og vertikal komponent, ut fra en normalisering av horisontalspekteret til 1 g ved 40 Hz, 5 % demping

Tabell 111 Knekkpunkter for horisontalt responspekter, normalisert mot en toppverdi av grunnakselerasjonen lik 1 g for 40 Hz

Frekvens [Hz]	Forventet akselerasjonsverdi [m/s ²]
0,2	0,411
0,5	1,467
1	3,347
2	7,806
5	19,026
10	21,244
40	9,807

Tabell 112 Anbefalt forhold mellom vertikale og horisontale spektralverdier

Frekvens [Hz]	Forhold mellom vertikale og horisontale verdier
$f < 1$ Hz	0,9
$1 \text{ Hz} < f < 3 \text{ Hz}$	$0,9 - 0,42 \log(f)$
$f > 3$ Hz	0,7

Side* 36: 5.7.4 Modifikasjon av responspektrene for annen demping

De angitte responspektrene forutsetter en total systemdemping på 5 % av kritisk demping β . For andre dempingsverdier benyttes følgende modifikasjonsfaktor for spektralverdiene som en funksjon av dempingsnivået β angitt i %:

$$D = 1,48 - 0,30 \cdot \ln(\beta)$$

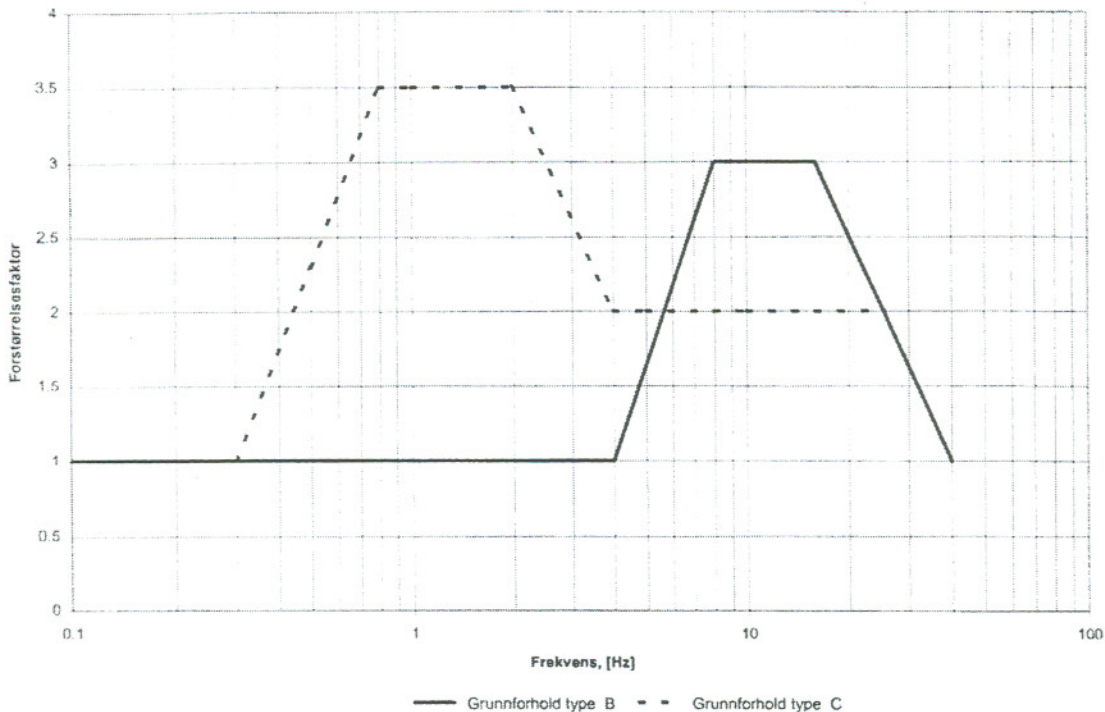
Side* 36: 5.7.5 Modifikasjon av responspektrene ut fra grunnforhold

Innflytelsen av grunnforhold på responsen fra jordskjelv kan dersom ikke mer omfattende analyser utføres, forenklet bli tatt hensyn til ved å dele opp grunnforholdene i tre typer :

- Type A: Fjellgrunn
Type B: Grunne, stive løsmasser (morene)
Type C: Dype, mykere løsmasser (leire, silt og sand)

For grunnforhold av type A benyttes responspektrene som beskrevet i punkt 5.7.3. For grunnforhold av type B og C modifieres horisontalt responspekter basert på figur 113.

Vertikalt responspekter modifieres ikke for grunnforhold av type B og C.



Figur 113 Forstørrelsesfaktorer for grunnforhold av type B og C

Side* 40: 7. ULYKKESLASTER, 7.1 Påkjørselslaster fra kjøretøyer, 7.1.3 - Overbygning

Endret tekst

Overbygning som er plassert over kjøreveg, skal belastes med en horisonal knivlast på opptil 500 kN med bredde 2,5 m virkende i kjøreretningen.

For fri høyde opptil 4,70 m opptrer lasten med sin maksimalverdi på 500 kN, og avtar så lineært til 0 kN ved fri høyde 5,20 - 5,70 m.

Lasten kan fordeles vertikalt over en høyde på maksimalt 0,25 m. Den kan forskyves vilkårlig sideveis mellom vegens føringer eller skulderkanter.

Lasten kan fordeles horisontalt over en bredde på 0,25 til 2,5 m avhengig av overbygningens geometri.

Dersom tunge kjøretøyer er forhindret fra å bruke vegen under brua, kan lasten reduseres etter godkjenning av Vegdirektoratet.

Side 44: KOMMENTARER TIL LASTFORSKRIFTENE, - Lasttype V2, siste setning

Endret tekst

Til denne aksellasten har en lagt et dynamisk tillegg på 75%, avrundet til 110 kN, slik at total aksellast blir $150 + 110 = 260$ kN.