



Universitetet  
i Stavanger

## DET TEKNISK-NATURVITENSKAPELIGE FAKULTET

# MASTEROPPGAVE

Studieprogram/spesialisering: Konstruksjoner og materialer/ Byggkonstruksjoner	Vårsemesteret, 2014 Åpen
Forfatter: Iver Tøsti	..... (signatur forfatter)
Fagansvarlig: Gerhard Ersdal og Jasna Bogunovic Jakobsen Veileder(e): Gerhard Ersdal og Jasna Bogunovic Jakobsen	
Tittel på masteroppgaven: Pålitelighetsutfordringer ved aldrende bruer Engelsk tittel: Reliability Challenges of aging bridges	
Studiepoeng: 30	
Emneord: <ul style="list-style-type: none"><li>- Pålitelighet</li><li>- Utmatting</li><li>- Tidsavhengige skader</li></ul>	Sidetall: .....  + vedlegg/annet: ingen  Stavanger, 16.06.2014 dato/år

## Forord

I denne oppgaven skal jeg prøve å vise at jeg har lært noe i løpet av utdannelsen min. Jeg har i utgangspunktet konsentrert meg om delen som omhandler kapasitet og pålitelighet av eksisterende konstruksjoner, samt tatt med noe om utmatting, skader, drift og vedlikehold. Etter å ha skrevet oppgaven ser jeg at jeg skulle ta med noe om risiko og barrierer for å kontroll opp mot ulykker.

Som en ukonsentrert student har jeg innsett at det er mye jeg har, eller skulle ha lært som ikke sitter så godt som det burde. Innser at det jeg har lært innenfor statistikk har blitt glemt så mye her var ganske uforståelig i starten. På grunn av at jeg ikke husket mye av det jeg skulle ha lært så har jeg prøvd å gjøre oppbyggingen og forklaringen i oppgavene så forståelig som mulig.

Utover det at jeg har jobbet med oppgaven vil jeg også nevne at det er veldig befriende å kunne bruke ordet JEG her i forordet. Jeg skal ikke legge skul på at dette er det siste jeg skriver på masteroppgaven er dette forordet. Så tror jeg at alle rapporter og innleveringer gjennom utdanningen min har vært gjennomsyret med ord som jeg, vi, man osv... Noe som var vanskelig å legge av seg til denne oppgaven, men tror jeg har fått det til ganske bra.

Som motivasjon for å komme meg i gjennom dette semestret har godt selskap av de jeg har delt rom med vært uvurderlig. sammen har vi drukket kaffe for en verdi av BNPet til et lite land, hatt diskusjoner både faglig nivå og ganske barnslig ting. Som motivasjon har også kake hver fredag vært en fin tradisjon som har fungert som belønning ved en effektiv uke og trøst ved ikke fullt så effektive uker. Konklusjonen er at kake er godt og en fin avrundning på uka.

En takk må også gå til mine to veiledere som har kommet med god veiledning i gjennom prosessen. Og når panikken kom i begynnelsen av mai klarte de med god veiledning og rolige tilbakemeldinger å styre dette i riktig retning.

Jeg her også hatt en liten hær med gjennomlesere som må takkes. De har alle sagt at det var grusomt med skrivefeil, men at innholdet regnet de med var i orden da de ikke skjønnte det (de har ikke noen ingeniørbakgrunn). Så med hjelp av dem er denne oppgaven blitt mulig å lese.

I tillegg vil jeg sitere Yoda fra Star Wars. Har ikke noe god grunn for det, men synes det er litt underholdene at jeg på den måten kan få referanse nummer en til å være til Star Wars.

*"Do. Or do not. There is no try."*  
Yoda, The Empire Strikes Back [1]

# Innhold

0. Sammendrag.....	viii
1. Introduksjon.....	1
1.1. Veier i Norge.....	1
1.2. Bruer i Norge.....	1
1.3. Trafikk.....	2
1.4. Aldringsmekanismer.....	4
2. Kapasitet og pålitelighet.....	5
2.1. Laster på bruere.....	5
2.2. Bruklasser.....	6
2.3. Historiske laster.....	8
2.4. Dimensjoneringsprinsipper.....	11
2.5. Teori bak klassifisering av materialer.....	15
2.6. Motstanden i tverrsnitt.....	26
2.7. laster.....	27
2.8. lastpåkjenningene.....	27
2.9. Analyse av lastkapasitet vs. lastpåkjenningene.....	28
2.10. Krav til pålitelighet.....	28
3. Utmatting.....	30
3.1. Beskyttelse mot utmatting.....	31
3.2. Definisjoner av spenninger for utmatting.....	32
3.3. Beregning med bruddmekanikk.....	33
3.4. Beregning med SN-kurve.....	35
3.5. Kontroll av utmatting og analyse av gjenværende utmattingslevetid.....	44
4. Tilstandskontroll og skadehåndtering.....	45
4.1. Oppbygning av tilstandskontroll.....	45
4.2. Inspeksjonstyper.....	46
4.3. Skader.....	48
4.4. Skaderangering.....	49
4.5. Skadeårsaker.....	49
4.6. Skader fordelt over tid.....	50
4.7. Aldringsmekanismer på stål.....	51
4.8. Aldringsmekanismer på betong.....	55
4.9. Kontroll av tilstand.....	62
5. Oppsummering og diskusjon.....	63
5.1. Kapasitets og pålitelighets-analyse.....	63
5.2. Utmatting.....	63
5.3. Tilstandskontroll.....	64
5.4. Diskusjon.....	64
6. Konklusjon.....	65
6.1. Videre arbeid.....	65
Referanser:.....	66

## Figurligste:

Figur 1: Bru-areal bygget på 10år etter 1920 [2].....	2
Figur 2: Statens vegvesen - Håndbok 238, Figur 3.2-1 Bruksklasser [8].....	7
Figur 3: Statens vegvesen - Håndbok 239, Figur 2.1-1 Sammenligning av momenter inkl. rystelse for en del lastklasser og bruksklasser (Fritt opplagt bjelke) [9] .....	10
Figur 4: Diagram over fordelt karakteristisk belastning og materialfasthet.....	13
Figur 5: Diagram over fordelt dimensjonerende belastning og materialfasthet .....	14
Figur 6: Eksempel på spenningstøyningsdiagrammet med stål og betong .....	16
Figur 7: Diagram over normal- og logaritmisknormalfordeling.....	19
Figur 8: Diagram som viser $(\Theta \cdot P_a < 0,05)$ . I grafen er $w = k_2$ [27].....	22
Figur 9: Spenningstøyningsdiagram fra NS-EN-1992-1[21].....	25
Figur 10: Syklisk last illustrert.....	32
Figur 11: Illustrasjon av et prøvestykke, last og graf over sprekkvekst [37] .....	33
Figur 12: Viser linearisering og uttrykket for sone II [37].....	33
Figur 13: Viser testresultat og lineærisert middelerverdi og $\pm 2$ standardavvik i SN-kurve	35
Figur 14: Nominell spenninger for aksialtrykk/-strekk.....	36
Figur 15: Nominelle spenninger for bøye-/momentbelastning.....	36
Figur 16: Faktiske og nominelle spenninger i en plate med hull .....	36
Figur 17: Spenningsdiagram og tabell over sykler [40] .....	38
Figur 18: Spenningsdiagram snudd 90 grader med «regnet» inntegnet [40] .....	39
Figur 19: Resultater av telte halvsykluser .....	39
Figur 20: Spenningsdiagrammet tegnet som reservoar-metoden og resultat tabell [40]	40
Figur 21: SN-kurve fra eurokode 3 NS-EN-1993-1-9 [38] .....	41
Figur 22: SN-kurve for forskjellig miljø fra DNV-RP-C203 [39].....	42
Figur 23: SN-kurve for armering [21] .....	42
Figur 24: Badekarkurve .....	50
Figur 25: Den elektrokjemiske prosessen ved korrosjon [34].....	51
Figur 26: Korrosjon under en vanddråpe .....	52
Figur 27: Karbonatiseringsfront som funksjon av tid [46] .....	56
Figur 28: Viser anode/katode for kloridindusert armeringskorrosjon [46] .....	57
Figur 29: Prinsippskisse, realkalisering [50] .....	60
Figur 30: Prinsippskisse, kloriduttrekk [50] .....	61
Figur 31: Katodisk beskyttelse ved bruk av stavanoder. Prinsippskisse [50].....	61
Figur 32: Badekarkurve med rehabiliteringer på år 40, 60 og 80 .....	62

## Tabelliste:

Tabell 1: Økning i trafikk [4].....	3
Tabell 2: Laster på bruer [5].....	5
Tabell 3: Tillatt aksel-, boggi- og trippelboggi-last for offentlig vei [7].....	6
Tabell 4: K-koeffisienter for forskjellige sannsynligheter ved $\infty$ -prøver [14].....	12
Tabell 5: K-koeffisienter for en karakteristisk verdi på 5% ved n-prøver [15].....	13
Tabell 6: Betongens konstruksjonsfasthet for trykk for gamle standarder [8].....	17
Tabell 7: Armeringens karakteristiske fasthet, $f_{sk}$ [8].....	17
Tabell 8: 20 tilfeldige tall som eksempel på testresultater for betong.....	19
Tabell 9: Samsvarskriterier for trykkfasthet [22].....	20
Tabell 10: Oversikt over noen fasthetsklasser for betong [22].....	20
Tabell 11: Omregningsfaktor på grunn av høyde-/diameterforholdet [26].....	21
Tabell 12: Reduksjonsfaktor, k, avhengig av antall prøver.....	23
Tabell 13: Fasthetsklasse for karakteristisk trykkfasthet på nye og gamle betongprøver [14].....	23
Tabell 14: Statistiske-parametere for flytspenning til armeringsstål.....	26
Tabell 15: Tyngde til stål og betong [11].....	27
Tabell 16: Tyngde til stål og betong fra eurokode 1 <i>NS-EN 1991-1-1</i> [31].....	27
Tabell 17: Forholdet mellom pålitelighetsindeks, $\beta$ , og sviktsannsynlighet, $P_f$ .....	29
Tabell 18: Viser kumulativ skade som vist i <i>NS-EN-1993-1-9</i> [38].....	37
Tabell 19: Fordeling av aksellaster for utmattingsberegninger [5].....	40
Tabell 20: Fra eurokode 2 (Tabell 6.3N) for armeringsstål [21].....	43
Tabell 21: Fra eurokode 2 (Tabell 6.4N) for spennstål [21].....	43
Tabell 22: Skader som inndelt i BRUTUS, håndbok 136 - Inspeksjonshåndbok [42].....	48
Tabell 23: Kloridione-konsentrasjon og sannsynlighet for korrosjon [47].....	57
Tabell 24: Eksponeringsklasser knyttet til miljøforhold [22].....	59
Tabell 25: Krav til minste overdekning etter ulike standarder [50].....	59
Tabell 26: Grensetilstander mot vurdering/analyse.....	64

## Symboliste:

Store latinske bokstaver:

$A$	er arealet av et tverrsnitt
$A_c$	er arealet av tverrsnittet til en betongprøve.
$C$	er en materialkonstant
$D_{\bar{A}}$	er antall døgn per år, normalt 365
$D_M$	er antall døgn i den gitte måneden
$D_d$	er akkumulert utmattelses-skade
$E_{cd,min,eq}$	er laveste relative trykkspenningsnivå

$E_{Cd,max,equ}$	er høyeste relative trykkspenningsnivå
$F_d$	er dimensjonerende verdi for påvirkning
$F_k$	er karakteristiske verdi for påvirkning
$F$	er verdi for påvirkning
$F$	er sikkerhetsfaktor
$I$	er arealmomentet til et tverrsnitt
$K$	er spenningsintensitetsfaktor
$M$	er bøyemomentet
$N$	er totalt antall
$N_{svikt}$	er antall tilfeller med svikt
$N_{tot}$	er antall simuleringer
$P$	er sannsynlighet
$P_a$	er akseptsannsynlighet
$P_f$	er sviktsannsynligheten
$R_d$	er dimensjonerende lastkapasitet
$R_k$	er karakteristiske lastkapasitet
$R$	er spenningsforholdet
$R$	lastkapasitet
$R$	Belastningsrate
$S$	lastpåkjenning
$S$	er lastpåkjenningene
$S_k$	er karakteristiske lastpåkjenninger
$S_d$	er dimensjonerende lastpåkjenningen
$S_m$	er middelerdi av lastpåkjenningen
$S_{fc}$	er standardavviket for trykkprøver av betong
$X_1$	er en variabel
$Y$	er en geometrifunksjon

#### Små latinske bokstaver:

$a$	er en omregningsfaktor på grunn av høyde-/diameterforholdet
$a$	er sprekkstørrelsen
$a_i$	er initiell sprekkstørrelse
$a_k$	er kritisk sprekkstørrelse
$f_d$	er dimensjonerende materialfastheten
$f_k$	er karakteristiske materialfastheten
$f_m$	er middelerdi av materialfastheten
$f$	er spenninger
$f_{m(n)}$	er gjennomsnittlig styrke for n prøver
$f_i$	er styrken for en enkelt prøve
$f_{ck}$	er karakteristisk prøvefasthet for betong
$f_{cm(n)}$	er gjennomsnittlig prøvefasthet for betong ved n prøver
$f_{c,i}$	er prøvefasthet på en trykkprøve
$f_c$	er prøvefasthet på trykkprøve
$f_{ck}$	er karakteristisk materialfastheten for betong
$f_{c,min}$	er svakeste registrerte trykkprøve av betong
$f_c$	er betongprøvefasthet
$f_{ci}$	er prøvefasthet på en betongprøve
$f_{ck}$	er karakteristisk prøvefasthet
$f_y$	er flytefastheten,
$f_t$	er strekkfasthet,

$f_{Cd,fat}$	er dimensjonerende utmattingskapasitet for betong
$g$	er ytelsesfunksjon
$g_m$	er middelvei av ytelsesfunksjonen, $g$
$k_2$	er en koeffisient som velges for å få en gitt sikkerhets-prosentil for $f_{ck}$
$k$	er en koeffisient
$m$	er helnings-koeffisient for en SN-kurve
$n$	er antall
$y$	er avstand fra nøytral akse

Greske bokstaver:

$\alpha_{cc}$	er en materialkoeffisient for betong
$\beta$	er pålitelighetsindeksen
$\beta_{CC}(t_0)$	er en tidsavhengig koeffisient for betong
$\gamma_C$	er materialfaktoren for betong
$\gamma_f$	er lastfaktor
$\gamma_M$	er materialfaktor
$\gamma_R$	er faktor for lastkapasiteten
$\theta$	defekt andel
$\sigma$	er standardavvik eller spenninger
$\sigma_a$	er spenningsamplitude
$\sigma_{Cd,max,equ}$	er høyeste spenning for bruddamplituden for N lastvekslinger
$\sigma_{Cd,min,equ}$	er laveste spenning for bruddamplituden for N lastvekslinger
$\sigma_{f,m}$	er standardavvik for materialfasthet
$\sigma_g$	er standardavviket av ytelsesfunksjonen, $g$
$\sigma_m$	er gjennomsnittsspenninger
$\sigma_{max}$	er største spenning en syklisklast
$\sigma_{min}$	er minste spenning en syklisklast
$\sigma_{nom}$	er nominell spenning over tverrsnittet
$\sigma_{S,m}$	er standardavvik for last
$\Delta\sigma$	er spenningsvidde

Definisjoner :

Bk	bruksklasse
MDT	månedsdøgntrafikk
SCF	er spennings konsentrasjons faktor
ÅDT	årsdøgntrafikk

## 0. Sammendrag

Oppgaven her er delt inne i tre deler som er potensielle problemer for aldrende konstruksjoner. Disse er:

- Kapasitets- og pålitelighets-analyse
- Utmatting
- Tilstandskontroll og tidsavhengige skademekanismer

Det er lagt mest vekt på delen om kapasitet og pålitelighet, også er det med en enklere gjennomgang av utmattelse og tidsavhengige skademekanismer.

I kapasitets- og pålitelighets-delen er det et sammendrag av prinsippene som blir lagt til grunn i dimensjonering av konstruksjoner. Det er også prøvd å forklare hvordan man kan benytte de prinsippene til å finne faktisk kapasitet på en konstruksjon, og hvordan det da er mulig å finne påliteligheten og sammenligne det med krav som er fast satt i Eurokode.

Delen om utmating går lett igjennom stadiene ved utmatting, og tiltak som kan gjøres om det blir oppdaget en utmattingssprekk. I tillegg er den en kjapp gjennomgang av beregning av utmating ved hjelp av bruddmekanikk og SN-kurver.

Tilstandskontrolldelen er en gjennomgang av inspeksjon, drift og vedlikeholdsrutinene til Statensvegvesen med en oppsummering av korrosjon og betongnedbrytning som tidsavhengige-skademekanismer.

Konklusjonen er at for å være sikker på at en konstruksjon er frisk nok til å være i bruk må alle delene kontrolleres. Det nytter ikke å være helt sikker på en eller to av delene, hvis de kontrollerte delene ikke er det som fører til at konstruksjonen svikter.



# 1. Introduksjon

## 1.1. Veier i Norge

De første lovene om veier og veihold finner vi i Frostatingsloven og Gulatingsloven. I Magnus Lagabøtes landslov (vedtatt 1274–76) er det bestemmelser for veier og vedlikehold av veier, der ansvaret for utbygging og hold av veier var pålagt bønder og bygdelag. Det ble etter hvert bygget ut et stort veinett som i all hovedsak besto av rideveier.

Den første kjøreveien i Norge beregnet for hjultransport ble bygget mellom Kongsberg og Hokksund fra 1625 til 1630 for transport fra sølvgruvene på Kongsberg. Etter det ble det mer vanlig å bygge veier for hjultransport. Veien mellom Kongsberg og Hokksund ble senere, rundt 1650, forlenget til Drammen. På 1700-tallet ble det bygget ut et veinett for postgang. Rundt 1820 var hovedveinettet veiene ut av Christiania til Trondheim, Bergen og Kristiansand.

Stortinget vedtok i 1824 en egen veilov som standardiserte utformingen og administreringen av veier. Der ble det som utforming fastsatt en bredde på 5 meter for hovedveier, 3,75 meter for bygdeveier og administrasjonsansvaret ble tildelt fylkesmennene med hjelp av veiinspektører. Utgiftene for utbygging skulle i alminnelighet dekkes av fylket, men nye mellomriksveier skulle dekkes av staten. I ny veilov i 1851 ble bevilgningsmyndigheten overført fra storting og fylkesmennene til herredsstyrene, noe som resulterte i et mer utbygget lokalveinett.

Da bilen ble introdusert som transportmiddel, kom behovet for en ny veilov. I 1912 kom det en ny lov, og det ble da opprettet et veistyre i alle fylkene. I 1928 ble 8700 km gjennomgangsveier opprettet som riksveier og staten overtok vedlikeholdet. Øvrige hovedveier ble til fylkesveier som fylkene vedlikeholdt.

Dagens veilov er fra 1963 og har senere blitt revidert

## 1.2. Bruer i Norge

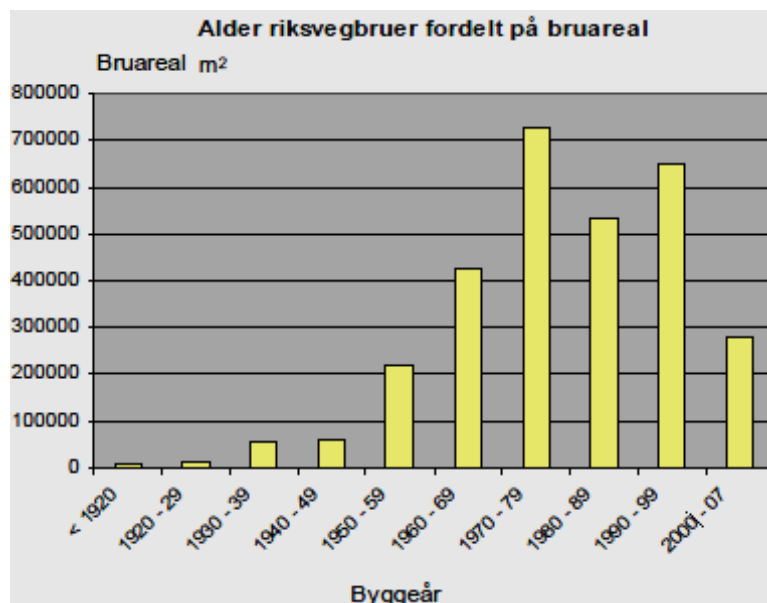
I 2010 var det til sammen 16750 trafikkerte bruer i Norge som Statens vegvesen og fylkeskommunene har ansvaret for. Av disse bruene er det mange som har en tilstand der det kreves mer omfattende vedlikehold. [2]

Behov for systematisk brubygging ble først gjeldende på 1700-tallet med utbygging av postruter. Det var i all hovedsak bruer utført i mur og tre på den tiden, men utover 1800-tallet ble det også bygget bruer i støpejern. Med utviklingen av masseproduksjon av stål på 1850-tallet, ble stål et hovedmateriale i brubygging. Den første brua oppført i armert betong, ble bygget rundt 1920.

Etter som bilene ble mer og mer vanlig både til person- og varetransport, ble det også et større behov for gode og rasjonelle veier. Dette medførte flere og lengre bruer. Der det tidligere var båter og ferjer, skulle det nå bygges bruer. Brobyggingen begynte for alvor på 1950-tallet og nådde en foreløpig topp på 1970-tallet.

I dag er det over 16750 veibruer på riks- og fylkesveier, med en total lengde på 430 km og en gjennomsnittslengde på 25 meter. Til sammen er det over 770 bruer med en lengde på over 100 meter.

I Figur 1 er det vist bruareal bygget hvert tiår etter 1920.



Figur 1: Bru-areal bygget på 10år etter 1920 [2]

- 22 % av totalt bruareal er fra i perioden før 1968
- 42 % av totalt bruareal er fra i perioden 1968-1987
- 35 % av totalt bruareal er fra i perioden 1988-2007

### 1.3. Trafikk

Trafikkmengden på Norske veier har aldri vært høyere enn nå. Fra vi fikk et godt veinett rundt 1850 traffikkert med hest og kjerre, via de første bilene som kom tidlig på 1900-tallet og til det ble fritt kjøp av bil i 1960 frem til i dag, har økningen i trafikkmengden økt enormt.

Trafikkdata blir samlet inn av Statens vegvesen fra statlig og fylkeskommunalt veinett, samt ferjetrafikk. Disse trafikkmålingene blir bearbeidet og presentert: [3]

- Trafikkregistrering
- Strekingsdata
- Veitrafikkindeks
- Ferjestatistikk

Trafikkregistrering er en fylkesvis oversikt med alle registreringer og registreringspunkt med årsdøgntrafikk (ÅDT) og månedsdøgntrafikk (MDT). Innenfor trafikkregistreringen finnes også noen registreringer for sykkeltrafikk og påsketrafikk (ut- og hjemfartsdager for enkelte hovedfartsveier).

Årsdøgntrafikk er gjennomsnittlig antall passeringer per døgn på et gitt punkt langs en vei, der det tas utgangspunkt i passeringer per år. Dette defineres som:

$$\text{ÅDT} = \frac{\sum N_{\text{Å}}}{D_{\text{Å}}}$$

Der:

$\sum N_{\text{Å}}$  er totalt antall passeringer, hver retning på et punkt i løpet av et år  
 $D_{\text{Å}}$  er antall døgn per år, normalt 365

Månedsdøgntrafikk er gjennomsnittlig antall passeringer per døgn på et gitt punkt langs en vei, der det tas utgangspunkt i passeringer per måned. Det defineres som:

$$MDT = \frac{\sum N_M}{D_M}$$

Der:

$\sum N_M$  er totalt antall passeringer, hver retning på et punkt i en gitt måned

$D_M$  er antall døgn i den gitte måneden

Ved målinger av ÅDT tas det normalt med en korttidstelling av kjøretøy og en korrelasjonfaktor som har base i kjente variasjonskurver av trafikk. Det gir uttrykket: [3]

$$\text{ÅDT} = \frac{\text{Trafikkvolum } (t)}{\text{korrelasjonfaktor } (a \cdot b \cdot c)}$$

Der:

Trafikkvolum (t) er registrert trafikkvolum i perioden t

korrelasjonfaktor =  $a \cdot b \cdot c$

a er andel av døgntrafikken i perioden t

b er antatt relativbelastning i forhold til gjennomsnittsdøgnet

c er antatt relativbelastning i forhold til gjennomsnittsuka

Strekingsdata er en egen side på Internett med en kartapplikasjon der man kan finne og se trafikkdata for veier. Applikasjonen er ennå under beta-testing, men er planlagt å være ferdig over sommeren 2014.

Veitrafikkindeksen er regnet ut fra Statens vegvesen sine 324 automatiske tellepunkt (tpkt). De automatiske tellepunktene registrerer trafikken kontinuerlig gjennom hele året. Disse tallene blir vektet etter når og hvor de blir målt for å gi et så riktig bilde som mulig for trafikken og trafikkendring. Veitrafikkindeks er gitt som prosentvis endring av trafikk i forhold til samme tid året før. Disse tallene for måneder er sensitive for hendelser som helligdager uten fast dato, vær og føre. I Tabell 1 er det vist veitrafikkindeksen for de siste ti år.

**Tabell 1: Økning i trafikk [4]**

år	Alle døgn [%]	Yrkesdøgn [%]	Helgedøgn [%]
2013	1,2	0,8	2,3
2012	1,7	0,8	4,5
2011	1,5	1,6	1,1
2010	1,1	1,4	0,1
2009	0,5	0,4	0,8
2008	1,3	1,8	0,0
2007	3,1	2,6	4,3
2006	1,7	1,3	3,2
2005	2,6	2,5	3,1
2004	2,0	2,1	1,8
2003	1,8	1,9	1,7

Ferjestatistikk for riks- og fylkesveinettet blir utgitt en gang i året som *håndbok 157*. Det er et samarbeid mellom ferjeselskapene, veikontorene og Veidirektoratet. I ferjestatistikken føres alle passasjerer og biler som tar ferje, enten via telling eller via billettsalg.

Ut i fra vist statistikk i tabellen som viser veitrafikkindeksen for de siste ti årene, kan vi se at over de siste ti årene har trafikken økt totalt 20,1 %, der det er 18,6 % økning for yrkesdøgn og 25,3 % økning for helgedøgn.

#### 1.4. Aldringsmekanismer

Aldringsmekanismer er forhold som gjør at sikkerheten til konstruksjonen forringes over tid slik at konstruksjonene ikke lengre kan brukes.

Vanligvis dimensjoneres konstruksjoner med en gitt levetid. 20-25 år for fartøy, 50 år for hus, 100 år for bruer og i spesielle tilfeller lengre, som for eksempel 300 år for tunellen i Bjørvika eller parkeringshuset på Tjuvholmen i Oslo. Det vil si at med riktig drift og vedlikehold skal en konstruksjon kunne holde i dimensjonert levetid.

I løpet av levetiden skal en konstruksjon kunne yte det den er dimensjonert for innenfor de sikkerhetsmarginene som er lagt inn i standardverket som er brukt. Ut over levetiden er det mer usikkert hva en konstruksjon egentlig tåler. Det samme gjelder hvis vedlikeholdet på konstruksjonen har vært dårlig.

Det er mange forskjellige ting som kan skje med en konstruksjon som gjør at den ikke har den nødvendige sikkerheten for å utføre det den ble dimensjonert for. Ofte kan disse faktorene deles inn i fire grupper:

- Tidsavhengige mekanismer
- Skader
- Ny teknologi/forståelse
- Foreldelse

Tidsavhengige mekanismer er skader som vil komme etter gitt nok tid. Det er ofte skader som materialdegradering der materialet mister styrke med tid. Det kan være utmating og korrosjon for stål, frostskafer og alkalireaksjoner for betong eller råte og larveangrep på tre.

Skader innebærer alt som kan regnes som uhell, ulykker eller andre hendelser som fører til en skade. Skadene som kan komme på konstruksjoner kan være skader som kun trenger å overvåkes eller det kan være skader som setter konstruksjonen helt ute av spill.

Ny teknologi/forståelse kommer etter hvert som det blir opparbeidet ny forståelse via forskning, og standarder blir oppdatert og slik at konstruksjoner som er dimensjonert etter gamle krav og standarder vise seg å være for dårlig.

Foreldelse kommer av at lastene kan øke og bruken forandre seg ettersom tiden går. I noen tilfeller kan da eldre konstruksjoner ikke ha den nødvendige kapasiteten for å utføre de nye oppgavene og dermed bli foreldet.

## 2. Kapasitet og pålitelighet

Ettersom trafikken tar seg opp på veiene, vil også belastningen øke på bruene. Dette kan resultere i at ei bru som ble dimensjonert for 50 år siden, ikke har stor nok kapasitet i dag.

### 2.1. Laster på bruer

Laster på bruer er alle former for påvirkning som medfører spenninger eller tøyninger/deforasjoner på konstruksjonen. De forskjellige lastene er ofte inndelt i: [5]

- Permanente laster (P)
- Variable laster (Q)
- Deformasjonslaster (D)
- Ulykkeslaster (A)

Under permanente og variable laster finnes det også noen underkategorier som har fått en egen bokstav. Disse er:

- Permanente laster (P)
  - o Egenlast (G)
  - o Vanntrykk (V)
  - o Jordtrykk (J)
- Variable laster (Q)
  - o Kjøretøylast (T)
  - o Naturlaster (E)
  - o Andre variable (L)

I Tabell 2 er det listet opp en del laster og hvilken kategori de inngår i.

**Tabell 2: Laster på bruer [5]**

PERMANENTE LASTER	P
Egenlast (tyngde)	G
Vanntrykk, permanent del	V
Jordtrykk	J
VARIABLE LASTER	Q
Trafikklast (på bru og tilstøtende fyllinger)	T (A)
Støt-/fortøyningslast fra ferje	T
Variabel ballast og utstyrsvekt	L
Variabel last i midlertidige faser	L
Friksjon	L
Snø	E
Vind	E
Bølger	E
Strøm	E
Vanntrykk, variabel del	E
Last fra variasjon i vannets tetthet	E
Is	E
Temperatur	E
Jordskjelv	E (A)
DEFORMASJONSLASTER	D
Oppspenning (spennkraft)	D
Svinn, kryp og relaksasjon	D
Setninger	D
Tvang fra bygge- eller installasjonsmetode	D
ULYKKESLASTER	A
Påkjøringslast fra kjøretøy	A
Påseilingslast fra skip	A

Påkjøringslast fra jernbanetraffikk	A
Kabelbrudd	A
Fallende gjenstander	A
Eksplosjon	A
Brann	A
Laster forårsaket av skred	A

Laster som kan opptre samtidig skal regnes som de gjør det. For å få et riktig bilde av belastningen av konstruksjoner under dimensjoneringen, benyttes lastkombinasjoner. Her kombinerer man de lastene som det er mulig vil opptre samtidig. Det vil for eksempel være naturlig å benytte maks vindlast sammen med maks bølge- og strømlast. Det vil ikke være så naturlig å bruke maks vind- eller snølast sammen med trafikklaster, da disse lastene vil gjøre det vanskelig å kjøre på brua.

## 2.2. Bruklasser

Tillatt bruk på norske bru er klassifisert i sammenheng med tilhørende veier. Veinettet er klassifisert inn i fire forskjellige klasser [5, 6]:

- Bruksklasse 10 (Bk10)
- Bruksklasse T8 (BkT8)
- Bruksklasse 8 (Bk8)
- Bruksklasse 6 (Bk6)

Tallet bak Bk er tillatte aksellaster for frirullende hjul i tonn. I Tabell 3 er største aksellaster og laster fra akselkombinasjoner som er tillatt som normaltrafikk på norske veier vist:

**Tabell 3: Tillatt aksel-, boggi- og trippelboggi-last for offentlig vei [7]**

Aksel/Aksel-kombinasjon	Aksel-avstand [m]	Tonn			
		Bk10	BkT8	Bk8	Bk6
Aksellast (frirullende hjul)		10	8	8	6
Aksellast drivaksel		11,5 <sup>1</sup>	8	8	6
Last fra to aksler	1,30–1,79 (boggi)	18 <sup>1 2</sup>	14	12	9
	1,20–1,29 (boggi)	16	12	12	9
	0,80–1,19	15	11,5	11,5	8,5
	Under 0,80	10	8	8	6
Trippel-boggi	1,30–1,80 <sup>3</sup>	24	19	16	12
	1,00–1,29 <sup>4</sup>	22	18	16	12
	Under 1,00 <sup>4</sup>	16	12	12	9

1) 11,5 t bare på en drivaksel.  
2) 19 t på motorvogn når drivakselen har tvillingmonterte hjul og luftfjæring eller tilsvarende fjæring iht. direktiv 96/53/EF, eller når hver drivaksel har tvillingmonterte hjul og ingen av akslene overskrider 9,5 t.  
3) Begge avstander.  
4) En eller begge avstander.

Eksisterende bru på det offentlige veinettet klassifiseres etter de samme fire klassene som veinettet etter vegvesenets håndbok 238 der det er oppgitt hjul-, aksel-, boggi-, trippelboggi-, kjøretøy- og vogntoglast for hver bruksklasse.

Kjøretøy- og vogntoglast er gitt som jevnt fordelt last sammen med en aksellaster som skal plasseres i mest ugunstige stilling. De forskjellige bruksklassene er gjengitt i Figur 2, der H er hjullast, A er aksellaster og V er totalvekt.

Lasttype	Lastkonfigurasjon (*) $H_{kN}$	Bruksklasser				
			Bk10	BkT8	Bk8	Bk6
Hjullast		H	80	56	56	42
Aksellast		A	160	112	112	84
Boggilast		A1	65	40	40	30
		A2	160	112	112	84
		a	1,3	1,2	1,2	1,2
Trippelboggilast	 Aksellastenes rekkefølge er vilkårlig	A1	70	60	50	40
		A2	140	84	84	56
		a	1,3	1,2	1,2	1,2
Kjøretøylast	 Aksellasten plasseres i ugunstigste stilling	A	40	32	32	24
		V	300	280	220	180
Vogntoglast	 Aksellasten plasseres i ugunstigste stilling	A	40	32	32	24
		V	500	400	320	280
		p	6	6	6	6

Figur 2: Statens vegvesen - Håndbok 238, Figur 3.2-1 Bruksklasser [8]

Bruksklassenes vertikale laster skal plasseres på så lasten virke mest mulig ugunstig på brua.

Bruer klassifiseres til den høyeste bruksklassen det svakeste elementet kan tåle.

## 2.3. Historiske laster

Basert på [9]

Det har blitt brukt mange forskjellige laster som har blitt angitt i lastklasser/lastforskrifter for å dimensjonere bruer opp gjennom tiden. Sammen med at det har blitt utgitt lastklasser/lastforskrifter, har det også blitt utgitt brunormaler for å forenkle prosjekteringen av bruer. Disse brunormalene besto av de viktigste standardtegninger, armerings- og bjelketabeller.

Den første brunormalen ble utarbeidet til lastklasse 1912, og senere har de blitt utarbeidet til lastklasser/lastforskrifter fra 1920, 1930, 1947 og 1958. Etter 1970 ble brunormalene byttet ut med bruhåndbøkene.

### 2.3.1. *laster før 1912*

Før 1912 ble det vanligvis benyttet en jevnt fordelt trafikklast på  $300 - 500 \text{ kg/m}^2$ , sammen med snølast. ved noen tilfeller ble det også brukt en aksellast på 2 eller 3 tonn.

### 2.3.2. *laster 1912-1920*

Det ble vanligvis benyttet en jevnt fordelt trafikklast på  $400 - 500 \text{ kg/m}^2$  eller en aksellast på 3,5 eller 10 tonn på et lite toakslet kjøretøy. Aksellasten på 10 tonn ble veldig sjeldent benyttet.

### 2.3.3. *Lastklasse 1920*

Lastklasse/lastforskrift 1920 er den første lastforskriften som ble utviklet for veibruer. Den deler bruene inn i tre underklasser:

1. Bruer nær større byer (10 t aksellast)
2. Alminnelige bruer (5 t aksellast)
3. Avsides bruer for lett trafikk (3 t aksellast)

Det var mest vanlig å bruke lastklasse 2/1920, mens lastklasse 1/1920 kun ble brukt unntaksvis og da i bystrøk. Lastklasse 1920 og de eldre lastene er snart faset helt ut av riksveinettet.

### 2.3.4. *Lastklasse 1930*

Lastklasse av 1930 opererer fortsatt med tre underklasser basert på lokasjon og trafikk:

1. På gjennomgangsveier nær større byer og industrisentre (10 t aksellast)
2. På alminnelige veier (6 t aksellast)
3. På veier med mindre sterk trafikk (5 t aksellast)

Her ble også lastklasse 2/1930 absolutt mest brukt. 75 % av bruene som ble bygget i perioden 1930 til 1947 er i den lastklassen.

### 2.3.5. *Lastklasse 1947*

Ved lastklasse av 1947 ble det utvidet til fire underklasser basert på datidens veiklasser. Tre av underklassene baseres på 10 tonn aksellast, men den fordelte lasten varierer for de forskjellige underklassene.

1. Veiklasse I og II (10 t aksellast og 36 tonn totalvekt)
2. Veiklasse II og IIIa (10 t aksellast og 28 tonn totalvekt)
3. Veiklasse IIIa (10 t aksellast og 16 tonn totalvekt)



#### 4. Veiklasse IIIb (5 t aksellast 8 tonn totalvekt)

Totalvekten for 1/1947 og 2/1947 er litt forskjellige opp mot totalvekten til 1/1930 og 2/1930, men disse forskjellene er av ubetydelig størrelse.

#### **2.3.6. Lastforskrift 1958**

Ved lastklasse av 1958 ble det delt inn i to klasser der begge klassene bruker en aksellast på 13 tonn som med rystelser tilsvarer 18 tonn. I tillegg er det en jevnt fordelt last som er forskjellig for de to klassene.

Lastklasse 1/1958 tilsvarer bruksklasse Bk10 for spennvidder mindre enn 20 meter.

Lastklasse 2/1958 med spennvidde på over 4 meter gir lavere dimensjonerende verdier enn BK10, så bruer i denne klassen må vurderes spesielt.

#### **2.3.7. Lastforskrift 1969**

Denne er bygget opp på samme måte som lastforskrift 1958, men da med bare én klasse. Der er det brukt en aksellast på 14 tonn som med rystelser tilsvarer 20 tonn. I tillegg er det en jevnt fordelt last.

Lastene i større lastklasse enn 1/1958 og bruer konstruert etter lastforskrift 1969, kan uten videre klassifiseres til Bk10.

#### **2.3.8. Preliminære internordiske lastforskrift 1971**

På grunn av mye transport innad i Norden ble det foreslått et felles forslag til trafikklaster.

Forslaget angir ekvivalente laster som skal dekke kjøretøy med en aksellast på 130 kN og en totalvekt på 650 kN eller tre 3-akslede kjøretøy med aksellaster på 300 kN. Forslaget ble utarbeidet med base i sivile kjøretøy. Disse lastene ble for Norge sin del angitt som lastforskrift av 1973.

Bruer bygget etter disse lastforskriftene, tåler uten videre Bk10.

#### **2.3.9. Lastforskrift 1973**

Ved lastklasse av 1973 ble den preliminære internordiske lastforskrift fra 1971 implementert som Norsk lastforskrift.

Fra 1973-74 kom også overgangen fra tillatte spenningsmetode til partialfaktor-metoden. Den første tiden ble det brukt en faktor på 1,6 på trafikklastene, men i 1976 ble lastfaktoren differensiert til 1,6 for ett og 1,3 for to lastfelt.

#### **2.3.10. Senere lastforskrifter**

Lastforskrift av 1973 har blitt revidert flere ganger, første gang i 1986, og i 1995 ble den revidert og utgitt som normal i *Statens vegvesen håndbok 184: Lastforskrift for bruer og ferjekaier i det offentlige vegnett, 1996*.

Trafikklastene i disse senere lastforskriftene bygger alle på lastforskrift av 1971.

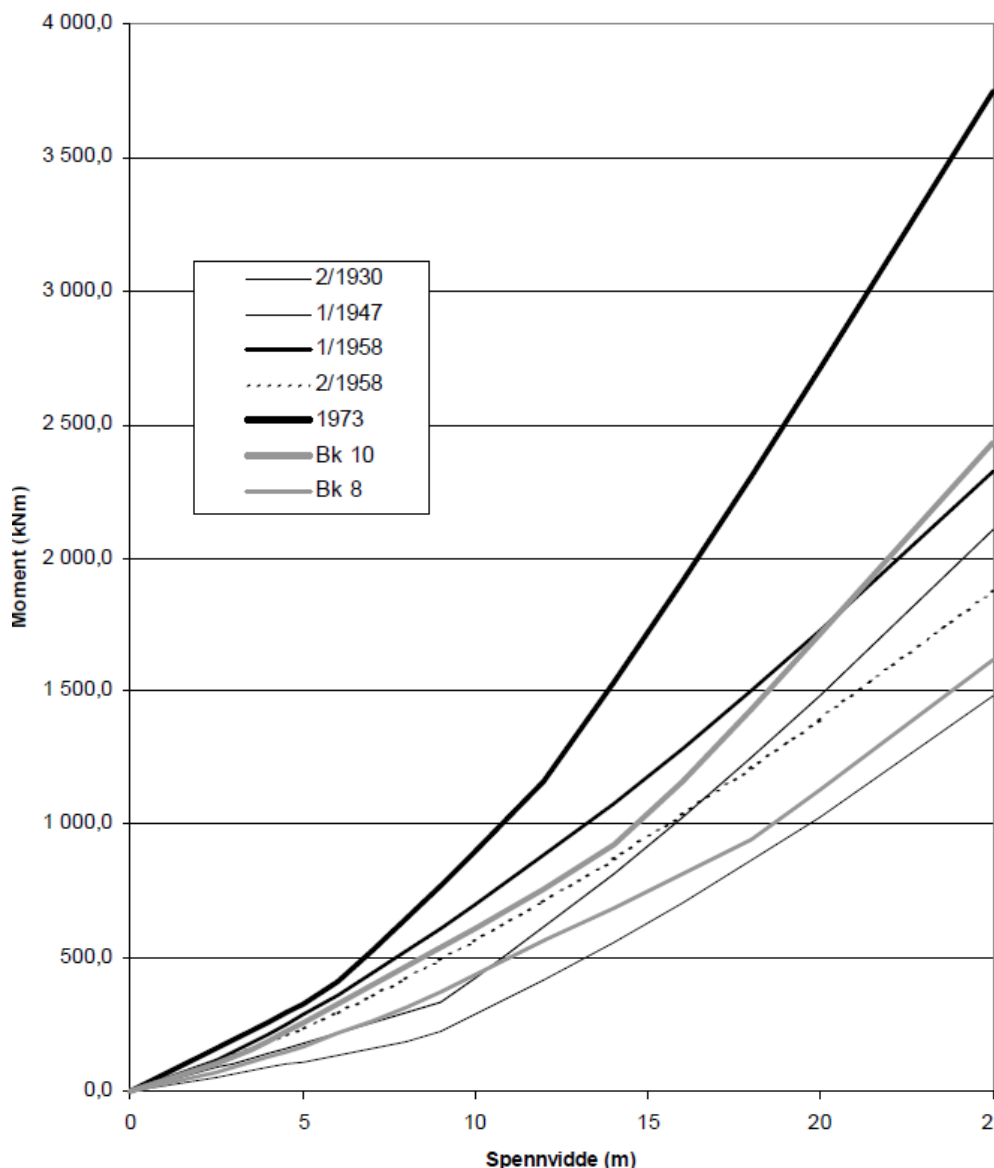
I 1986 ble lastfaktoren for trafikklast endret til 1,3 for både ett og to lastfelt. Denne forandringen av faktoren ble også brukt i revideringen i 1995 og utgivelsen av *Statens vegvesen håndbok 185: Prosjekteringsregler for bruer, 1996* og i den siste versjonen av *håndbok 185: Bruprosjektering - eurokodeutgave, 2011*.

Håndbok 185: Bruprosjektering - eurokodeutgave, 2011 ble da revidert slik at den er i henhold til eurokode (NS-EN 1991-2-2010 Trafikklast på bruer og NS-EN 1990-2008 Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner).

### 2.3.11. Sammenligning av lastklasser/bruksklasser

Ut i fra de forskjellige lastklassene som er blitt beskrevet over, er alle bruer som er prosjektert med lastklasser etter 1973 innenfor kravene til Bk10.

Figur 3 viser en sammenligning av hvordan momentet for de forskjellige lastklassene og bruksklassene utarter seg på en fritt opplagt bjelke.



Figur 3: Statens vegvesen - Håndbok 239, Figur 2.1-1 Sammenligning av momenter inkl. rystelse for en del lastklasser og bruksklasser (Fritt opplagt bjelke) [9]

Hvis den eneste aldriingsmekanismen på en bru er økte laster opp gjennom tiden, kan man benytte grafen over og sammenligne med hvilket krav (Bk) brua skal inn under og hva den er dimensjonert for. For bruer med spenn på under 20 meter er de innenfor Bk10 ved lastklasse 1/1958 eller strengere. For bruer med spenn på over 20 meter kan de ikke uten videre godkjennes for Bk10 uten en nøyere vurdering av den faktiske kapasiteten til konstruksjonen.

## 2.4. Dimensjoneringsprinsipper

Basert på [10-13]

Prinsippet ved dimensjonering av konstruksjoner er at konstruksjonens lastkapasitet,  $R$  er større enn lastpåkjenningene,  $S$ .

$$R \geq S$$

Man må ta i betraktning alle de forskjellige lastene som kan virke på en konstruksjon og hvordan de kan opptre alene eller sammen. Den totale lastpåkjenningene kan uttrykkes som:

$$S = \sum_{i=1}^n S_i$$

Der:

- $S_i$  er påkjenningene fra et lasttilfelle på konstruksjonen - (egen-, nytte-, variabelast, mm..)
- $S$  er samlet lastpåkjenningene *på konstruksjonen*

Det har vært en stor forandring av hvordan vi ser på og dimensjonerer etter laster. Det er et skille ved oppbygningen av standardverket i 1973-74.

### 2.4.1. Tillatte spenningsmetode før 1973-74

Fram til 1973-74 var standardene i Norge bygget opp på tillatte spenningsmetode, der man kontrollerer opptredende spenninger i konstruksjonen opp mot tillatesspenninger, en gitt verdi av materialets bruddstyrke.

$$S_k = \sum_{i=1}^n S_{k,i} \leq R_d = \frac{R_k}{F}$$

Der:

- $S_k$  er karakteristiske last-påkjenninger (trykk-, strekk-, skjærspenninger)
- $R_d$  er konstruksjonens dimensjonerende lastkapasitet
- $R_k$  er konstruksjonens karakteristiske lastkapasitet
- $F$  er sikkerhetsfaktor

De opptredende spenningene ble beregnet ut i fra de karakteristiske belastningene som skulle være den reelle, maksimale belastningen konstruksjonen kunne bli utsatt for, og med hjelp av elastisitets- eller plastisitetsteori ble snittkrefter beregnet og spenningen funnet.

Bruddstyrken ble dividert med sikkerhetsfaktoren  $F$ , som var å finne i standardene, ofte mellom 2 og 3. Denne faktoren skulle ta hensyn til alle usikkerhetene på både last- og materialsiden.

### 2.4.2. Partialfaktormetoden etter 1973-74

Etter 1973-74 ble standardene bygget på partialfaktormetoden, der det er en egen faktor som tar for seg usikkerheten for materialet og en faktor for lastene. Dette kan på generell form skrives som:

$$R_d = \frac{R_k}{\gamma_R} \geq \sum_{i=1}^n \gamma_{S,i} \cdot S_{k,i} = S_d$$

Der:

- $R_d$  er konstruksjonens dimensjonerende lastkapasitet

$R_k$	er konstruksjonens karakteristiske lastkapasitet
$\gamma_R$	er faktor som tar hensyn til usikkerheten for lastkapasiteten
$S_d$	er lastpåkjenningenes dimensjonerende verdi
$S_k$	er karakteristiske lastpåkjenningene (trykk-, strekk-, skjærspenninger)
$\gamma_f$	er faktor som tar hensyn til usikkerheten for lastpåkjenningene

Ut i fra standarden er det brukt en notasjon som vist under.

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_M} \geq F_k \cdot \gamma_f = F_d$$

Der:

$f_d$	er dimensjonerende materialfastheten
$f_k$	er karakteristiske materialfastheten
$\gamma_M$	er materialfaktor som tar hensyn til usikkerheten for materialegenskapene
$F_d$	er lastens dimensjonerende verdi
$F_k$	er lastens karakteristiske verdi
$\gamma_f$	er lastfaktor som tar hensyn til usikkerheten for lastene

Siden det er brukt to forskjellige metoder for å dimensjonere konstruksjoner, kan man derfor ikke uten videre sammenligne utnyttelsesfaktorene mellom materialene for de to beregningsmetodene. De forskjellige standardene har også blitt oppdatert med jevne mellomrom. I 2008 ble eurokoden innført i Norge, som et felles regelverk for dimensjonering av konstruksjoner i Europa.

### 2.4.3. Karakteristiske verdier

Basert på [10, 11]

For både materialer og laster er det karakteristiske verdier som brukes ved dimensjonering. Dette er fordi det er usikkerheter for både materialer og laser. Denne usikkerheten kompenseres det for ved at det tas hensyn til den statistiske spredningen og at det gjøres en vurdering der sannsynligheten for at materialfastheten underskrider og lastene overskrider er akseptabel.

For materialer antas det som regel at de er normalfordelt, og ut i fra det finner man en middelvei og standardavvik for styrken. Ut i fra det settes karakteristisk styrke til:

$$f_k = f_m - k\sigma_{f,m}$$

Der:

$f_k$	er karakteristiske materialfastheten
$f_m$	er middelvei av materialfastheten
$k$	er en koeffisient som velges for å få en gitt sikkerhetsprosentil
$\sigma_{f,m}$	er standardavviket for materialfastheten

k-koeffisienter sammen med sannsynlighet for underskridelse/overskridelse av karakteristisk verdi for evig mange testresultater, er vist i Tabell 4.

**Tabell 4: K-koeffisienter for forskjellige sannsynligheter ved  $\infty$ -prøver [14]**

$k$	1,0	1,645	2,0	3,0
Sannsynlighet, $P(f_y < f_{y,k})$	0,1587	0,0500	0,0228	0,0014
Sikkerhets-prosentil, $P_a$	84,13 %	95,00 %	97,72 %	99,86 %

Siden evig mange prøver er et ganske teoretisk begrep, har eurokode 0 - grunnlag for prosjektering av konstruksjoner angitt k-faktorer for en karakteristisk verdi på 5%. Verdiene er vist i Tabell 5.

**Tabell 5: K-koeffisienter for en karakteristisk verdi på 5% ved n-prøver [15]**

<b>n-prøver</b>	<b>1</b>	<b>2</b>	<b>3</b>	<b>4</b>	<b>5</b>	<b>6</b>	<b>8</b>	<b>10</b>	<b>20</b>	<b>30</b>	$\infty$
Kjent variasjonskoeffisient	2,31	2,01	1,89	1,83	1,80	1,77	1,74	1,72	1,68	1,67	1,64
Ukjent variasjonskoeffisient	-	-	3,37	2,63	2,33	2,18	2,00	1,92	1,76	1,73	1,64

For lastene gjelder det samme prinsippet som gjelder med middelerdiene og standardavvik, men i motsetning til styrken er det her interessant å finne en verdi som ikke overskrides med en viss sannsynlighet. Hvis lasten er normalfordelt, blir da karakteristisk last:

$$S_k = S_m + k\sigma_{S,m}$$

Der:

$S_k$  er karakteristisk last

$S_m$  er middelerdi av lasten

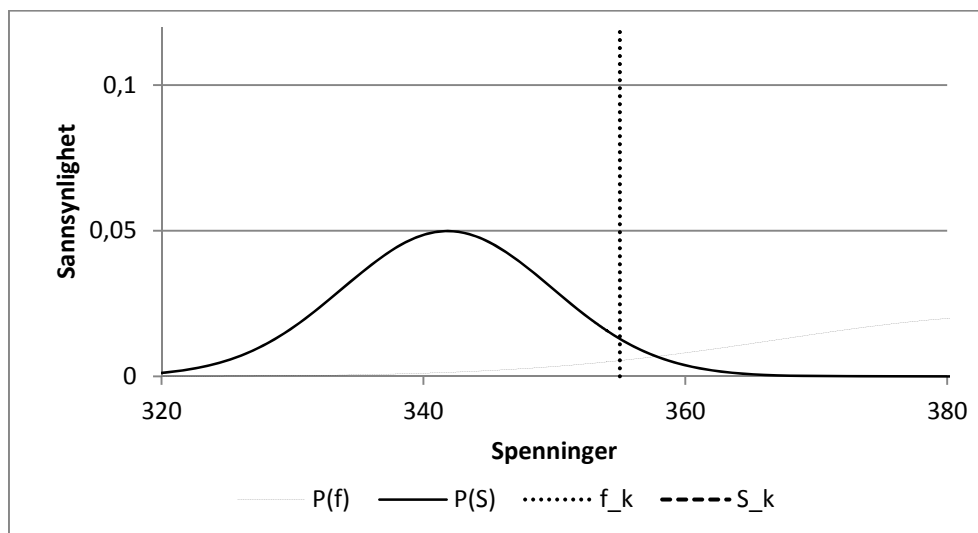
$k$  er en koeffisient som velges for å få en gitt sikkerhetsprosentil

$\sigma_{S,m}$  er standardavviket for lasten

Hvis last og materialfasthet plottes i samme graf med samme karakteristiske verdiene som om en konstruksjon hadde blitt dimensjonert med utgangspunkt i

$$f_k = S_k$$

vil vi få et diagram som vist i Figur 4.



**Figur 4: Diagram over fordelt karakteristisk belastning og materialfasthet**

Verdiene i figuren over er gitt ved:

$$f_m = 361,58 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{f,m} = 4 \text{ MPa}$$

$$k = 1,645$$

$$f_k = 355 \text{ MPa}$$

$$S_m = 341,84 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{S,m} = 8 \text{ MPa}$$

Karakteristisk verdi på 5 %

$$S_k = 355 \text{ MPa}$$

Sannsynlighet for at belastningen er større enn materialfastheten kan skrives som

$$P(R - S > 0) = P(g > 0), \quad \text{der: } g = R - S$$

Der:

$g$  er en ytelsesfunksjon,

Slik at  $g$  er en normalfordelt variabel avhengig av lastkapasiteten,  $R$  og lastpåkjenningene,  $S$ . Der  $g$  har en middsverdi og standardavvik,

$$g_m = f_m - S_m = 19,74, \quad \sigma_g = \sqrt{\sigma_{f,m}^2 + \sigma_{S,m}^2} = 8,944$$

Der

$g_m$  er middsverdi av ytelsesfunksjonen,  $g$

$\sigma_g$  er standardavviket av ytelsesfunksjonen,  $g$

Ut i fra det kan vi finne en pålitelighetsindeks,  $\beta$  settes som er

$$g_m + \beta \sigma_g = 0, \quad \beta = \frac{g_m}{\sigma_g} = \frac{19,74}{8,944} = 2,207$$

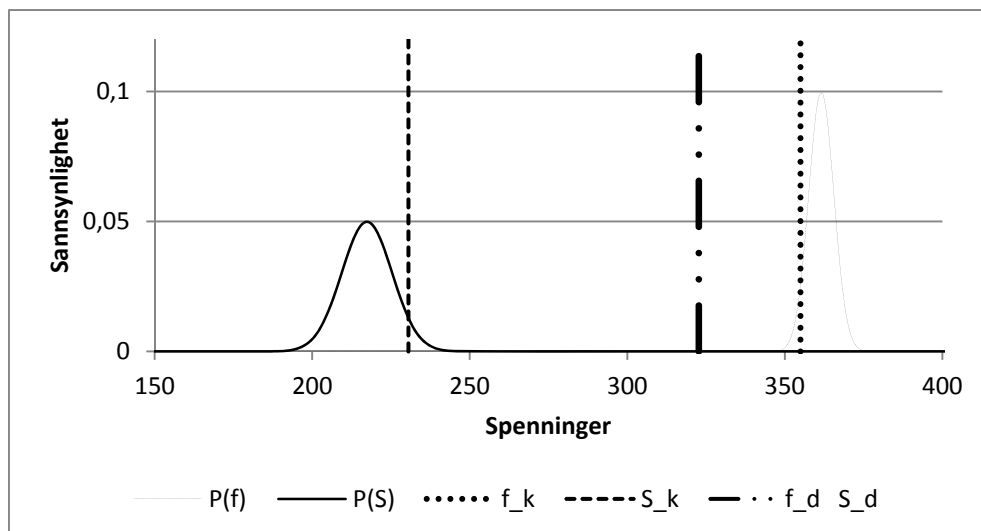
Med pålitelighetsindeksen kan sannsynlighet for at belastningen er større enn materialfastheten finnes via en normalfordelingstabell [16]

$$\Phi(-\beta = -2,207) = P(g > 0) = 0,0136$$

Noe som gir en for høy sannsynlighet for at det ikke holder. På grunn av dette er det i dimensjoneringen innført partielle faktorer ( $\gamma$ ) for å gi en tilstrekkelig sikkerhet til konstruksjonene.

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_M} \geq S_k \cdot \gamma_S = S_d$$

I det følgende vil det illustreres dimensjonering med normalfordelt last og materialfasthet som vist i diagrammet under, der det er tatt utgangspunkt i samme situasjon som over, bare at nå er det innført partielle faktorer for materialet og lasten. Der det er brukt faktoren for stål som er 1,1 for materialfastheten og faktoren for lasten er 1,4. Alle parameterne er gjengitt i Figur 5.



Figur 5: Diagram over fordelt dimensjonerende belastning og materialfasthet

Verdiene i figuren over er gitt ved:

$$f_k = 355 \text{ MPa}$$

$$\gamma_M = 1,1$$

$$f_d = 322,7 \text{ MPa}$$

$$S_k = 230,5 \text{ MPa}$$

$$\gamma_S = 1,4$$

$$S_d = 322,7 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{f,m} = 4 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{s,m} = 8 \text{ MPa}$$

$$k = 1,645$$

Karakteristisk verdi på 5 %

I eksemplet er del forenklinger

- Standardavvik og middelværdier bare tenkte verdier som ikke har noe base i virkeligheten.
- For materialdelen som her er vist som normalfordeling er ofte logaritmisknormalfordelt.
- For lastene er det mange faktorer som spiller inn. Det er hvilke typer laster som fungerer på konstruksjonen og hvilken fordeling det er på de forskjellige lastene.
  - o Egenvekten er avhengig av fordelingen på tettheten til materialet
  - o Nyttelaster skal ta høyde for hva som potensielt kan være største belastning.
  - o Naturlaster (vind-, snø-, bølge-, jordskjelvs- laster mm...) er ofte en maksverdi innenfor en returperiode.

## 2.5. Teori bak klassifisering av materialer

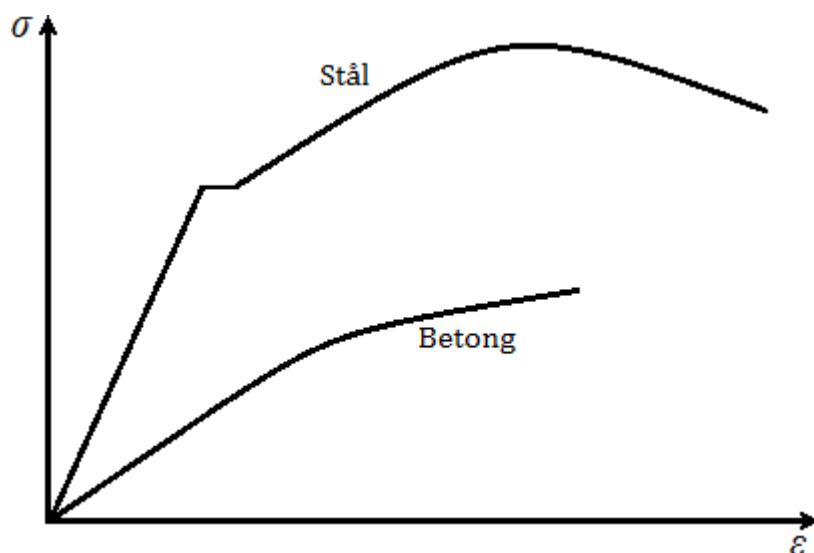
Basert på [13]

Når et materiale skal klassifiseres, skjer det ofte ved at man benytter et prøvestykke og setter det under trykk eller strekk til det svikter. Mens det gjøres, registreres det hvor store belastninger som blir påført og hvor store tøyninger materialet blir påført. Denne registreringen danner grunnlaget til spenningstøyningsdiagrammet for materialet I Figur 6 er det tegnet et grovt eksempel på et spenningstøyningsdiagram for stål og betong.

For stålet som ofte testes med en strekkprøve, kan det observeres at i den første delen av diagrammet er spenningene og tøyningene nær lineært før det flater ut. Den lineære delen er det elastiske området til stålet, og så går det over til flytsone der det blir permanente tøyninger og arbeidsharding som gjør at diagrammet stiger litt før det går ned igjen og materialet går i brudd og blir dratt i stykker.

Betongen som ofte testes med en trykkprøve, har ganske lik spenningstøyningsforhold gjennom hele diagrammet frem til brudd og at det blir knust.

For stål er det ikke ønskelig at konstruksjonene skal få noen permanent deformasjon, så det er av interesse å finne flytspenningene og bruke det som tillatte dimensjonerende spenninger. For betong er det selve bruddspenningene som blir brukt for å finne tillatte dimensjonerende spenninger.



Figur 6: Eksempel på spenningstøyningsdiagrammet med stål og betong

Ut i fra lasten som blir satt på prøvene, blir spenningen uttrykt som:

$$f = \frac{F}{A}$$

Der:

- $f$  er spenninger i prøven
- $F$  er kraften som er på prøven
- $A$  er tverrsnittsarealet av prøven

For betong brukes den kraften som fører til brudd, og for stål brukes kraften som gjør at prøven når flytsonen til materialet.

For å finne den karakteristisk styrken til materialet med en viss sikkerhet, brukes samme prinsipp som er blitt beskrevet i kapittel 2.4.3.

$$f_k = f_m - k\sigma_{f,m}$$

Der:

- $f_k$  er karakteristiske materialfastheten
- $f_m$  er middelerdi av materialfastheten
- $k$  er en koeffisient som velges for å få en gitt sikkerhetsprosentil
- $\sigma_{f,m}$  er standardavviket for materialfastheten

Det må da utføres mange prøver for å finne en middelerdi og standardavvik for materialet:

$$f_{m(n)} = \sum_{i=1}^n \frac{f_i}{n}, \quad \sigma_{f,m} = \sqrt{\sum_{i=1}^n \frac{(f_i - f_{m(n)})^2}{n-1}}$$

Der:

- $f_{m(n)}$  er gjennomsnittlig styrke for n prøver
- $f_i$  er styrken for en enkelt prøve
- $n$  er totale antall prøver



I tillegg til forskjellige metoder for dimensjonering har også materialene og materialfaktorene forandret seg med tiden. Materialene har blitt mye bedre og sterkere i løpet av det siste århundret.

For betong har det vært en gradvis utvikling av styrke på over de siste hundre årene og mye av økningen har kommet etter 1980, på grunn av tilsetningsstoffer og tilslag.

I Tabell 6 er det listet opp de forskjellige betongklassene som ble benyttet i dimensjoneringsstandardene fra 1939, 1962 og 1973. Som generell regel antas det at bruer bygget etter 1942 har benyttet betong som tilsvarer klasse C25 i NS3473 eller B25 i *NS-EN-1993*.

**Tabell 6: Betongens konstruksjonsfasthet for trykk for gamle standarder [8]**

Byggeår	NS 427 (av 1939)	NS 427A (av 1962)		NS 3473 (av 1973 og senere)		NS-EN-1993 (2008)	
	Betong- kvalitet	Betong- kvalitet	$\sigma_c$ ( $kg/cm^2$ )	Fasthets- klasse	$f_{cn}$ ( $N/mm^2$ )	Fasthets- klasse	$f_{cd, is}$ <sup>[1]</sup> ( $N/mm^2$ )
Før 1920	C-betong	B200	40	C15	11,2		
1920- 1945	B-betong	B250	45	C20	14,0	B20	13,3
Etter 1945	A-betong	B300	55	C25	16,8	B25	16,7
		B350	60	C30	19,6	B30	20,0
		B400	70	C35	22,4	B35	23,3
		B450	80	C40	25,2	B40	26,7
				C45	28,0	B45	30,0

[1]  $f_{cd, is}$  er dimensjonerende in-situ fasthe. Se kap. 2.5.3

Akkurat som for betong har også armeringskvaliteten blitt mye bedre det siste århundret. Forståelsen for metalliske materialer og produksjons-metodene har blitt mye bedre.

I Tabell 7 det en oversikt over armeringskvalitet med tilhørende karakteristiske fasthet.

**Tabell 7: Armerings karakteristiske fasthet,  $f_{sk}$  [8]**

Lastklasse	Armerings- type	Armeringskvalitet	Diameter (mm)	$f_{sk}$ ( $N/mm^2$ )
Før 1958	Glattstål	St. 37	8-32	230
Fra og med 1958	Kamstål	Ks 40 og Ks 40 S	8-20	400
			25-32	380
		Ks 50 og Ks 50 S	8-16	500
			20-32	480
		Ks 60 og Ks 60 S	8-16	600
		K 400 S og K400 TS	8-32	400
		K500 S og K500 TS	8-32	500
K500 TE	8-32	500		

Hvis armeringskvaliteten ikke er kjent for en konstruksjon som er bygget etter 1958, antas det generelt at det er benyttet Ks 40.

### 2.5.1. Teorien bak klassifisering av betong

Basert på [11] [13] [17] [14]

Ved klassifisering av trykkfastheten til betong benyttes prøvestykker som blir satt i en presse og knust. Disse prøvene er enten terninger eller sylindre etter standardmål. Etter at man har målt hvilket trykk et prøvestykke tåler, finner man trykkfastheten ved uttrykket:

$$f_c = \frac{F}{A_c}$$

Der:

$f_c$  er prøvefasthet på trykkprøve  
 $F$  er den største kraften ved brudd av prøven  
 $A_c$  er tverrsnittsarealet av trykkprøven

Etter å ha testet mange prøvestykker, finner man karakteristisk trykkfasthet til betongen med hjelp av gjennomsnittstrykkfastheten og standardavvik for prøvestykkene.

$$f_{ck} = f_{cm} - k_2 \cdot S_{fc}$$

Der:

$f_{ck}$  er karakteristisk prøvefasthet på trykkprøvene  
 $f_{cm(n)}$  er gjennomsnittlig prøvefasthet ved n prøver

$$f_{cm(n)} = \sum_{i=1}^n \frac{f_{c,i}}{n}$$

$f_{c,i}$  er prøvefasthet på en trykkprøve  
 $n$  er totale antall prøver

$k_2$  er en koeffisient som velges for å få en gitt sikkerhetsprosentil for  $f_{ck}$   
 $S_{fc}$  er standardavviket for trykkprøvene

$$S_{fc} = \sqrt{\sum_{i=1}^n \frac{(f_{c,i} - f_{cm(n)})^2}{n-1}}$$

Testmetodene som blir brukt i standardene for testing av betong, som er beskrevet lengre ned, benytter seg av antagelsen om at materialfastheten til betong er normalfordelt. I Joint Committee on Structural Safety sin Probabilistic Model Code er det derimot benyttet logaritmisk normalfordeling for material fastheten, noe som vil gi:

$$f_{c,i}^{ln} = \ln(f_{c,i})$$

$$f_{cm(n)}^{ln} = \sum_{i=1}^n \frac{f_{c,i}^{ln}}{n}$$

$$S_{fc,ln} = \sqrt{\sum_{i=1}^n \frac{(f_{c,i}^{ln} - f_{cm(n)}^{ln})^2}{n-1}}$$

$$f_{ck} = e^{f_{cm(n)}^{ln}} \cdot e^{-k \cdot S_{fc,ln}}$$

#### 2.5.1.1. Eksempel for å vise forskjell på normal- og logaritmisk normalfordeling

Som et grafisk eksempel på teorien bak å finne karakteristisk styrke på betongen, kan det tas utgangspunkt i 20 tilfeldige tall som er oppgitt i Tabell 8 som representerer testresultater for trykkfasthet i en testserie på betongsylindre.

Tabell 8: 20 tilfeldige tall som eksempel på testresultater for betong

n	$f_{c,i}$	$f_{c,i}^{ln} = \ln(f_{c,i})$	n	$f_{c,i}$	$f_{c,i}^{ln} = \ln(f_{c,i})$
1	41,7	3,7	11	45,1	3,8
2	37,1	3,6	12	31,0	3,4
3	43,2	3,8	13	37,7	3,6
4	47,1	3,9	14	32,5	3,5
5	36,4	3,6	15	41,1	3,7
6	31,6	3,5	16	45,0	3,8
7	39,6	3,7	17	34,9	3,6
8	49,8	3,9	18	43,6	3,8
9	30,9	3,4	19	48,4	3,9
10	43,1	3,8	20	43,4	3,8

Ut i fra tallene i eksemplet finner vi middelveidien, standardavvik. Med en valgt k-faktor kan vi finne karakteristisk fasthet for normal- og logaritmisk normalfordeling.

Det gir

Normalfordeling

$$f_{cm} = 40,15 \text{ MPa}$$

$$S_{fc} = 5,89 \text{ MPa}$$

$$k = 1,645$$

$$f_{ck} = 30,46 \text{ MPa}$$

logaritmisk-normalfordeling

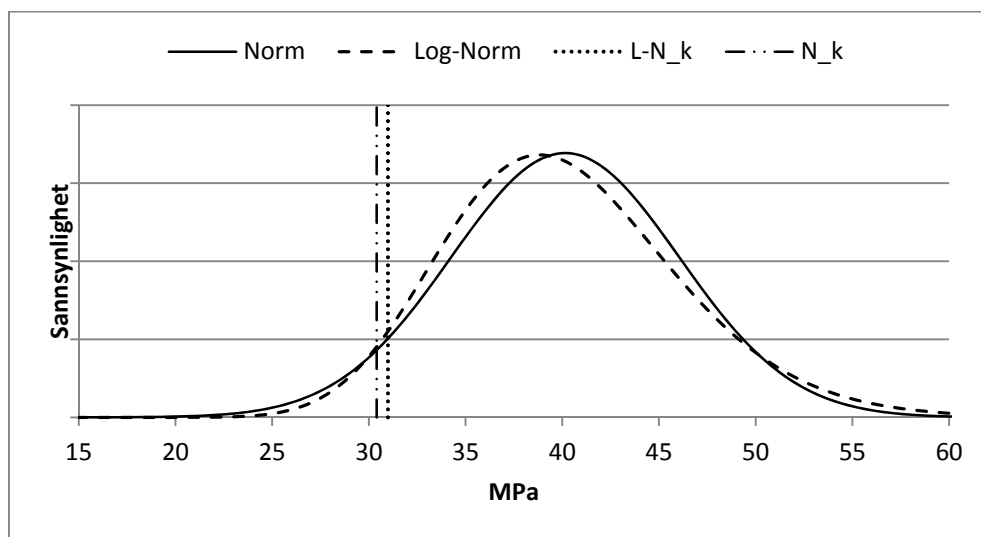
$$f_{cm}^{ln} = 3,68 \text{ MPa}$$

$$S_{fc,ln} = 0,15 \text{ MPa}$$

$$k = 1,645$$

$$f_{ck} = 30,99 \text{ MPa}$$

Når de to fordelingene blir tegnet opp (Figur 7), kan man se forskjellen på dem. Der er også de karakteristiske verdiene tegnet inn.



Figur 7: Diagram over normal- og logaritmisknormalfordeling

Ut i fra eksemplet over kommer det frem at ved bruk av normalfordeling blir resultatet av karakteristiskfasthet litt mindre enn ved bruk av logaritmisk-normalfordeling.

### 2.5.2. Klassifisering av ny betong ut fra standard

Ny betong klassifiseres og testes etter *NS-EN 13670*, *NS-EN 12390*, *NS-EN 1992* og *NS-EN 206* [18] [19] [20] [21] [22] [23].

Ved bestemmelse av trykkfastheten på en betongresept etter standard, gjøres det ved trykkprøver av enten terninger med like sidekanter eller sylindere med diameter 150mm og høyde 300mm. Trykktestingen av prøvestykkene skal skje når prøvestykkene er 28

dager gamle etter å ha blitt lagret i vann med temperatur på  $20 \pm 2^\circ\text{C}$ . Man finner da bruddstyrken på prøvestykkene ( $f_{c,cyl}$  for sylinder  $f_{c,cube}$  for terning) ved å knuse dem.

Ut i fra gjennomsnittlig prøvefasthet ( $f_{cm}$ ) og individuelle prøveresultater ( $f_{c,i}$ ) er det visse kriterier for karakteristisk trykkfasthet. Disse kriteriene er delt inn i to kategorier, en kategori for innledende tester ( $3 \leq n \leq 14$ ) og kontinuerlig testing ( $15 \leq n$ ) (se Tabell 9).

**Tabell 9: Samsvarskriterier for trykkfasthet [22]**

Antall ( $n$ ) testresultater for trykkfasthet.	Kriteriet 1	Kriteriet 2
	Gjennomsnittet $f_{cm}$	individuelle prøveresultater $f_{c,i}$
Innledende ( $3 \leq n \leq 14$ )	$\geq f_{ck} + 4$	$\geq f_{ck} - 4$
Kontinuerlig ( $15 \leq n$ )	$\geq f_{ck} + 1,48 \sigma$	$\geq f_{ck} - 4$

For kontinuerlig testing ( $15 \leq n$ ) blir da uttrykket for karakteristisk trykkfasthet

$$f_{ck} = f_{cm} - 1,48 \sigma, \quad \text{må tilfredstille,} \quad f_{ck} \leq f_{c,min} + 4 \text{MPa}$$

Der:

$\sigma$  er standardavviket for trykkprøvene

$f_{ck}$  er karakteristisk prøvefasthet på en trykkprøve

$f_{c,min}$  er svakeste registrerte trykkprøve

Fra prøvesylindre finner vi karakteristisk sylindrefasthet ( $f_{cck}$ ), og fra terningene finner vi vi karakteristisk terningfasthet ( $f_{ck}$ ). Betongkvaliteten settes ut i fra NS-EN 206-1 tabell NA.2, «Fasthetsklasser: normalbetong og tungbetong» som er delvis gjengitt i Tabell 10,

**Tabell 10: Oversikt over noen fasthetsklasser for betong [22]**

<b>FASTHETSKLASSE NS</b>	<b>B20</b>	<b>B25</b>	<b>B30</b>	<b>B35</b>	<b>B45</b>	<b>B55</b>
CEN betegnelse	C20/25	C25/30	C30/37	C35/45	C45/55	C55/65
karakteristisk sylindrefasthet, $f_{cck}$	20	25	30	35	45	55
karakteristisk terningfasthet, $f_{ck}$	25	30	37	45	55	65

### 2.5.3. Klassifisering av eksisterende betong ut fra standard

I tillegg til standardene som er brukt til klassifisering av fersk betong, er det også brukt *NS-EN 12504*, *NS-EN 13791* og utdrag fra *NS 3465* [14] [18] [19] [20] [21] [22] [23] [24] [25].

Ved bestemmelse av trykkfastheten på eksisterende betong, brukes trykkprøver av kjerneprøver. Etter uttak av kjerneprøvene gjøres de klare for trykkprøving. Trykkflatene må være plane, og høyde-/diameterforholdet skal helst være mellom 1 og 2, men må ikke være under 0,75. Kjerneprøvene skal også lagres minimum to døgn i vann med  $20 \pm 2^\circ\text{C}$ .

Uttrykket for trykkfastheten på prøvestykkene får her en tilleggsfaktor som tar høyde for høyde-/diameterforholdet på prøvene.

$$f_c = \frac{a \cdot F}{A_c}$$

Der:

- $a$  er en omregningsfaktor på grunn av høyde-/diameterforholdet  
 $f_c$  er prøvefasthet på trykkprøve  
 $F$  er den største kraften ved brudd av prøven  
 $A_c$  er tverrsnitts-arealet av trykkprøven

Omregningsfaktoren for prøvedimensjonene er hentet fra NS3465 og gjengitt i Tabell 11.

**Tabell 11: Omregningsfaktor på grunn av høyde-/diameterforholdet [26]**

høyde-/diameterforholdet	omregningsfaktor
2,00	1,00
1,75	0,97
1,50	0,95
1,25	0,93
1,10	0,89
1,00	0,87
0,75	0,76
I mellom stegene kan det benyttes lineær interpolasjon	

På grunn av mange ukjente forhold, som begrensede antall prøver, ukjente faktiske middelvei og standardavvik, ukjent fordeling på fasthet mm., tilpasses parameteren  $k_2$  for å ta høyde for de usikkerhetene. Det er delt inn i antall prøver, i kategori 3-14 prøver og  $\geq 15$ .

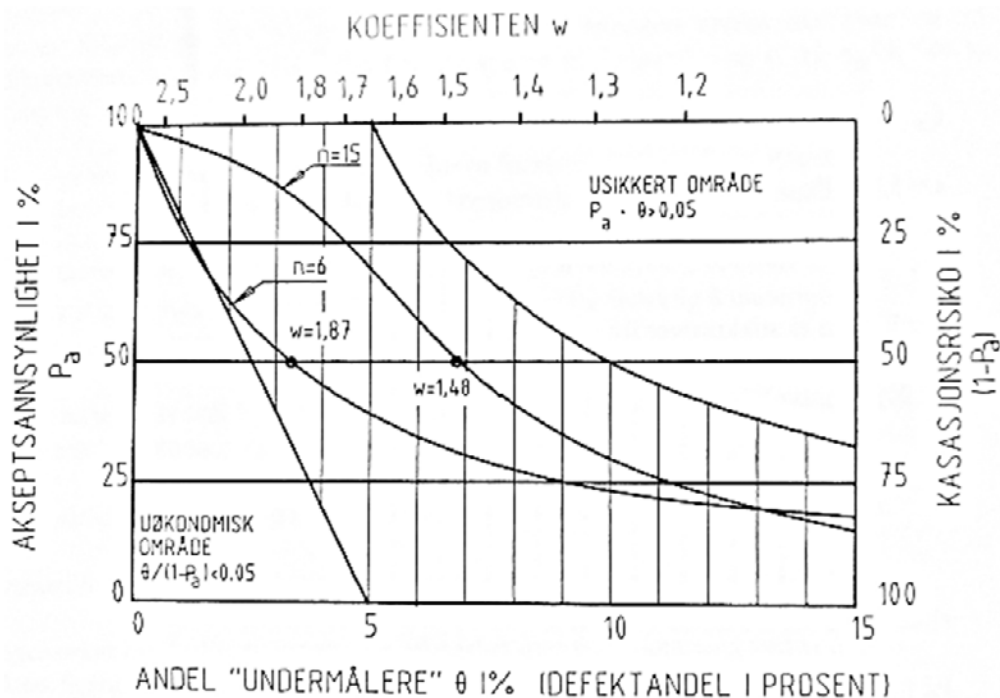
For fasthetsprøving med 15 eller flere prøver er sikkerhetsfaktoren,  $k_2$ , gitt ved: [27]

$$\theta \cdot P_a < 0,05$$

Der:

- $\theta$  er defekt andel  
 $P_a$  er akseptanssynlighet

Ut i fra uttrykket over og Figur 8: Diagram som viser ( $\theta \cdot P_a < 0,05$ ). I grafen er  $w=k_2$  [27] er  $k_2$ -faktoren blitt satt til 1,48.



Figur 8: Diagram som viser ( $\theta \cdot P_a < 0,05$ ). I grafen er  $w = k_2$  [27]

For fasthetsprøving med 15 eller flere prøver, er uttrykket for karakteristisk in-situ sylindertykkfasthet:

$$f_{ck, is} = f_{cm(n), is} - k_2 S_{fc}, \quad \text{må tilfredstille,} \quad f_{ck} \leq f_{c, min} + 4 \text{ MPa}$$

Der:

$$S_{fc} = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (f_{ci} - f_{cm(n), is})^2}{n-1}}, \quad \text{men ikke mindre enn 2 MPa}$$

- $f_{ck}$  er karakteristisk prøvefasthet på en trykkprøve
- $f_{cm}$  er gjennomsnittlig sylindertykkfasthet for prøveserien
- $f_{c, min}$  er minste sylindertykkfasthet for prøveserien
- $k_2$  er en parameter for sikkerhetsprosentil, etter standard 1,48
- $S_{fc}$  er standardavviket for trykkprøvene
- $f_{ci}$  er prøvefasthet på en trykkprøve
- $n$  er totale antall prøver

Her kan det merkes at hvis uttrykket,  $f_{c, min} + 4 \text{ MPa}$  er minst og gjeldende bør det vurderes nærmere om den prøven faktisk er den svakeste betongen på konstruksjonen.

For fasthetsprøving med 3 til 14 prøver, er uttrykket for karakteristisk in-situ sylindertykkfasthet:

$$f_{ck, is} = f_{cm(n), is} - k, \quad \text{må tilfredstille,} \quad f_{ck} \leq f_{c, min} + 4 \text{ MPa}$$

Der:

- $f_{ck}$  er karakteristisk prøvefasthet på en trykkprøve
- $f_{cm}$  er gjennomsnittlig sylindertykkfasthet for prøveserien
- $f_{c, min}$  er minste sylindertykkfasthet for prøveserien
- $k$  er en reduksjonsfaktor i MPa som er avhengig av antall prøver. Gitt i Tabell 12

**Tabell 12: Reduksjonsfaktor, k, avhengig av antall prøver**

n	k
10-14	5
7-9	6
3-6	7

Her gjelder det samme som ved flere enn 15 prøver. Hvis uttrykket,  $f_{c,min} + 4MPa$  er minst og gjeldende for karakteristisk fasthet, bør det vurderes nærmere om den prøven faktisk er den svakeste betongen på konstruksjonen.

På grunn av usikkerhetene er metoden med mindre enn 15 prøver kun anbefalt til å gi et estimat på styrken til betongen. Det ikke anbefalt å gjøre noen vurdering av styrke på disse resultatene.

Ut i fra karakteristisk in-situ sylindertykkfasthet finner betongens in-situ dimensjoneringsfasthet. Der vanlig dimensjonerende fasthet er:

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} f_{ck}}{\gamma_C}$$

Der:

- $f_{ck}$  er karakteristisk sylindertykkfasthet for ved 28 døgn for støpte sylindre
- $\gamma_C$  er materialfaktoren for betong
- $\alpha_{cc}$  er en koeffisient som tar hensyn til virkningen av langtidslast på trykkfastheten samt ugunstige virkninger som er følge av måten lasten påføres

Ut i fra *NS-EN-1992-1-1* kan det brukes en redusert materialfaktor ( $\gamma_C$ ) der usikkerheten er lavere. Siden prøvene er tatt ut i fra en faktisk konstruksjon, er usikkerheten rundt utførelsen av konstruksjonsarbeid på betongen betydelig mindre. Da kan materialfaktoren reduseres med en overgangsfaktor ( $\eta = 0,85$ ), noe som gir en dimensjonerende in-situ fasthet som:

$$f_{cd,is} = \alpha \frac{f_{ck,is}}{(\gamma_C - \eta)}$$

Sammenligner vi den med karakteristisk sylindertykkfasthet for ved 28 døgn for støpte sylindre, blir det:

$$f_{ck,is} = 0,85 f_{ck}$$

Fasthetsklasser for karakteristisk in-situ trykkfasthet og karakteristisk sylindertykkfasthet for ved 28 døgn er gitt i Tabell 13

**Tabell 13: Fasthetsklasse for karakteristisk trykkfasthet på nye og gamle betongprøver [14]**

Fasthetsklasse	Minimumskrav til karakteristisk trykkfasthet			
	in-situ		ved 28 døgn for støpte	
	Utborede sylindre	Utskårede terninger	sylindre	terninger
	$f_{ck,is,cyl}$	$f_{ck,is,cube}$	$f_{ck,cyl}$	$f_{ck,cube}$
B20	17	21	20	25
B25	21	26	25	30
B30	26	31	30	37
B35	30	38	35	45
B45	38	47	45	55
B55	47	57	55	65

For å klassifisere betongen i en konstruksjon, trengs det mange prøver og disse prøvene vil komme fra forskjellige blandinger og muligens også resepter på betong. Dette vil kunne resultere i store forskjeller for resultatene og det kan være nødvendig å bruke mer enn én betongklasse på en konstruksjon.

#### ***2.5.4. Ikke-destruktive/feltmetoder for testing av eksisterende betong***

Basert på [28]

Det finnes også noen metoder for å finne trykkfastheten ved ikke-destruktive metoder som bruk av slaghammer, utstryksprøver og ultralydhastighet, men det er store usikkerheter knyttet til disse metodene og det blir brukt mest for forundersøkelse eller for å gi en indikasjon på trykkfasthet.

De kan kombineres med trykkprøving for å kontrollere hele konstruksjoner.

#### ***2.5.5. Klassifisering av armeringsstål***

Basert på [21] [29] [13] [30] [31]

Stål klassifiseres ut i fra flytefastheten på armeringsstålet som er oppgitt som tallet i koden til et armeringsjern. I Norge er det vanlig med armering med koden B500NC, der bokstaven B angir at armeringen har «kammer», 500 er karakteristisk flytegrense, N for at stålet er varmvalset og C er kategorien for duktilitet.

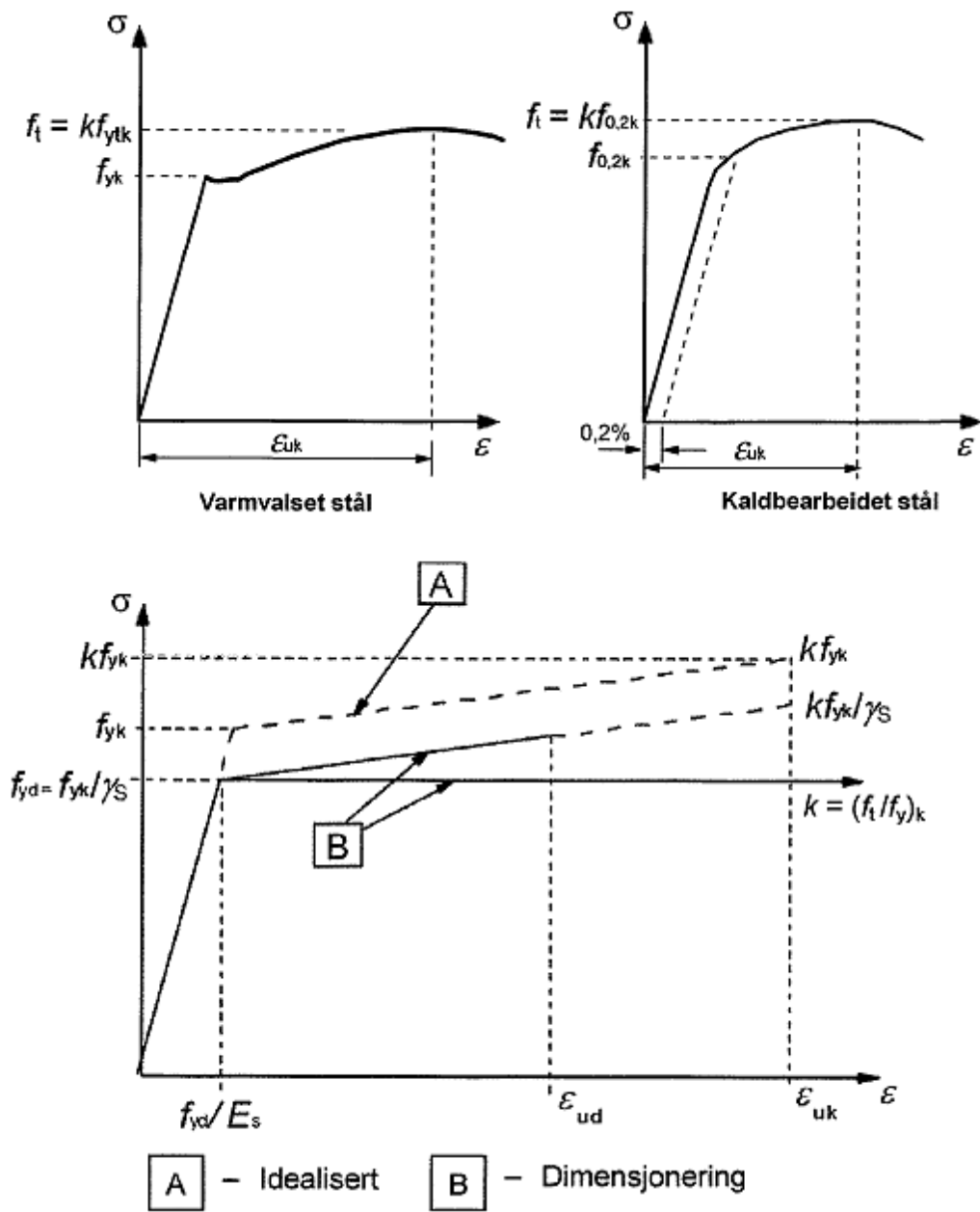
I dag er det vanlig med armeringsstål som har kammer og flytegrense på 500 MPa, men frem til 1952 var det vanlig med glatte armeringsstål med en flytegrense på rundt 200 MPa. [32]

I likhet med betong er det strekkprøver og resulterende middelvei og standardavvik som blir benyttet for å klassifisere armeringsstålet. Der Joint Committee on Structural Safety sin Probabilistic Model Code benytter seg av normalfordeling i forbindelse med armeringsstål.

I tillegg til klassifisering etter flytefasthet blir armeringen også klassifisert etter duktilitet, med betegnelse A, B eller C i slutten av koden for stålet.

I strekkprøvene er det to verdier som er av spesiell interesse. Det er først flytefastheten,  $f_y$ , og så strekkfasthet,  $f_t$ . I Figur 9 er det først vist spenningstøyningsdiagram,  $\sigma\varepsilon$ -diagram for varmvalset og kaldarbeidet stål, samt hvordan det blir idealisert. I det idealiserte diagrammet er det også vist hva det blir dimensjonert etter [B].





Figur 9: Spenningstøyningsdiagram fra NS-EN-1992-1[21]

For nytt armeringsstål benytter Joint Committee on Structural Safety sin Probabilistic Model Code seg av en funksjon for flytspenning som består av tre deler:

$$f_y = X_1 + X_2 + X_3$$

Der:

- $X_1$  er en normalfordelt variabel som representerer variasjonen for middelveien til flytspenningene mellom forskjellige stålverk
- $X_2$  er en normalfordelt variabel med null som middelvei som representerer variasjonen mellom armeringspartier
- $X_3$  er en normalfordelt variabel med null som middelvei som representerer variasjonen innad i et parti med armering

Parameterne for de forskjellige variablene er gjengitt i Tabell 14.

**Tabell 14: Statistiske-parametere for flytspenning til armeringsstål**

Variabel	Fordeling	middelverdi	Standardavvik
$X_1$	Normal	$\mu = f_{y,nom} + 2 \cdot \sigma_1$	$\sigma_1 = 19$
$X_2$	Normal	0	$\sigma_2 = 22$
$X_3$	Normal	0	$\sigma_3 = 8$

For relativt nye konstruksjoner som har dokumentasjon for hvilken klasse armeringsjern som er brukt, kan denne modellen brukes for materialfastheten til armeringsstålet.

Er dokumentasjonen på armeringen så god at det kan konkluderes med at armeringen kommer fra samme stålverk, slik at standardavvik  $\sigma_1$  faller bort fra fordelingen av flytspenningen. De andre parameterne må fortsatt være med hvis denne metoden blir lagt til grunn.

Siden kvaliteten på armeringen har forandret seg oppgjennom, tiden kan det være vanskelig å finne ut hvilken armeringskvalitet som har blitt benyttet på en eksisterende konstruksjon. Da kan det være aktuelt å foreta strekkprøver for å finne kvaliteten. Akkurat som for betong er det mulig å ta ut prøver av armeringsstålet for å finne faktisk verdi. Prøvene blir da dratt av for så å finne middelverdier og standardavvik.

## 2.6. Motstanden i tverrsnitt

Finner man faktisk verdi for betong og stål, gjenstår det å finne de geometriske betingelsene for motstanden i en konstruksjon. Et tverrsnitt til et betongdekke fungerer på den måten at stålet tar strekkraftene og betongen tar trykkraftene i tverrsnittet. For da å finne ut hva motstanden er, må både avstanden mellom armering og trykksone, og hvor mye armering det er i tverrsnittet avklares. Det minste antallet variabler for ett tverrsnitt er da

- Betongstyrke
- Tykkelse på tverrsnittet
- Armeringens flytspenninger
- Armeringstverrsnitt
- Overdekning

Der alle variablene har sin fordeling, middelverdi og standardavvik.

Finnes det tegninger for en konstruksjon, kan det tas utgangspunkt i dem. For å verifisere at utførelsen på byggingen er akseptabel, kan det da utføres en undersøkelse av konstruksjonen der det utføres en oppmåling av geometrien, der det måles avstand mellom og inn til armeringsjern med armeringssøker og avdekker noen jern for å kontrollere dimensjoner.

Uten tegninger av konstruksjonen må undersøkelsen av konstruksjonen være desto mer grundig.

Ut i fra alle parametere benyttes det da en beregningsmetode for å finne styrken til konstruksjonen. Det finnes mange forskjellige beregningsmetoder. Den enkleste er lineær elastisk analyse, som ofte blir brukt under dimensjonering av konstruksjoner og spesielt har blitt bruk på eldre konstruksjoner. Denne metoden gir ofte et konservativt resultat for kapasitet. Det finnes også andre beregningsmetoder, som alternative analysemetoder finnes «yield-line analysis» og elementmetode, men også disse metodene har sine begrensninger. [33]

## 2.7. laster

Akkurat som forskjellige materialer har forskjellige fordelinger, med tilhørende middelveier og standardavvik, gjelder det samme for laster. Der egenlastene er en permanent last som baserer seg på egenvekten til konstruksjonen, kan den antas å være normalfordelt og kalkuleres med middel verdi og standardavvik. I Tabell 15 er det gjengitt noen verdier fra Joint Committee on Structural Safety sin Probabilistic Model Code og i Tabell 16 er det gjengitt tyngdetettheten som blir brukt i eurokode 1 *NS-EN 1991-1-1*. [12]

Tabell 15: Tyngde til stål og betong [11]

Materiale	Middelveier [ $kN/m^3$ ]	Variasjonskoeffisient
Stål	77	<0,01
Vanlig betong	24	0,04
Høyfast betong	24-26	0,03

Tabell 16: Tyngde til stål og betong fra eurokode 1 *NS-EN 1991-1-1* [31]

Materiale	Tyngdetetthet [ $kN/m^3$ ]
Stål	77,0 til 78,5
Vanlig betong	24,0 <sup>1)2)</sup>
Høyfast betong	>24,0 <sup>1)2)</sup>

<sup>1)</sup> økes med 1  $kN/m^3$  for normal prosent av stål i armering og spennbetong.  
<sup>2)</sup> økes med 1  $kN/m^3$  for uherdet betong.

Ut i fra verdiene over er det normalt å benytte 25  $kN/m^3$  for armert betong. I tillegg kommer egenvekten til alle andre deler på konstruksjonen, som rekkverk, asfalt m.m..

Naturlaster har gjerne en ekstremverdifordeling gjennom Gumbel eller Weibul med en gitt returperiode.

Nyttelaster kommer fra vekten av alle objekter som det kan være naturlig å bruke eller oppbevare på en konstruksjon. Siden nyttelastene vil forandre seg over tid på en tilfeldig måte, må beregningene av nyttelaster ta høyde for uvanlige omstendigheter som gir de største store laster. Joint Committee on Structural Safety sin Probabilistic Model Code [12] angir beregningsmetoder for forskjellige laster.

For bruer under en viss størrelse er det stort sett trafikklaste som er dimensjonerende. Trafikklastene for klassifisering av konstruksjoner kan finnes i vegvesenets håndbok 238 - Brukklassifisering: lastforskrifter for klassifisering av bruer og ferjekaier i det offentlige vegnett [8]

## 2.8. lastpåkjenningene

Akkurat som motstanden i tverrsnittet er avhengig av variabler er lastpåkjenningene også avhengig av variabler. Tar man utgangspunkt i at nyttelastene er fastsatte krav blir minste antallet variabler for lastpåkjenningene til et dekke:

- Geometri
  - o Tykkelse dekke
  - o Avstand mellom opplegg
- Tetthet betong
- Mengde betong
- Tetthet armering
- Mengde armering
- Tetthet Ikkebærende elementer (som asfalt, rekkverk, autovern, mm...)

- Mengde Ikkebærende elementer (som asfalt, rekkverk, autovern, mm...)
- Naturlaster (snø, vind, is, mm...)

Der alle variablene har sin fordeling, middelvei og standardavvik.

## 2.9. Analyse av lastkapasitet vs. lastpåkjenningene.

Vegvesenet har et sett bestående av to håndbøker for klassifisering av bruer (håndbok 238 og håndbok 239) der det er oppgitt lastforskrifter og hvilke antagelser som kan gjøres for byggematerialene. Denne beregningsmetoden gir en ganske konservativ beregnet-kapasitet for konstruksjonene, da den faktiske kapasiteten i de fleste tilfellene vil være mye større.

Det er da mulig å foreta en kapasitets-vurdering der fordelingen, middelveier og standardavvik til de forskjellige parameterne er med og danner grunnlaget for analysen.

### 2.9.1. MonteCarlo-simulering

I konstruksjonssikkerhet kan MonteCarlo-simulering brukes for å finne sviktsannsynlighet. En tar utgangspunkt i middelveier og standardavvik for parametere som har usikkerhet, og MonteCarlo-simuleringen vil da regne ut et stort antall utregninger/simuleringer og finne ut hvor mange som svikter. Jo større antall utregninger, jo mer nøyaktig sviktsannsynlighet.

$$P_f = \frac{N_{svikt}}{N_{tot}}$$

Der:

$P_f$	er sviktsannsynligheten
$N_{svikt}$	er antall tilfeller med svikt
$N_{tot}$	er antall simuleringer

## 2.10. Krav til pålitelighet

I fra eurokode 0 [15] er det angitt hvilke pålitelighetskrav som stilles til konstruksjoner. Det er delt inn i pålitelighetsklasser der hver klasse skal ha en viss pålitelighetsindeks,  $\beta$ .

Pålitelighetsindeksen for en konstruksjon der lastkapasiteten,  $R$ , og lastpåkjenningene,  $S$ , er normalfordelt og kan uttrykkes gjennom en ytelsesfunksjon,  $g$ :

$$g = R - S$$

Slik at  $g$  er en normalfordelt variabel avhengig av last-kapasiteten,  $R$  og lastpåkjenningene,  $S$ . Der  $g$  har en middelvei og standardavvik, pålitelighetsindeksen,  $\beta$  settes som:

$$\beta = \frac{g_m}{\sigma_g}$$

Der

$\beta$	er pålitelighetsindeksen
$g_m$	er middelvei av ytelsesfunksjonen, $g$
$\sigma_g$	er standardavviket av ytelsesfunksjonen, $g$

Det gir

$$g_m - \beta \sigma_g = 0$$

Der  $g$  har andre fordelinger enn normalfordeling, er  $\beta$  bare ett anvendelig mål for pålitelighet. Forholdet mellom pålitelighetsindeks,  $\beta$ , og sviktsannsynlighet,  $P_f$ , er gitt i Tabell 17.

**Tabell 17: Forholdet mellom pålitelighetsindeks,  $\beta$ , og sviktsannsynlighet,  $P_f$**

$P_f$	$10^{-1}$	$10^{-2}$	$10^{-3}$	$10^{-4}$	$10^{-5}$	$10^{-6}$	$10^{-7}$
$\beta$	1,28	2,32	3,09	3,72	4,27	4,75	5,20

I tabell NA.A1(901) i nasjonalt tillegg til eurokode 0 [15] er det angitt at vei- og jernbanebruer er i pålitelighetsklasse 3, som igjen tilsvarer en pålitelighetsindeks på  $\beta = 4,3$  eller en sviktsannsynlighet  $P_f = 10^{-5}$ .

Blir det utført en MonteCarlo-simulering på en konstruksjonsdel på en bru med  $N_{tot} = 1.000.000$  simuleringer, er da akseptkriteriet  $N_{svikt} \leq 10$  som gir:

$$P_f = \frac{10}{1.000.000} = 10^{-5} \Rightarrow \beta = 4,3$$

Hvis akseptkriteriet ikke kan tilfredsstilles, må det gjøres en vurdering for tiltak på brua. Det kan være forsterkninger som gir tilstrekkelig pålitelighet, merking som angir maks aksellast eller eventuelle andre tiltak.

### 3. Utmatting

Utmatningsbrudd er en annen grunn til at en konstruksjon kan bryte sammen. Utmatting skjer ved at laster langt under bruddgrensen akkumulerer skader over tid som til slutt vil skaden føre til brudd. På grunn av at denne typen skader kommer «snikende», utgjør utmatting en betydelig risiko for konstruksjoner og samfunnet.

Utmatting er svekkelse av materialer på grunn av gjentatte sykliske laster, laster som gjerne er langt under bruddlasten. Hvis et element er utsatt for sykliske laster, vil det starte med små mikroskopiske skader som etter videre sykliske belastninger danner sprekker. Ved gjentatte sykliske belastninger vil sprekken forplante seg igjennom elementets tverrsnitt, til tverrsnittet er så redusert at det går i brudd. [34] [35]

Utmatting kan deles inn i tre faser:

1. Initiering
2. Sprekkvekst
3. Brudd

I metalliske materialer som utsettes for dynamiske laster vil det arte seg som:

**Initiering:** Over tid vil det oppstå mikroskopiske permanente tøyninger langs et glideplan i metallens korn. Ved nok sykler vil disse mikroskopiske tøyningene langs glideplanet vokse sammen og danne en sprekke i kornet, som til slutt går igjennom hele metallkornet. I initieringsprosessen vil sprekken normalt vokse seg igjennom noen korn med 45° vinkel på overflaten.

**Sprekkvekst:** Etter sprekkdannelsen er over vil vinkel-helningen dreie til 90° inn i tverrsnittet. En sånn mikroskopisk sprekke vil fungere som en spenningskonsentrasjon og sprekken vil fortsette å vokse. Etter hvert som sprekken fortsetter å vokse blir det resterende tverrsnittet som bærer belastningen mindre.

**Brudd:** Til slutt blir tverrsnittet så lite at det ikke kan bære belastningene lengre og det går i brudd.

Vi kan beregne utmatting via fysiske modeller i bruddmekanikkteori eller empiriske modeller som SN-kurver.

Beregning med bruddmekanikken går ut på å analysere hvert enkelt av de tre stegene i utmatningsbrudd, der man beregner antall sykler i initieringsfasen,  $N_I$ , og sprekkvekstfasen,  $N_P$  (P for Propagation), som til sammen blir antall sykler til brudd,  $N_F$  (F for Failure). [36] [37]

$$N_F = N_I + N_P$$

Beregninger med bruddmekanikk er avansert og krever en del ekspertise på området, men hvis man først finner en sprekke på en eksisterende konstruksjon er det den mest egnede metoden for å estimere resterende levetid på tverrsnittet.

I eurokode 2, for betong og 3, for stål samt DNV-RP-C203 - Fatigue Design of Offshore Steel Structures er det vanlig med empiriske modeller med base Wöhler- eller S-N-kurver. S-N-kurver er bygget opp av prøveresultater for å gi et beregningsgrunnlag for hva en gitt konstruksjon skal kunne tåle av sykliske laster.

Med ikke metalliske materialer som betong og tre vil det også skje en type utmatnings-skader via sykliske laster.

### **3.1. Beskyttelse mot utmatting**

Utmatting kan deles inn i tre prosesser; 1. sprekkdannelse, 2. sprekkevækst og 3. brudd. For å beskytte mot utmatting, er målet å hindre prosessen i å nå siste del, 3. brudd. Som oftest er det umulig å stoppe prosess 1 og 2 uten tiltak. Det vil derfor være viktig å minimere prosessene mest mulig i tillegg til å ha oppfølging under levetiden til konstruksjonen.

#### ***3.1.1. Sprekkdannelse***

Sprekkdannelse skjer gjerne rundt spenningskonsentrasjoner. Det kan være sveiser, små skader i overflater, sammenføyninger mellom konstruksjonsdel eller deler som det har bygget seg opp restspenninger i.

Det optimale tiltaket er å redusere muligheten for at sprekker oppstår, men siden bruer vil oppleve dynamiske laster fra flere kilder er det umulig å fjerne potensialet for sprekkdannelse. Det er derimot mulig å redusere/utsette sprekkdannelsen. Under er det listet opp noen tiltak for å redusere/utsette sprekkdannelsen.

- Geometri: sette sammen forskjellige konstruksjonsdeler og tverrsnitt på en sån måte at spenningskonsentrasjoner unngås.
- Overflate: sørge for en glatt overflate uten ruheter og hakk som kan føre til spenningskonsentrasjoner.
- Restspenninger: forskjellige varmebehandlinger som sveising, kutting og sliping kan føre til restspenninger i materialer. For å bli kvitt disse kan hamring eller sandblåsing av overflatene for å frigi noen av spenningen være et alternativ.

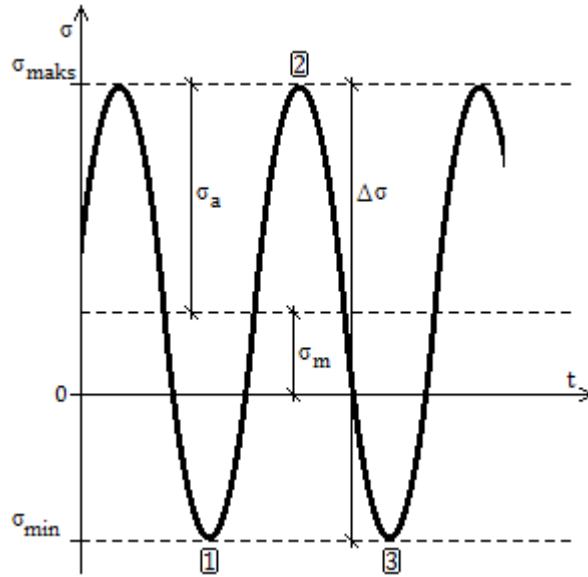
#### ***3.1.2. Sprekkveksten***

Når en sprekke er dannet, representerer den en spenningskonsentrasjon og vil fortsette å vokse relativt sakte til den får en kritisk størrelse. Kritisk størrelse på sprekken er når den utgjør en spenningskonsentrasjon som gir spenninger som er større enn materialets bruddspenning. Det er derfor viktig å fange opp sprekker før de når en kritisk størrelse. Når en sprekke er oppdaget, er det noen tiltak som kan gjøres for å fjerne spenningskonsentrasjonen den representerer. Under er det listet opp noen eksempler på sånne tiltak.

- Sliping: Små sprekker er det mulig å fjerne med sliping. Da slipes hele sprekken bort slik at det blir igjen en helt glatt overflate, og på den måten fjernes spenningskonsentrasjonen. Man kan gjøre dette så lenge sprekken er liten nok.
- Boring: Hvis sprekken alt har vokst seg så stor at den ikke kan slipes bort, er det mulig å bore ut sprekktuppen og på den måten redusere spenningskonsentrasjonen og stoppe sprekkevæksten.

### 3.2. Definisjoner av spenninger for utmatting

I en syklisk lastsituasjon som vist i Figur 10, kan vi definere de forskjellige parameterne.



Figur 10: Syklisk last illustrert

Spenningsvidde

$$\Delta\sigma = \sigma_{max} - \sigma_{min}$$

Der:

$\sigma_{max}$  er største spenning en syklisk last påfører et tverrsnitt  
 $\sigma_{min}$  er minste spenning en syklisk last påfører et tverrsnitt

Spenningsamplitude

$$\sigma_a = \frac{1}{2}(\sigma_{max} - \sigma_{min}) = \frac{\Delta\sigma}{2}$$

Gjennomsnittsspenninger

$$\sigma_m = \frac{1}{2}(\sigma_{max} + \sigma_{min})$$

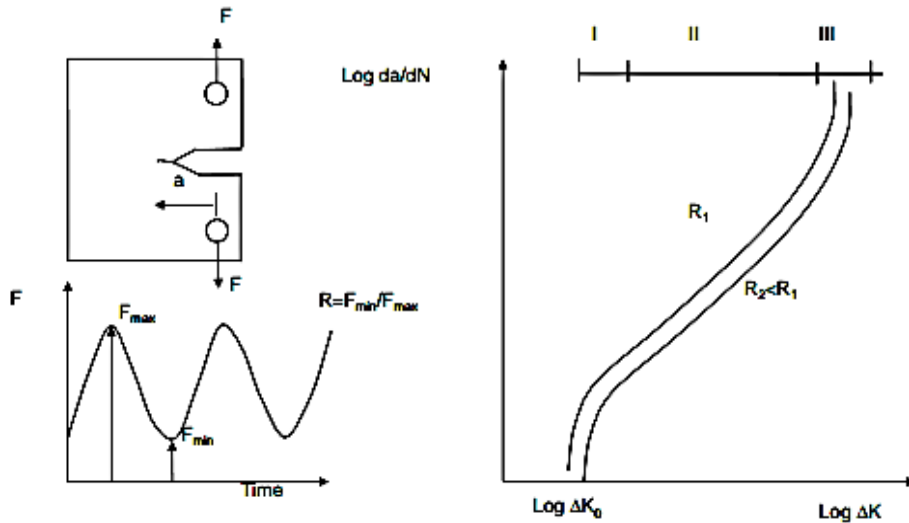
Belastningsrate

$$R = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{min}}$$



### 3.3. Beregning med bruddmekanikk

Et bruddsforløp ved utmatting vil arte seg som Figur 11.



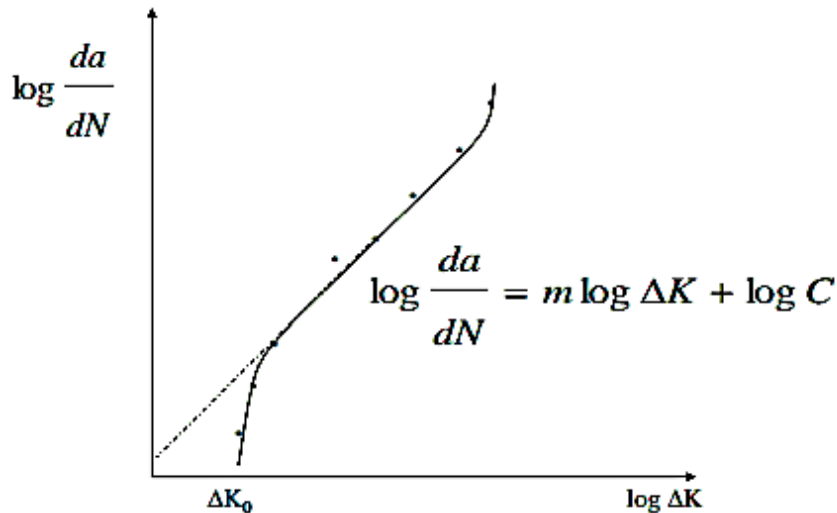
Figur 11: Illustrasjon av et prøvestykke, last og graf over sprekkvekst [37]

Det er delt inn i tre soner:

Sone I, der sprekken starter å vokse. Vekstraten til sprekken er ikke stabil. Det kan sees i figuren at det er en terskelverdi,  $\Delta K_0$ , og at det under den ikke blir noen sprekker.

I sone II kan man se at sprekkveksten faller på en linje når dataene blir plottet på en logaritmisk akse som på Figur 11 og Figur 12. Og via Paris lov kan man karakterisere sprekkveksthastigheten ved bruddmekaniske modeller.

Sone III, begynner sprekken å bli så stor at man nærmer seg brudd.



Figur 12: Viser linearisering og uttrykket for sone II [37]

Antall sykler i sone II kan uttrykkes på formen:

$$\frac{da}{dN} = f(\Delta K, R)$$

Der:

$\Delta K$  er karakteriserer variasjon i spenningsintensitetsfaktor (vidden) ved sprekkespissen

$R$  er spenningsforholdet

Og via Paris lov kan man si at:

$$f(\Delta K, R) = C(\Delta K)^m$$

Der:

$C$  og  $m$  er materialkonstanter

$m$  er helningskoeffisient for kurven

$C$  er en konstant som definerer kurvens krysningspunkt med  $(da/dN)$ -aksen

$K$  kan uttrykkes som:

$$K = Y\sigma\sqrt{\pi a}$$

Der:

$Y$  er en geometrifunksjon avhengig av  $a$

$\sigma$  er spenninger

$a$  er sprekkstørrelsen

Det kan regnes ut en  $K$ -faktor for de største og minste spenningene for å finne  $K_{maks}$  og  $K_{min}$  for å finne variasjon i spenningsintensitetsfaktorene:

$$\Delta K = K_{maks} - K_{min}$$

Eller men kan sette opp uttrykket direkte som :

$$K = Y\Delta\sigma\sqrt{\pi a}$$

Uttrykket for antall sykler i sone II blir da tilslutt: [34]

$$N = \int_{a_i}^{a_k} \frac{da}{C(\Delta K)^m} = \int_{a_i}^{a_k} \frac{da}{C(Y\Delta\sigma\sqrt{\pi a})^m}$$

Der:

$a_i$  er initiell sprekkstørrelse

$a_k$  er kritisk sprekkstørrelse (brudd)

For relativt korte sprekker kan vi se på  $Y$  som uavhengig av  $a$  og regner ut integralet.

$$N = \frac{\left[ a_k^{(1-\frac{m}{2})} - a_i^{(1-\frac{m}{2})} \right]}{C(Y\Delta\sigma\sqrt{\pi})^m \left(1 - \frac{m}{2}\right)}$$

Dette er kun gyldig i sone II, men det finnes noen empiriske modeller med en modifisert Paris ligning for å inkludere sone I og III. Forman modifisert Paris ligning tar med sone III:

$$\frac{da}{dN} = \frac{C(\Delta K)^m}{(1-R)K_k - \Delta K}$$

Der:

$R$  er spenningsforholdet

$$R = \frac{K_{min}}{K_{maks}} = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{min}}$$

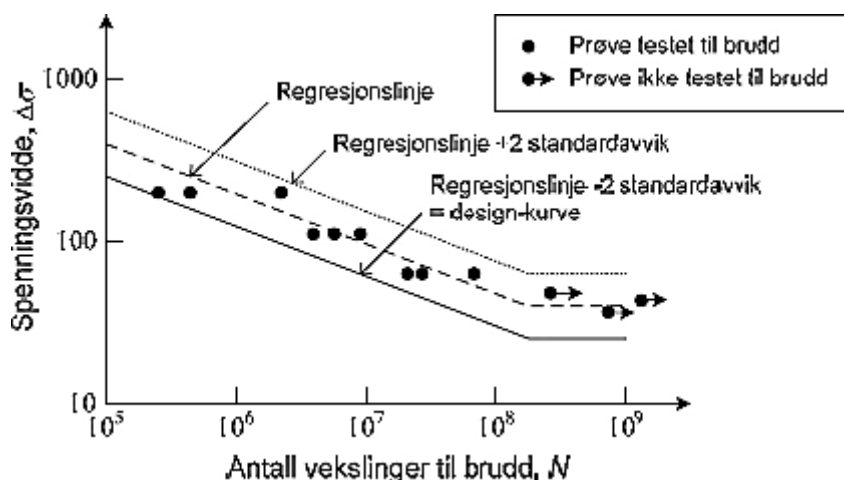
Klesnil og Lukas modifiserte Paris' ligning tar med sone I:

$$\frac{da}{dN} = C[(\Delta K)^m - (\Delta K_0)^m]$$

Ut i fra ligningene over kan man beregne både hvor følsom et element er for utmattelse og hvor lang levetid/antall sykler det er til brudd inntreffer, men de tar utgangspunkt i en del forenklinger rundt sone II. Det finnes mer nøyaktige høyere ordens beregninger innenfor bruddmekanikk, men det er mye mer avansert og de beregningene er noe man overlater til dataprogram.

### 3.4. Beregning med SN-kurve

Den vanligste metoden for å beregne utmattning og levetid for nye konstruksjoner er den metoden standardverket er bygget på, som tar i bruk SN-kurve. Denne metoden bygger på empiriske forsøk som blir plottet i et diagram med spenningsamplitude ( $\Delta\sigma$ ) i en logaritmisk skala som y-akse og antall sykler i en logaritmisk skala som x-akse ( $\log(N)$ ) som vist på Figur 13.



Figur 13: Viser testresultat og lineærisert middelverdi og  $\pm 2$  standardavvik i SN-kurve

På figuren over er det vist flere prikker for prøver på en gitt spenningsvidde. Ut i fra mange prøver samles det er statistisk grunnlag for SN-kurvene som er gitt i standarder. Eurokoden har lagt seg på en 95 % sikkerhetsprosentil, mens DNV ligger på en 97,72 % sikkerhetsprosentil. [38] [39]

SN-kurver kan uttrykkes som:

$$\log N = \log C - m \log \Delta\sigma$$

Der:

- $\Delta\sigma$  er spenningsvidde
- $N$  er antall lastvekslinger
- $m$  er helningskoeffisient for kurven
- $C$  er en konstant som definerer kurvens krysningspunkt med  $\log N$ -aksen

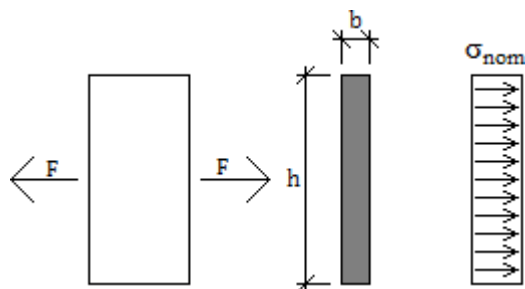
Når vi da setter opp uttrykket for å finne antall sykler, blir det :

$$N = C \Delta\sigma^{-m}$$

#### 3.4.1. Spenningskonsentrasjonsfaktor

Der det i bruddmekanikken brukes en geometrifunksjon,  $Y$ , for å ta hensyn til spenningskonsentrasjoner som bli akkumulert på grunn av geometri, brukes det ved beregninger med SN-kurve en spenningskonsentrasjonsfaktor, SCF, som multipliseres med de nominelle spenninger ( $\sigma_{nom}$ ).

Nominelle spenninger er «gjennomsnittlige»spenninger over et tverrsnitt. Under er det vist for både aksiale (se Figur 14) og momentspenninger (Figur 15).

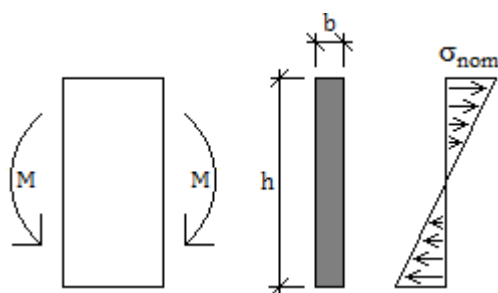


Figur 14: Nominell spenninger for aksialtrykk/-strekk

$$\sigma_{nom} = \frac{F}{A}$$

Der:

$F$  er kraften over tverrsnittet  
 $A$  er arealet av tverrsnittet



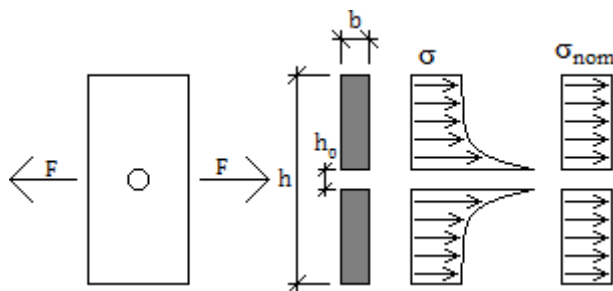
Figur 15: Nominelle spenninger for bøye-/momentbelastning

$$\sigma_{nom} = \frac{M}{I} y$$

Der:

$M$  er bøyemomentet  
 $I$  er arealmomentet om bøyeaksen  
 $y$  er avstand fra nøytral akse

For å finne reelle spenninger multipliseres de nominelle spenningene ( $\sigma_{nom}$ ) med en spenningskonsentrasjonsfaktor (SCF). I Figur 16 er det vist en plate med aksielt strekk og hvordan det nominelle spenningsbilde ( $\sigma_{nom}$ ) og det virkelige spenningsbilde ( $\sigma$ ) utarter seg.



Figur 16: Faktiske og nominelle spenninger i en plate med hull

Uttrykket for spenningene rundt spenningskonsentrasjonene, som for eksempel hullet i figuren over blir da:

$$\sigma = SCF \cdot \sigma_{nom}$$

Der:

$\sigma$  er reelle spenning

$SCF$  er spenningskonsentrasjonsfaktor, «Stress Concentration Factor»  
 $\sigma_{nom}$  er nominell spenning over tverrsnittet

For å finne forskjellige SCF, kan man slå opp i standardverk som eurokode 3 NS-EN-1993-1-9 [38] eller DNV-RP-C203 [39] som er standarder for å beregne og dimensjonere for utmatting, eller man kan utføre en elementmetodeanalyse for å finne spenninger.

### 3.4.2. Akkumulert skade

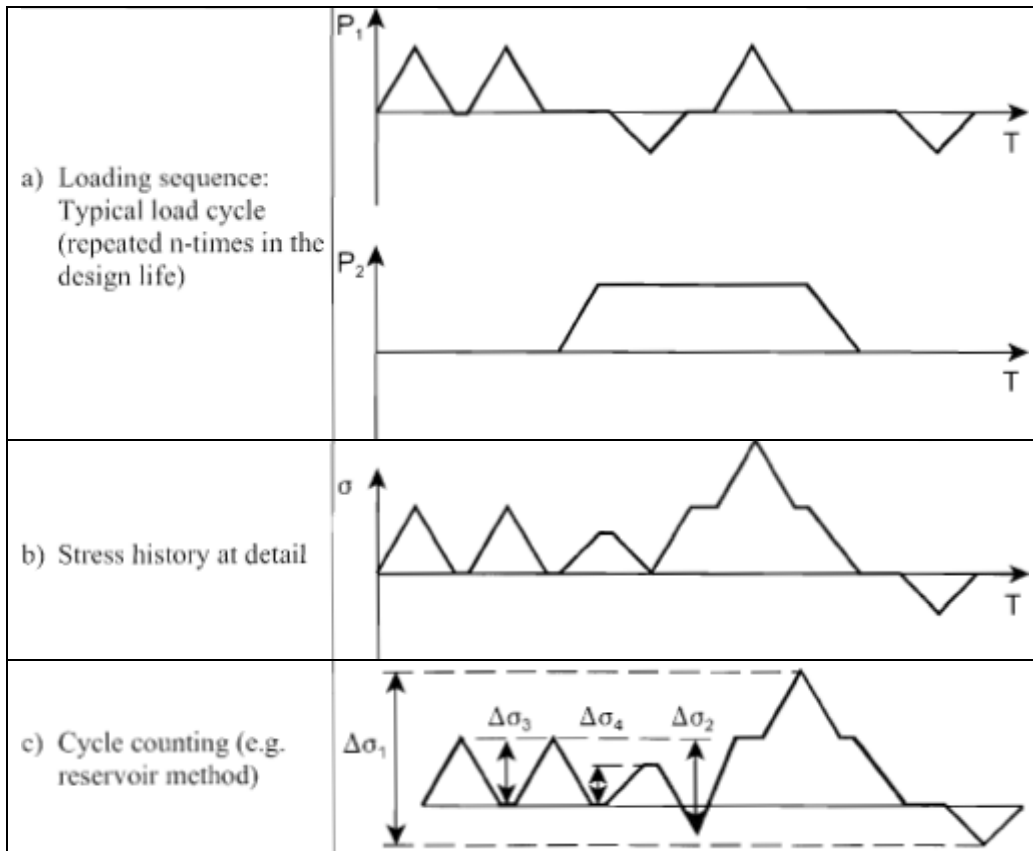
En konstruksjon som har blitt, eller skal bli, tatt i bruk opplever ofte spenninger av forskjellig størrelser, i fra nær dimensjonerende spenninger til ganske små spenninger. For da å finne ut hva den faktiske effekten av de forskjellige spenningene har for utmattelse, må man finne hvilken spenningsvidde de representerer. Fremgangsmåten som blir angitt i NS-EN-1993-1-9 er vist i Tabell 18. Den vanligste metode for å finne gjenværende levetid basert på akkumulert skade, er Miner-Palmgren-reglen:

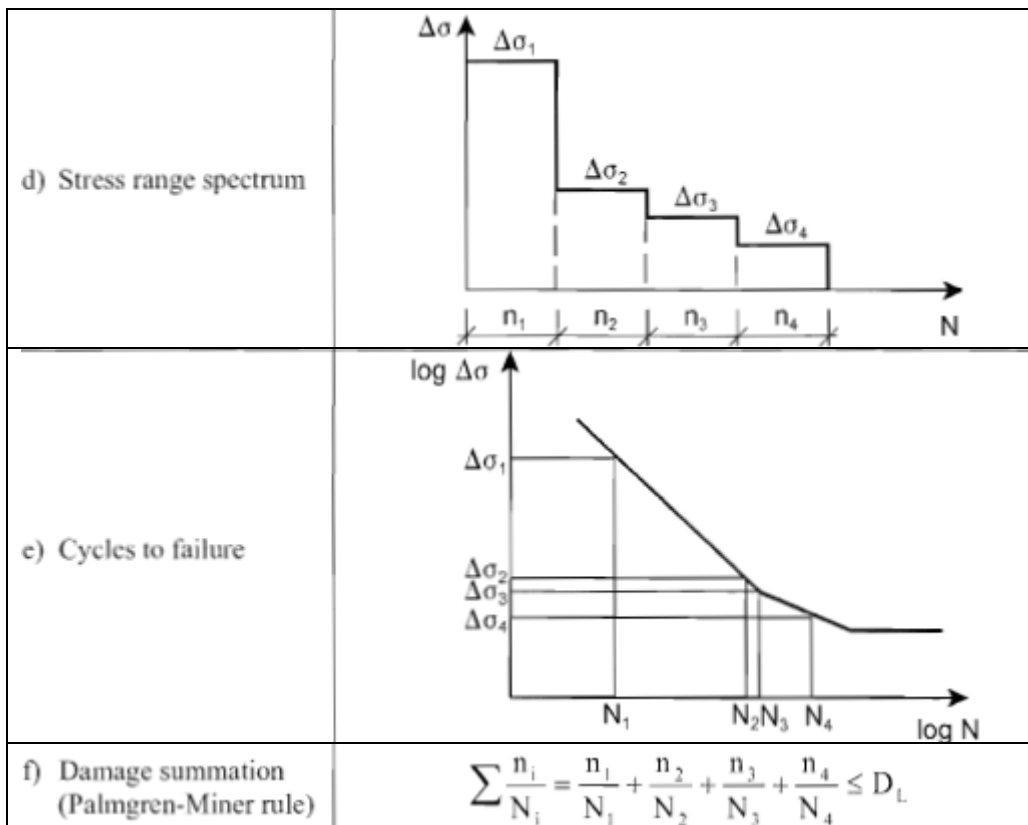
$$D_d = \sum \frac{n_i}{N_i} = \frac{1}{C} \sum n_i (\Delta\sigma_i)^m \leq 1$$

Der:

$D_d$  er akkumulert utmattelses-skade (utnyttet utmattelseskapasitet).  
 $m$  er helningskoeffisient for kurven  
 $\Delta\sigma_i$  er en gitt spenningsvidde  
 $n_i$  er antall sykler for en gitt spenningsvidde,  $\Delta\sigma_i$   
 $N_i$  er beregnet levetid for gitt spenningsvidde,  $\Delta\sigma_i$

Tabell 18: Viser kumulativ skade som vist i NS-EN-1993-1-9 [38]

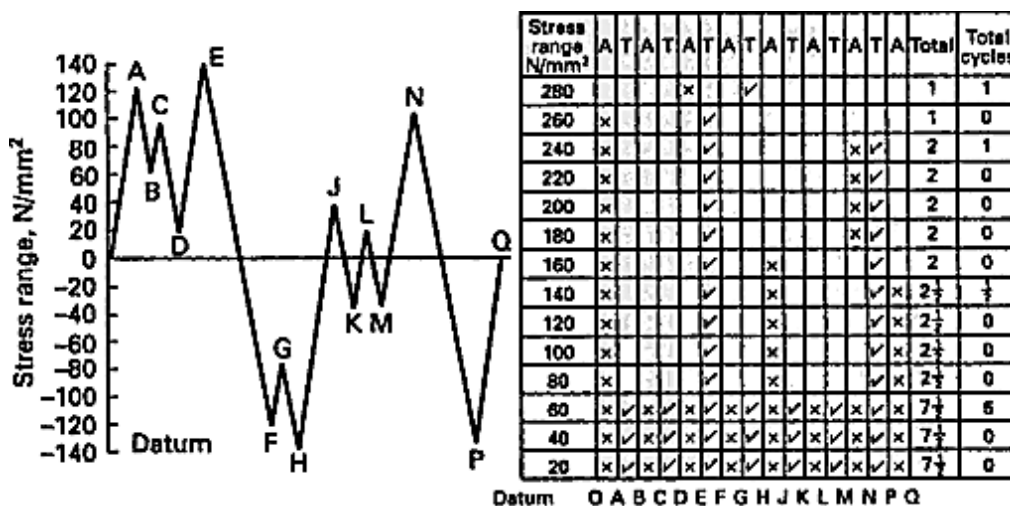




For å kunne gjøre en sånn analyse må lastene for konstruksjonen avklares. Det kan gjøres ved å registrere og kategorisere trafikken på brua, overvåke bevegelsene til brua og kalkulere spenninger fra det.

Hvis det er gjort registreringer på selve konstruksjonen, må dataene sorteres. Der er det flere metoder for å telle opp de forskjellige lastviddene og sortere dem. De to vanligste metodene og de som standarden anbefaler, er rainflow- og reservoar-metoden.

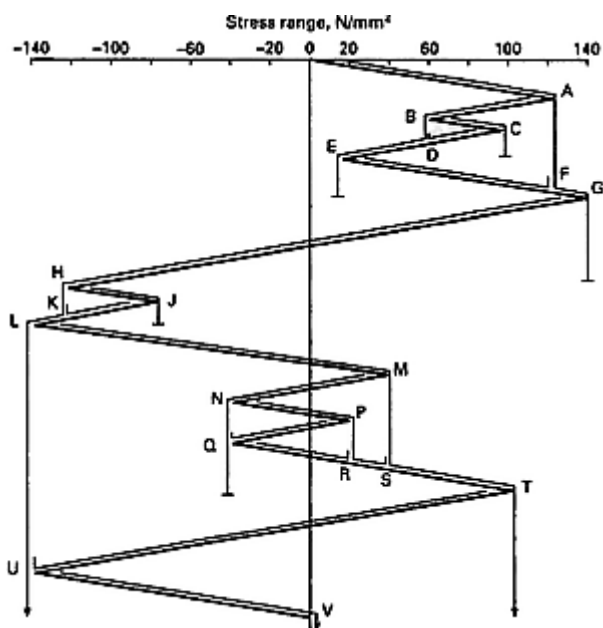
### 3.4.2.1. Rainflow-metoden



Figur 17: Spenningsdiagram og tabell over sykler [40]

Hvis det gjøres analyse av en belastning som illustrert i Figur 17 med rainflow-metoden, gjøres det ved å snu diagrammet 90 grader og legge på et tenkt regn av vann som vil renne ned over diagrammet. Det er da mulig å identifisere sykler og størrelsen på dem innad i diagrammet.

På Figur 18 er det vist hvordan rainflow-metoden kan brukes. Regnet renner ned over diagrammet som om vann renner over tak og møter takutstikk, der det da faller til det møter et underliggende tak.



Figur 18: Spenningsdiagram snudd 90 grader med «regnet» inntegnet [40]

For å telle sykler i diagrammet ifra 0, vil vannet renne ned til A, «dryppe» ned til F og så til G. Der slutter første «topp» fordi på returen til H går spenningene forbi utgangspunktet 0. Første halvsyklus blir da 0-A-F-G. Returen A-B-D-E vil da også bli en halvsyklus, den stopper på E fordi G er lengre ut enn det A er.

De største halvsyklusene, som f.eks. G-H-K-L vil bli sett på som en halvsyklus når hele spenningsdiagrammet blir analysert. Resultatene kan sees i Figur 19

**Results:**

Stress range, N/mm <sup>2</sup>	Positive half-cycles	Negative half-cycles	Total cycles
20			
40	11	11	2
60	1	1	1
80	1	1	1
100	1	1	1
120			
140	11		1
160			
180			
200			
220			
240	1	1	1
260			
280		1	1

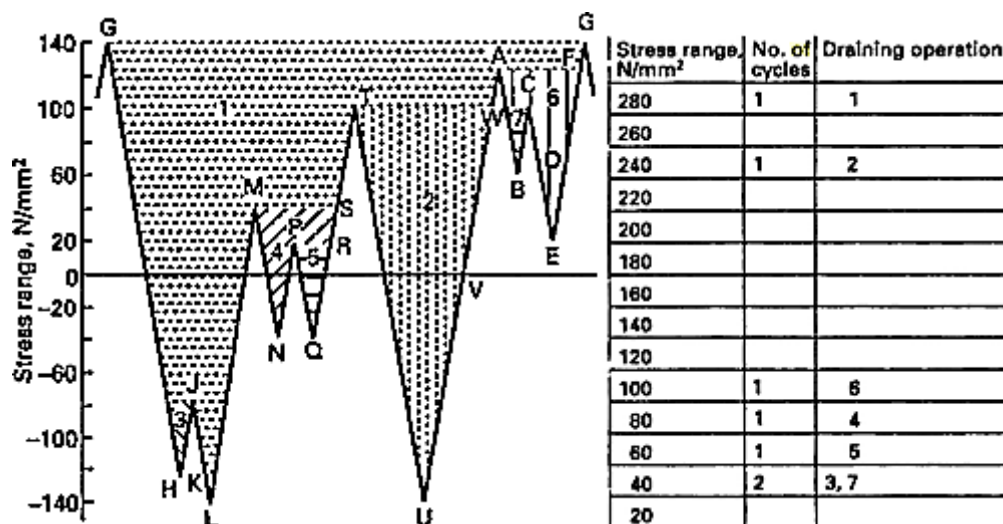
Figur 19: Resultater av telte halvsykluser

*3.4.2.2. Reservoar-metoden*

Reservoar-metoden går ut på å se på spenningsdiagrammet som et basseng fylt med vann. Diagrammet må få en overflate på bassenget, det vil si at den høyeste toppen blir tegnet to ganger med alle de mindre toppene imellom. Reservoar-analyse på diagram

som er vist i Figur 17:Spenningsdiagram og tabell over sykler [40], er vist på figuren under. Der er G den høyeste toppen og tegnet to ganger, og punktene fra A til G et flyttet slik at de er inne i bassenget.

Analysen går da ut på å lage en åpning i det laveste punktet og la vannet renne ut. På Figur 18 vil det tømme reservoaret merket som 1, så åpnes det nest laveste punktet og så videre. Samtidig registreres det hvilke reservoar som tømmes og som er igjen, samt størrelsen på dem.



Figur 20: Spenningsdiagrammet tegnet som reservoar-metoden og resultat tabell [40]

Eksemplene for rainflow- og reservoar-metoden er bare illustrasjoner på hvordan de fungerer. I virkeligheten baserer de seg på algoritmer som blir utført av dataprogram, der det mates inn et signal av spenninger, tøyninger, bevegelser eller lignende og får ut igjen det samme signalet sortert etter amplituder på andre siden.

### 3.4.2.3. Forenklet metode

Som et overslag er det også mulig å ta utgangspunkt i ÅDT for brua og bruke det *håndbok 185 - bruprosjektering* [5] sier om utmattingslast.

Der tas det utgangspunkt i at det bare er tunge kjøretøy som er av betydning for utmatting. De tunge kjøretøyene er gitt i fem kategorier med fordeling i prosent, se Tabell 19.

Tabell 19: Fordeling av aksellaster for utmattingsberegninger [5]

Aksellaster [kN]	Andel av n [%]
3 · 60	75
3 · 80	10
3 · 100	5
3 · 125	5
3 · 145	5

Som forenklet kan det brukes en ekvivalentlast på 3 aksellaster à 80 kN, hvis det blir brukt en SN-kurve uten utmattingsgrense og helningskoeffisient,  $m=3$ , over hele kurven.

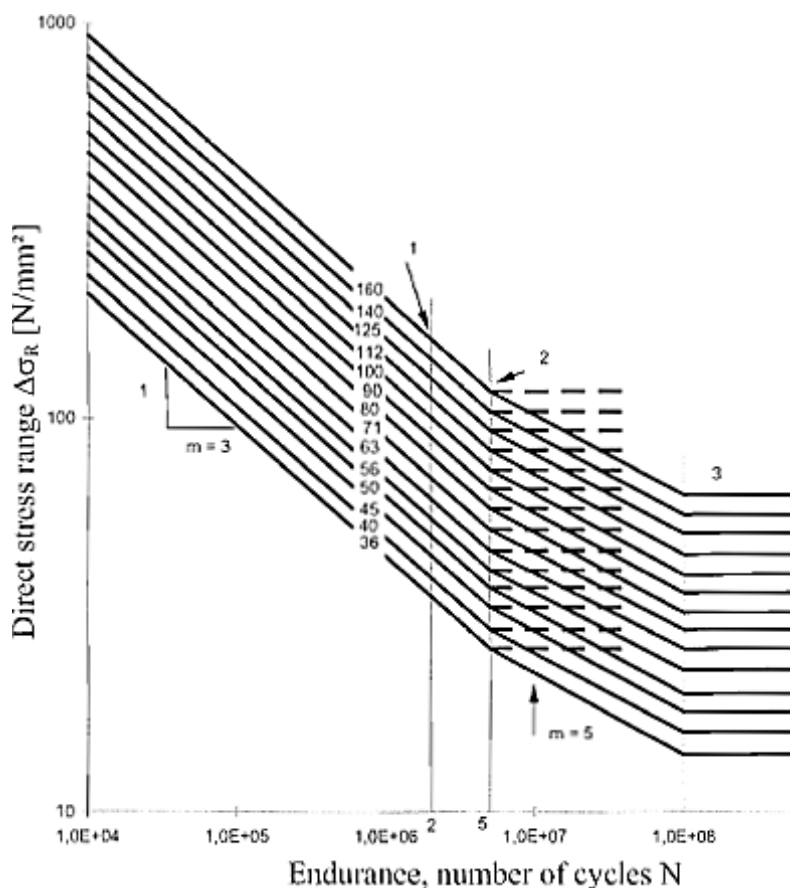
Håndboken tar utgangspunkt i at 10 % av passerende kjøretøy er tunge kjøretøy, og utmatting skal kontrolleres over 100 år. Noe som gir  $n$ :

$$n = \frac{\text{ÅDT} \cdot 356 \cdot 100}{10} = 3650 \text{ÅDT}$$



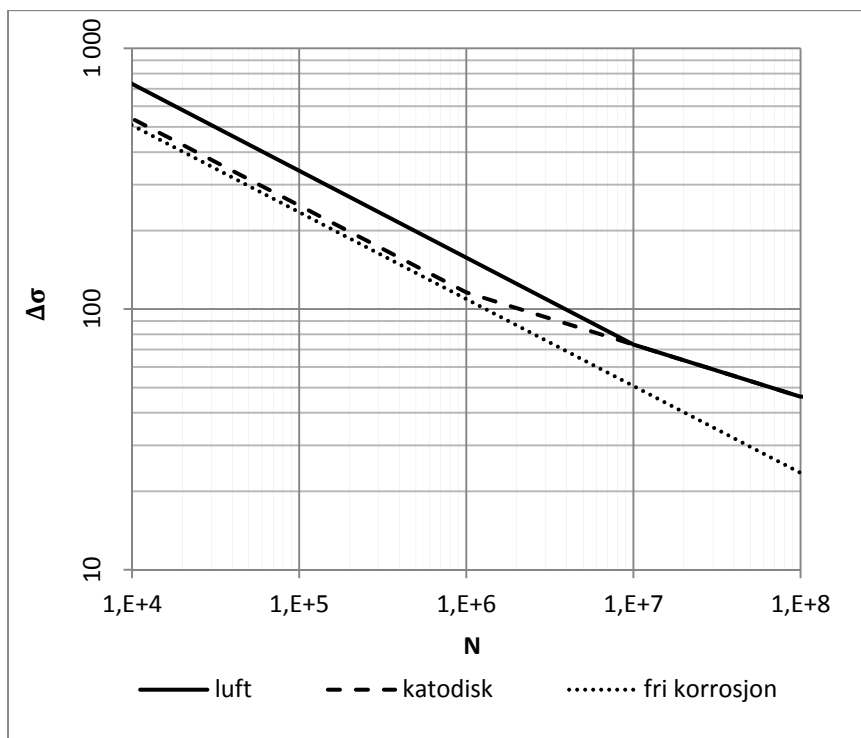
### 3.4.3. Stål

For bruer og landkonstruksjoner er det eurokode som er gjeldende for dimensjonering, og for stålkonstruksjoner er det eurokode 3, der del 9 gjelder for utmatting. Der er SN-kurvene oppgitt som i Figur 21[38].



Figur 21: SN-kurve fra eurokode 3 NS-EN-1993-1-9 [38]

I Eurokoden, *NS-EN-1993-1-9* er det kun oppgitt SN-kurve for konstruksjoner som står i luft. Det vil si at de ikke er særlig utsatt for korrosjon. For offshore-konstruksjoner som står i et korrosjonsfiendtlig miljø, benyttes *DNV-RP-C203* for beregninger på utmattelse. Der er SN-kurvene oppgitt i tabeller for forskjellige miljø, konstruksjoner i luft, i saltvann med katodisk beskyttelse og fri korrosjon i saltvann. Ut i fra tabellene kan man tegne egne diagrammer. I Figur 22 er det tegnet opp et eksempel på et SN-kurve fra DNV i de forskjellige miljøene.



Figur 22: SN-kurve for forskjellig miljø fra *DNV-RP-C203* [39]

Der man kan se hvilken forskjell korrosjonsfiendtlige miljø utgjør for utmatting og hvordan det tas hensyn til det i beregningene.

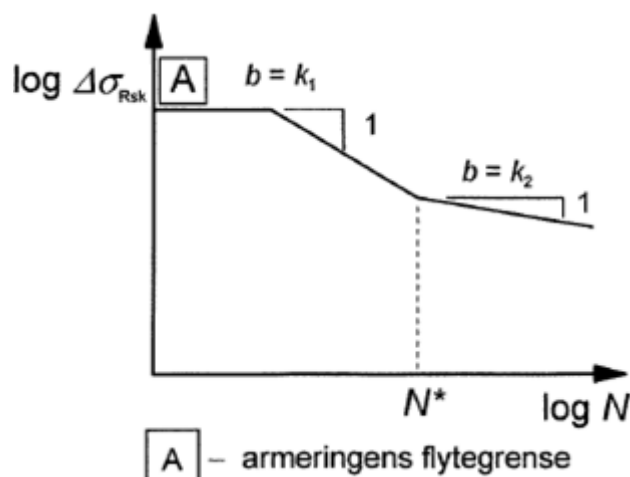
Det kan da være aktuelt for noen kyst-bruer å benytte SN-kurver som er oppgitt i *DNV-RP-C203*.

#### 3.4.4. Betong

For utmattingsberegninger for betong etter eurokode 2, *NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008* [21] foretas det en beregning for armeringsstålet og en beregning for betongen.

For betongen sin del er det ikke en egen del i eurokode 2, men det er gitt i kapittel 6, bruddgrensetilstand og underpunkt 8, utmatting (kap.6.8).

For armeringen er det SN-kurve gitt som Figur 23.



Figur 23: SN-kurve for armering [21]

Verdiene for  $k_1$  og  $k_2$  er oppgitt i Tabell 20 og Tabell 21.

**Tabell 20: Fra eurokode 2 (Tabell 6.3N) for armeringsstål [21]**

Tabell 6.3N for armeringsstål (slakkarmering)				
Armeringstype	$N^*$	SpenningssekspONENT		$\Delta\sigma_{Rsk} (MPa)$ etter $N^*$ lastvekslinger
		$k_1$	$k_2$	
Rette og bøyde stenger	$10^6$	5	9	162,5
Sveiste stenger og armeringsnett	$10^7$	3	5	58,5
skjøteanordninger	$10^7$	3	5	35
MERKNAD 1 Verdien for $\Delta\sigma_{Rsk}$ gjelder for rette stenger. Verdien for bøyde stenger beregnes ved hjelp av en reduksjonfaktor: $\zeta = 0,35 + \frac{0,026D}{\phi}$ Der: $D$ er dor-diameteren $\phi$ stang-diameterne				

**Tabell 21: Fra eurokode 2 (Tabell 6.4N) for spennstål [21]**

Tabell 6.4N for spennstål (forspent-armering)				
S-N-kurve for spennstål bruk til	$N^*$	Spennings-eksponent		$\Delta\sigma_{Rsk} (MPa)$ etter $N^*$ lastvekslinger
		$k_1$	$k_2$	
<b>Føroppspenning</b>	$10^6$	5	9	185
<b>Etteroppspenning</b>				
Enkle tau i kabelkanaler av plast	$10^6$	5	9	185
Rette spennkabler eller krummede spennkabler kabelkanaler av plast	$10^6$	5	10	150
Krumme kabler kabelkanaler av stål	$10^6$	5	7	120
Skjøteanordninger	$10^6$	5	5	80

Men hvis eurokode 2 skal brukes til å vurdere eksisterende konstruksjoner, er det gitt at  $k_2$  for rette og bøyde stenger skal reduseres til  $k_2 = 5$ .

Utmattingskapasiteten til betongen i konstruksjon antas å være tilstrekkelig hvis den oppfyller:

$$E_{Cd,max,equ} + 0,43 \sqrt{1 - R_{equ}} \leq 1$$

Der:

$$R_{equ} = \frac{E_{Cd,min,equ}}{E_{Cd,max,equ}}$$

$$E_{Cd,min,equ} = \frac{\sigma_{Cd,min,equ}}{f_{Cd,fat}}$$

$$E_{Cd,max,equ} = \frac{\sigma_{Cd,max,equ}}{f_{Cd,fat}}$$

Der:

- $R_{equ}$  er spenningsforholdet
- $E_{Cd,min,equ}$  er laveste relative trykkspenningsnivå
- $E_{Cd,max,equ}$  er høyeste relative trykkspenningsnivå
- $f_{Cd,fat}$  er dimensjonerende utmattingskapasitet for betong
- $\sigma_{Cd,max,equ}$  er høyeste spenning for bruddamplituden for N lastvekslinger
- $\sigma_{Cd,min,equ}$  er laveste spenning for bruddamplituden for N lastvekslinger

Dimensjonerende utmattingskapasitet for betong ( $f_{Cd,fat}$ ) er gitt som:

$$f_{ca, fat} = k_1 \beta_{cc}(t_0) f_{cd} \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right)$$

Der:

$\beta_{cc}(t_0)$  er en koeffisient for betongfasthet ved første lastpåføring (se 3.1.2(6))

$$\beta_{cc}(t_0) = e^{s \left[1 - \left(\frac{28}{t_0}\right)^{0.5}\right]}$$

$t_0$  er starttidspunktet for den vekslende påkjenningen på betongen i dager

$s$  er en koeffisient som avhenger av sementtype:

=0,20 for sement CEM 42,5 R, CEM 52,5 N, CEM 52,5 R (klasse R)

=0,20 for sement CEM 32,5 R, CEM 42,5 N (klasse N)

=0,20 for sement CEM 32,5 N (klasse S)

Akkurat som med rene stålkonstruksjoner benyttes prinsippet med akkumulert skade for armeringen i betongkonstruksjoner.

### 3.5. Kontroll av utmatting og analyse av gjenværende utmattingslevetid.

Ut i fra teorien over er det mulig å utføre en analyse for gjenværende utmattingslevetid til en bru. På materialsiden for stål er det ganske greit, men for betong må det gjøres en antagelse for alder ved første lastpåføring.

For miljøet sin del har eurokoden lagt opp til at konstruksjonene står i luft, noe som er et lite korrosivt miljø. For kystbruer er det påvist at saltet fra sjøsprøyt vil ha en effekt på hvor store korrosjonsskader konstruksjonen får. Dette kan også få konsekvenser for utmattingen. For bruer som ikke står på kysten, kan veisalt gjøre at det kan bli et korrosivt miljø slik at det burde gjøres en vurdering med en SN-kurve som gjelder for korrosivt miljø for å kontrollere sårbarheten for skader i overflatebehandlingen.

Det største problemet med å finne påført utmattings-skade for en konstruksjon er å finne belastningshistorikken. Det vil som oftest bli en antagelse basert på det vi vet/kan finne ut eller å følge en standardisert metode.

Som første overslag vil det være mest fornuftig å bruke det som håndbok 185 sier om utmatting. Det første som testes er en ekvivalent last på 3 x 80 kN for å finne levetiden for den aktuelle lasten. Først hvis det viser seg at det ikke holder, vil det være fornuftig å ta en grundigere vurdering. Det innebærer å fortsette tråden med håndbok 185, men da uten forenkling.

Først når de metodene som er oppgitt i håndbok 185 er prøvd og funnet utilstrekkelige, vil det være aktuelt med en grundigere undersøkelse. Det vil innebære registrering av trafikk, tøyninger eller bevegelser på brua, for så å finne spenninger ut fra de dataene og deretter dekomponere dem med rainflow- eller reservoar-metoden. Deretter vil man kalkulere faktisk skade og gjenstående levetid.

Hvis det viser seg at utmatting er stort problem med en bru, kan man også se på mulighetene for å forbedre geometrien på de utsatte områdene, og fjerne spenningskonsentrasjoner i konstruksjonen.

Lar det seg ikke gjøre eller om det ikke er mulighet til å gjennomføre en nøyere undersøkelse, er det mulig å sette opp et inspeksjonsprogram for å avdekke utmattelsesskader. Da beregner man seg frem til når en potensiell skade vil være mulig å oppdage, og når den blir kritisk. Deretter sørger man for at det blir inspisert innenfor dette tidsintervallet. For å bruke den metoden må det gjøres en vurdering med hensyn på sannsynlighet for å finne skader og risikoen for at skadene faktisk vil bli funnet. Da vil også materialet spille en stor rolle. Der det er mulig å utføre en inspeksjon på en stålbru er det vanskelig å ta en inspeksjon av armeringen i en betongbru.

## 4. Tilstandskontroll og skadehåndtering

Tilstandskontroll er viktig for å avdekke og overvåke skader og sørge for et godt og effektivt drift- og vedlikeholdsprogram. I vegvesenet brukes BRUTUS for å systematisere tilstandskontrollen på konstruksjoner.

BRUTUS [2] er vegvesenets interne system for planlegging og utførelse av forvaltning, drift og vedlikehold av bruer og andre byggverk de har ansvaret for. Der lagres og kategoriseres all data fra planlegging og bygging av bruene og fremover. BRUTUS er bygget opp av moduler der de viktigste er byggverks-, inspeksjons-, vedlikeholds- og kostnadsmodulen.

Byggverksmodulen er et register som inneholder en detaljert oversikt over alle bruer og byggverk i det offentlige veinettet. I oversikten er det informasjon som lokalitet, navn, nummer, alder, type konstruksjon, størrelse, bruksklasse m.m..

Inspeksjonsmodulen inneholder informasjon som inspeksjonsplaner og resultater/data fra tidligere inspeksjoner. Det inkluderer også informasjon om tilstand og skader, samt en vurdering av skader med alvorlighetsgrad, årsak og utbedringsmetode og kostnad.

Vedlikeholds- og kostnadsmodulen inneholder en oversikt over vedlikeholdsplaner og tilhørende kostnader for hver enkelt konstruksjon, og skal være et verktøy for å sørge for at vedlikeholdet skal bli utført på en samfunnsøkonomisk effektiv måte. Det inkluderer også oversikt over hva som er utført og hva som skal bli utført av vedlikehold for konstruksjonene.

Å få klarhet i tilstanden og skadebilde til en konstruksjon, er nødvendig for å kunne ha et effektivt drift- og vedlikeholdssystem. Det er en prosess som består av flere steg der formålet er å dokumentere tilstanden til konstruksjonen. Det involverer å finne eventuelle skader og årsaken til skadene, skadeomfanget, reparasjonsbehov, vurdere beste reparasjonsmetode, behov for en rehabilitering og vurdere resterende levetid.

### 4.1. Oppbygning av tilstandskontroll

Det finnes mange nivåer av oppgaver innunder tilstandskontroll og overvåkning av tilstanden til konstruksjoner. Det er god praksis å ha en plan, rutine for inspeksjoner og et drift- og vedlikeholdsprogram.

Vegvesenet har satt opp en liste for oppgaver som skal inngå i inspeksjon av bruer: [41]

- Utarbeidelse av inspeksjonsplan
- Utarbeidelse av inspeksjonsprogram
- Gjennomføring av inspeksjoner
- Registrering av inspeksjonsresultater
- Tilstandsvurdering og tiltaksbeskrivelse
- Dokumentasjon og statistikker

#### 4.1.1. Inspeksjonsplan

Inspeksjonsplan skal utarbeides etter Statens vegvesen håndbok 147 - Forvaltning, drift og vedlikehold av bruer, denne inspeksjonsplanen skal ligge i BRUTUS. En inspeksjonsplan skal inneholde en oversikt over oppmåling, materialundersøkelser og inspeksjoner som skal gjøres på brua, samt hvilket tidsintervall de skal gjennomføres i. Inspeksjonsplanen skal også inneholde tidligere avklarte problemområder, samt praktisk informasjon for gjennomføring av inspeksjoner, som tilgang og utstyr som kreves for å få god tilkomst til brua.

#### ***4.1.2. Inspeksjonsprogram***

Inspeksjonsprogrammet skal inneholde oversikt over alle planlagte inspeksjoner, oppmåling og materialundersøkelser. De forskjellige handlingene planlegges etter retningslinjene som ligger i inspeksjonsplanen for den enkelte brua. BRUTUS vil på grunnlag av inspeksjonsplanen lage et inspeksjonsprogram.

#### ***4.1.3. Gjennomføring av inspeksjon***

Gjennomføring av inspeksjoner er å utføre de planlagte inspeksjoner, oppmåling og materialundersøkelser. Det skal være gjennomført innen gjeldende år.

#### ***4.1.4. Registrering av inspeksjonsresultat***

Registrering av inspeksjonsresultater gjøres ved å legge resultatet av inspeksjonen med alle skader og potensielle problemer inn i BRUTUS.

Ut i fra resultatene gjøres det en tilstandsvurdering og tiltaksbeskrivelse der tilstanden til hvert enkelt element og hele brua blir vurdert og eventuelle vedlikeholdsbehov blir avklart og beskrevet.

#### ***4.1.5. Dokumentasjon og statistikker***

Dokumentasjon og statistikker er en del av kvalitetssystemet som brukes til å dokumentere at målene for inspeksjonene er oppnådd, og for å gi et grunnlag for å kunne styre inspeksjonsrutinene best mulig.

### **4.2. Inspeksjonstyper**

Etter at byggingen av ei bru er ferdigstilt og avsluttet, opprettes inspeksjonsplanen og inspeksjonssyklusene startes. De første inspeksjonene som blir gjort rett etter overlevering av brua, er: [41] [42] [2]

- ferdigbefaring
- reklamasjonsbesiktelse

Ferdigbefaring med tilhørende dokumentasjon på oppmåling og materialundersøkelser er den første inspeksjonen på ei ny bru og gir grunnlaget for videre inspeksjonsplan.

Reklamasjonsbesiktelse er periodiske befaringer i reklamasjonsperioden for å finne eventuelle problemområder som er dekket av reklamasjon.

Ferdigbefaring og reklamasjonsbesiktelse utføres også etter større rehabiliteringer, drift- og vedlikeholdstiltak eller fornyelser.

På eksisterende bruer skal det foretas rutinemessige inspeksjoner på bruene ut levetiden. De forskjellige inspeksjonene som blir utført har ulik grad av hvor omfattende de er. De forskjellige inspeksjonene som vegvesenet bruker er delt inn i fire kategorier:

- Enkel inspeksjon
- Hovedinspeksjon
  - o Hovedinspeksjon kabel
  - o Hovedinspeksjon under vann

I tillegg har de:

- Spesialinspeksjon

Dette er for å supplere spesielle problematiske områder eller for spesielle problemstillinger.

#### ***4.2.1. Enkel inspeksjon***

En enkel inspeksjon involverer en enkel visuell kontroll av alle konstruksjonsdelene som er over bakke eller vann. Det er ikke vanlig å utføre noe oppmåling eller materialundersøkelser. Formålet med en enkel inspeksjon er å kontrollere om det er noen skaller som kan påvirke bruas yteevne (bæreevne, trafikkikkerhet, drift og vedlikehold).

Det generelle kravet er at enkel inspeksjon skal utføres en gang i året, men for mindre bruer med total lengde på mindre enn 10 meter og uten vanngjennomløp kan intervallet utvides til en inspeksjon hvert andre år.

#### ***4.2.2. Hovedinspeksjon***

En hovedinspeksjon involverer at hele brua skal i gjennom en tilstandskontroll for å kontrollere at den har tilstrekkelig yteevne. I tilstandskontrollen skal det også utarbeides eventuelle drift- og vedlikeholdstiltak for å sikre tilstrekkelig yteevne, samt kostnadsoverslag for disse tiltakene.

Tilstandskontrollen involverer en visuell kontroll av hele konstruksjonen. Hvis det er mistanke eller tidligere bekreftet setningsskader eller forflytninger av konstruksjonen, skal det utføres en oppmåling. Det skal også gjøres en måling av sporslitasje og kontroll av gjenværende slitelag. I tillegg skal det utføres en stikkontroll av materialene på konstruksjonen. Omfanget av materialkontrollen vurderes ut i fra tidligere undersøkelser og visuellkontroll, og kan kuttes ut hvis det vurderes som tilrådelig.

Hovedinspeksjoner skal generelt gjennomføres hvert 5. år. For mindre bruer med total lengde på mindre enn 10 meter og uten vanngjennomløp, kan intervallet utvides til en inspeksjon hvert 10. år hvis tidligere inspeksjoner og vedlikeholdsansvarlig mener det er forsvarlig. Er brua mer enn 50 år gammel skal den ha hovedinspeksjon hvert 5. år.

#### ***4.2.3. Hovedinspeksjon kabel***

Hovedinspeksjon kabel er en tilstandskontroll på strekkelementer og innfestningene som hører til. Det skal også utarbeides eventuelle drift- og vedlikeholdstiltak for å sikre tilstrekkelig yteevne, samt kostnadsoverslag for disse tiltakene.

Tilstandskontrollen involverer en nær visuell kontroll der inspektøren er så nærme at strekkelementet kan berøres. Dette kravet kan kun fravikes hvis det med sikkerhet er mulig å oppdage eventuelle skader på avstand. Det skal også utføres en oppmåling der det er nødvendig. Det skal også utføres en stikkontroll av materialene på konstruksjonen det det blir vurdert å være nødvendig.

#### ***4.2.4. Hovedinspeksjon under vann***

Hovedinspeksjon under vann er en tilstandskontroll av fundamenter og konstruksjonsdeler under vann, samt bunnforhold. Det skal også utarbeides eventuelle drift- og vedlikeholdstiltak for å sikre tilstrekkelig yteevne, samt kostnadsoverslag for disse tiltakene.

Tilstandskontrollen involverer en nær visuell kontroll der inspektøren er så nærme at fundamenter og konstruksjonsdeler kan berøres. Det skal kontrolleres om det er noe pågående erosjon på bunnen. Der det er mistanke om erosjon skal det utføres en oppmåling. Det skal også utføres en stikkontroll av materialene på konstruksjonen det det blir vurdert å være nødvendig.

Tidsintervallene for hovedinspeksjon under vann er 5 år for bruer, men ved erosjon på bunnen må det vurderes om det er nødvendig med hyppigere kontroll.

#### 4.2.5. Spesialinspeksjon

Spesialinspeksjon brukes for en grundigere undersøkelse av skader eller skadeårsaker som har blitt avdekket i tidligere inspeksjoner eller skademeldinger.

Spesialinspeksjon omfatter kontroll av utsatte eller skadede konstruksjonsdeler, men det kan også være nødvendig å kontrollere hele brua. Den involverer visuell kontroll, oppmåling og materialundersøkelser etter behov.

### 4.3. Skader

Med skader på konstruksjoner menes fysiske endringer som gjør at konstruksjonen ikke lenger har den yteevnen den var tiltenkt. Det kan være at den ikke har nødvendig sikkerhet/pålitelighet, eller det kan være forandringer som gjør at konstruksjonen ikke fungerer som tiltenkt. I *Statens vegvesen håndbok 136 - Inspeksjonshåndbok for bruer*, har de delt inn skader i 9 hovedkategorier, med tilhørende underkategorier, Tabell 22.

Tabell 22: Skader som inndelt i BRUTUS, håndbok 136 - Inspeksjonshåndbok [42]

<b>10</b>	<b>Materialuavhengige skader:</b>	
11	Setninger:	Vertikal bevegelser i grunnen og av elementer i grunnen.
12	Bevegelse:	Rotasjon/forskyving av elementer i forhold til opprinnelige posisjon.
13	Deformasjon:	Bøying, (nedbøying, utbøying o.l.) av elementer.
14	Riss/Sprekk:	Alle typer riss og sprekker.
15	Brudd:	Gjennomgående skade eller brudd i elementer og forbindelsesmidler
16	Skade på overflatebehandling:	Skade på overflatebehandling på stål, tre og betong.
17	Lekkasje/fukt:	Lekkasje av vann i materialer, fuger o.l. Gjentatt nedfukting kan føre til skade.
18	Misfarging:	Tilsmussing av f.eks. rustvann, graffiti og annen misfarging.
<b>20</b>	<b>Skade i grunnen:</b>	
21	Innsnevring:	Innsnevring av vanngjennomløp på grunn av oppsamling av løsmasser, hogstavfall o.l.
22	Erosjon:	Erosjon over og under vann, Erosjon av skrånninger og fyllinger. Erosjon i bekker, elver og sund. Under graving av fundament.
<b>30</b>	<b>Skade på betong:</b>	
31	Liten/skadet overdekning:	Overdekning som er for liten til å gi armeringen tilstrekkelig beskyttelse mot korrosjon, dvs. er karbonatisert, infisert av klorider o. l.
32	Forvitring:	Forvitring av betong på grunn av ytre eller indre påvirkninger, som frost eller alkali-kisel reaksjoner, dvs. tilslag (sandfraksjoner) som inneholder mineraler som reagerer kjemisk med sementen og fører til oppsprekking av betongen.
33	Støpesår:	Sår i betongen som skyldes dårlig utstøping/komprimering.
34	Bom:	Heftsvikt og delaminering.
35	Avskalling:	Alle typer avskalling.
36	Armeringskorrosjon:	Korrosjon på slakkarmering og/eller spennstål.
37	Utvasking:	Utvasking av betong i vann.
<b>40</b>	<b>Skade på stål:</b>	
41	Løse skruer/nagler:	Løse skruer og nagler i stålkonstruksjoner, rekkverk o.l. nagler.
42	Korrosjon:	Korrosjon på elementer i stål.
43	Slitasje/gnisning:	Slitasje og/eller gnisning på kabler, hengestag o.l.
44	Trådbrudd:	Brudd på tråder i bærekabler og/eller hengestag av kabel.
<b>50</b>	<b>Skade på stein</b>	
51	Utglidning:	Utglidning av en eller flere steiner i landkar, pilarer, hvelv o.l.
52	Utrasing:	Utrasing av steinkjegler o.l.
<b>60</b>	<b>Skade på tre:</b>	
61	Oppflising:	Oppflising av treverk, brekkasje.
62	Råte.	Råte på treverk



<b>70 Skade på slitelag/fuktisolasjon:</b>	
71 Sporslitasje:	Slitasje fra trafikk.
72 Ujevnheter:	Alle typer ujevnheter på slitelag unntatt sporslitasje.
73 Krakelering:	Krakelering/hull i slitelag av asfalt og betong.
74 Blæring (paddehatter)	Kuleformede opphøyninger i slitelag asfalt.
75 Avflaking:	Avflaking av slitelag av asfalt, epoksy o.l.
<b>80 Mangel:</b>	
81 Manglende reingjøring:	manglende fjerning av sand, grus, o.l. som kan føre til at andre skadetyper utvikler seg.
82 Manglende del:	Mangel av hele eller deler av elementer.
83 Manglende Opprydding/ fjerning:	Manglende opprydding etter bygging eller manglende fjerning av forskaling, stag, vegetasjon på/ved brua, ting som er lagret under brua, osv.
90 Annen skade/mangel	

En skade kan bestå av flere skadetyper og ha flere drivkrefter for at den har oppstått.

Disse kategoriene gir en kode for de forskjellige skadene som Statens vegvesen bruker når de registrerer skader i BRUTUS.

#### 4.4. Skaderangering

I tillegg til å kategorisere skadene, blir de også rangert etter hvor alvorlige skadene er (skadegrad) og etter hvilke funksjoner de berører (skadekonsekvens). I *håndbok 136 – Inspeksjonshåndbok for bruer, 2000*, er skadegrad angitt som fire kategorier med en kode 9 for ikke inspiserte skader: [42] [2]

1. liten skade/mangel, ingen tiltak nødvendig
2. middels skade/mangel, tiltak i løpet av 4-10 år
3. stor skade/mangel, tiltak i løpet av 1-3 år
4. kritisk skade/mangel, tiltak straks eller senest innen  $1/2$  år
9. ikke inspisert.

Skadegraden settes ved inspeksjon, og eventuelle lab-analyser, statiske beregninger og kostnadsanalyser hvis det er nødvendig.

Skadekonsekvens beskriver hvilke funksjon som er berørt av en skade. Det kan være konsekvenser på selve brua eller miljøer rundt. Skadekonsekvens har også fire kategorier angitt under.

- B. Skade/mangel som truer bæreevnen
- T. Skade/mangel som truer trafiksikkerheten
- V. Skade/mangel som kan øke vedlikeholdskostnadene
- M. Skade mangler som kan påvirke miljø/estetikk

En skade kan komme inn under flere skadekonsekvenser. Når skader registreres og kategoriseres, brukes skadegrad og skadekonsekvens sammen for å gi et bilde på hvor alvorlig skaden er.

#### 4.5. Skadeårsaker

For å sikre en varig reparasjon av en skade, er det av interesse å finne skadeårsaken for å kunne hindre fremtidig utvikling av nye skader. Årsak til skader kan være enkelhendelser eller sammensatte hendelser. Vegvesenet har kategorisert skadeårsaker i ni kategorier med tilhørende underkategorier. Hovedkategoriene er gjengitt under: [42]

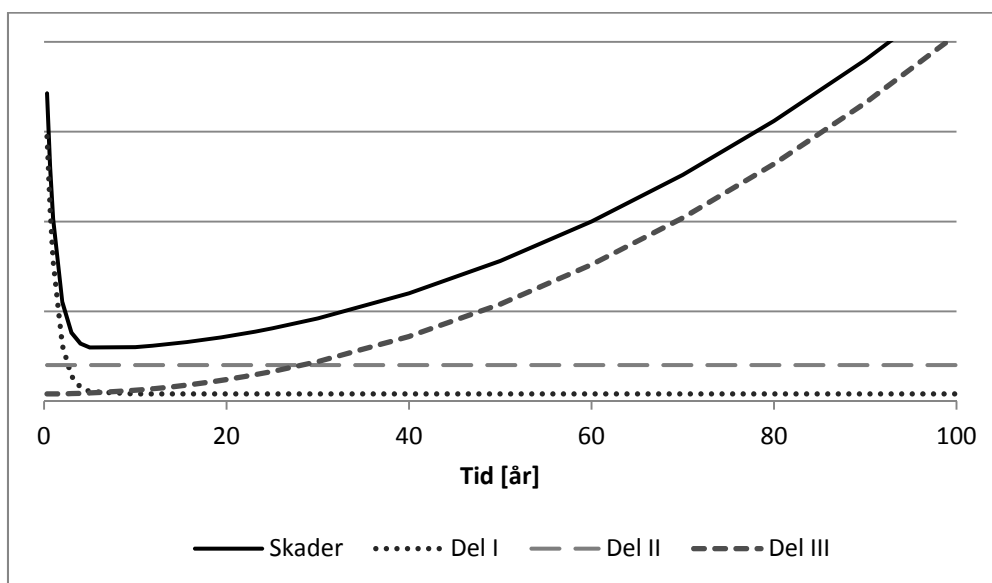
1. Prosjekteringsfeil: mangelfullt regelverk, avvik fra standarden, feil materialvalg, feil i beregninger, feil utforming

2. Materialfeil: feil i sammensetning (proporsjonering) av betong, feil med fastheten til materialet, laminering eller oppsprekking, alkaliereaktivt tilslag, innstøpte klorider.
3. Utførelsesfeil: stilas-setning ved bygging, feilplassert armering, feil utstøpning, manglende bearbeiding, manglende herdetiltak, for tidlig belastning av betong, monteringsfeil
4. Manglende drift/vedlikehold
5. Miljøangrep: frostangrep, kloridangrep, karbonatisering, utlutning, biologiske angrep, kjemiske angrep
6. Belastning: overbelastning fra trafikklast, jordtrykk, islast, strømlast, vindlast, temperatur, svinn/kryp, overlast slitelag
7. Ulykkeslast: påkjørsel, påsegling, flom, jord-/snøskred, eksplosjon, brann
8. Bruksskade: normal nedbrytning/slitasje, følgeskade, brøyteskade, hærverk
9. Annen/ukjent

Mens det kan være enkelt å se en skade, er det ikke alltid like enkelt å finne årsaken til skaden. Når skader registreres i BRUTUS, er det derfor ikke nødvendig å angi skadeårsak.

#### 4.6. Skader fordelt over tid.

For å illustrere når i livsløpet skader dukker opp på en konstruksjon, brukes ofte en badekarkurve, Figur 24.



Figur 24: Badekarkurve

Skadeårsakene er her delt inn i tre deler:

- Del I: I begynnelsen av en konstruksjons levetid vil det ofte bli oppdaget en del feil ifra prosjektering og byggefase. Denne typen skader blir ofte avdekket via overtagelses- eller reklamasjonsinspeksjon, og utbedres som en del av reklamasjonsarbeid for nye konstruksjon.
- Del II: I den andre delen er skaden gjerne konstant eller avhengig av trafikken på brua gjennom levetiden, som bruksskader, ulykkeskader m.m.. Skader som blir avdekket av rutineinspeksjoner og holdes i sjakk med løpende vedlikehold.
- Del III: den siste delen av skadene er gjerne tidsavhengige skader som materialdegradering eller følgeskader av materialdegradering. Det kan være korrosjon for stål, råte for tre og oppsprekking og avskalling for betong. Skader

som bruker lang tid på kommer frem og svekker konstruksjonen. Det at materialene blir sveket over tid, gjør også at andre typer skader kan komme frem. Når de kommer, er de ofte av en sånn betydning at det kreves en større rehabilitering for å bli utbedret.

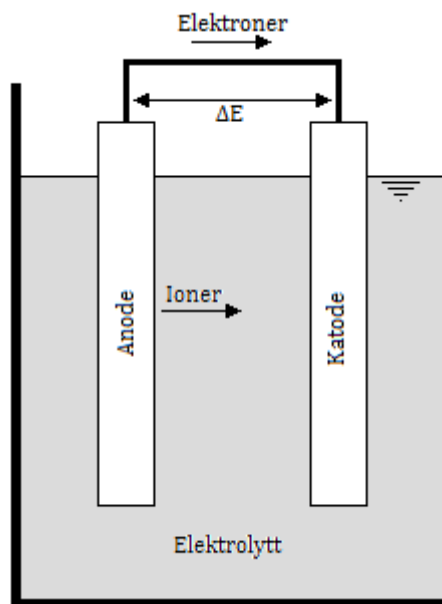
#### 4.7. Aldringsmekanismer på stål

For stål er det hovedsakelig to tidsavhengige skademakansimer: korrosjon og utmatting. For løpende vedlikehold er det korrosjon som er hovedproblemet.

##### 4.7.1. Korrosjon

Korrosjon er en tidsavhengig nedbrytningsprosess forårsaket av omgivelser, der omgivelsene bidrar til at det kan skje en reaksjon som bryter ned materialet. Denne nedbrytningen kan enten skje i form av tæring/forvitring av materialet eller ved at materialeegenskapene forandres.

Denne nedbrytningsprosessen foregår som en elektrokjemisk reaksjon som vist i Figur 25, der en anode (positiv pol) og en katode (negativ pol) er fysisk koblet sammen og nedsenket i et ledende medium som kalles en elektrolytt. Katoden har høyest korrosjonspotensiale (-) og anoden har lavest korrosjonspotensiale (+). Atomene i anoden vil da gi fra seg elektroner som strømmer over til katoden, noe som resulterer i at anode-ioner blir frigitt i elektrolytten. Over tid vil anoden korrodere bort.



Figur 25: Den elektrokjemiske prosessen ved korrosjon [34]

Forhold som omgivelsene kan påvirke som fremmer korrosjon, kan være høy temperatur, lav pH-verdi, tilgang på klorider, oksidasjonsmidler, strømninger og blanding av metaller med forskjellige potensiale.

I tilfeller med korrosjon på konstruksjoner er det kritiske at tverrsnittet blir mindre, noe som gjør at kapasiteten blir mindre. Videre utvider jern seg når det går over til rust, slik at det i tillegg til å miste tverrsnitt kan forårsake oppsprekking og avskalling på betongkonstruksjoner.

Korrosjon på konstruksjoner som bruer forekommer for det meste i forbindelse med stål. For stålbruer er hele konstruksjonen utsatt for korrosjon, for betong- og trebruer er det delene i stål som er utsatt for korrosjon, for betongbruer er det armering,

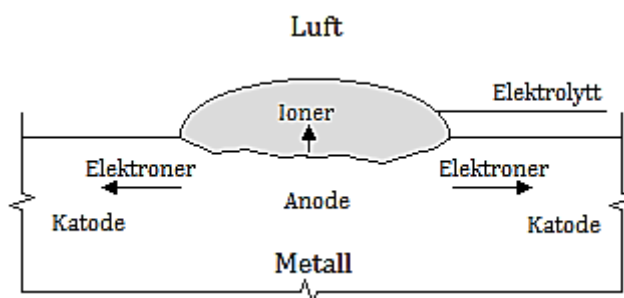
innfestninger, konsoller m.m., og for trebruer er det stål i knutepunkt, innfestninger, spennstål, m.m..

Korrosjon er ofte definert som degradering av materialegenskaper som et resultat av kjemiske reaksjoner med miljøet. Korrosjon kan bli delt inn i flere kategorier basert på materialet, miljø eller type skader. Basert på skadetyperne kan man fordele de forskjellige korrosjonsskadene inn i følgende kategorier:

- Uniform korrosjon/jevn korrosjon
- Pitting korrosjon/groptæring
- Spaltekorrosjon
- Galvanisk korrosjon
- Erosjonskorrosjon
- Biologisk korrosjon
- Interkrystallinsk korrosjon (Selektiv korrosjon)
- (Spenningskorrosjon)

Under er det beskrevet kort om de forskjellige typene korrosjon. [34] [43] [44]

**Jevn korrosjon** er resultatet av en elektrokjemisk reaksjon som skjer over hele den eksponerte overflaten med tilnærmet samme korrosjonsrate. På en metalloverflate kan det oppstå lokale anoder og katoder når overflaten får tilgang på fuktighet, som vist i Figur 26. Dette vil resultere i en jevn korrosjon over hele overflaten, som igjen vil føre til at metallens tverrsnitt blir tynnere. Dette kan resultere i brudd på grunn av at kapasiteten til tverrsnittet blir mindre.



Figur 26: Korrosjon under en vanddråpe

**Gropkorrosjon** er karakterisert med en høy korrosjonsrate på et lite punkt på overflaten. Det forekommer vanligvis ved feil eller skader i overflatebehandling som egentlig skal hindre korrosjon, men det kan også forekomme ved at et metalls naturlige korrosjonsbeskyttelse (passivfilm på overflaten) blir punktert. For at en passivfilm skal kunne virke som korrosjonsbeskyttelse, må den være kontinuerlig, og hvis den blir brutt ved eventuelle brudd eller punkteringer må den klare å «reparere» seg ved å regenerere ny passivfilm. Halogen-ioner (det kan være fluorid ( $F^-$ ), klorid ( $Cl^-$ ), bromid ( $Br^-$ ), jodid ( $I^-$ ) eller astatid ( $At^-$ )) har vist seg å kunne bryte ned og hindre regenerering ny passivfilm. Punktkorrosjon kan ofte observeres i miljø med tilgang på halogen-ioner. Tiden som kreves for å starte punktkorrosjonen er avhengig av temperatur og sammensetning av miljø. Typisk avtar initieringstiden logaritmisk etter som konsentrasjonen av halogen-ioner øker. Når korrosjonen først har startet, kan den være flere ganger høyere i bunnen av en grop enn rundt gropen. Dette er en alvorlig type korrosjon som kan føre til stor reduksjon av tverrsnitt på lokale punkter, som gjør at den kan være vanskelig å oppdage og spesielt kritisk med tanke på tverrsnittsarealet.

**Spaltekorrosjon** kan forekomme når en profil eller overflate av et materiale har et lokalt område som har dårlig sirkulasjon slik at de kan få et eget lokalt miljø. Disse områdene kan være spalter/sprekker eller andre bortgjemte områder. Som et resultat av dårlig

gjennomstrømning, kan miljøet i disse områdene bli oksygenfattige i forhold til hovedmiljøet. Denne forskjellen kan føre til korrosjonsangrep. Aluminium og rustfritt stål som er avhengig av oksygen for å opprettholde korrosjonsbeskyttelsen sin, og er ekstra utsatt for dette, men det kan forekomme på alle metaller. Det er heller ikke noe krav om at det som lager spalten er metall. På samme måte som gropkorrosjon kan en lang initieringsperiode være nødvendig for å starte angrepet, men når det først har startet kan korrosjonsraten være flere ganger større i sprekken enn utenfor.

**Galvanisk korrosjon** forekommer når to metaller med forskjellig korrosjonspotensialer (elektrokjemiske egenskaper) er koblet sammen så de kan transportere elektroner og har tilgang på en strømledende løsning (elektrolytt). Dette vil skape et samlet potensiale som ligger mellom de opprinnelige korrosjonspotensialene til metallene. Det vil fungere som en drivkraft for at det metallet som har det laveste frie korrosjonspotensialet (minst edle) korroderer bort og det metallet som har det høyeste frie korrosjonspotensialet (mest edle) ikke vil korrodere. Effekten av galvanisk korrosjon kan brukes til å beskytte stålkonstruksjoner som skal stå i maritime miljø ved at man kobler på offeranoder av sink. Fordi sink har et lavere korrosjonspotensiale enn stål, vil sinken korrodere og beskytte stålet.

**Erosjonskorrosjon** innebærer ofte en strømning eller bevegelser i en løsning eller gass som bidrar til hurtigere korrosjon. Det kan være ved at strømningene akselererer selve korrosjonsprosessen eller ved å hindre at det får dannet seg passivfilm på overflaten.

**Biologisk korrosjon** kommer av biologiske organismer som påvirker metallet. Denne påvirkningen kan komme i form av at de lager et korrosivt miljø, lager elektrolyteceller på metalloverflaten, forstyrrer passivfilmen, påvirker forekomsten av anodisk eller katodisk reaksjoner eller endrer miljø sammensetningen. Det arter seg ofte som gropkorrosjon, slik at det er viktig å påvise at det er bakterier som påvirker korrosjonen.

**Interkrystallinsk korrosjon** forekommer i legeringer som er fremstilt av to eller flere metaller som først er smeltet sammen for så å størkne. I størkningsprosessen dannes det krystall som videre vokser sammen til alt er fast materiale. I denne prosessen kan sammensetningen og egenskapene til feltene mellom krystallene og innsiden av krystallene ha en betydelig forskjell. Det finnes mange metoder for å gjøre disse forskjellene minst mulig, men det er umulig å eliminere dem helt. Som et resultat kan noen miljø føre til at legeringer starter å korrodere raskt i områdene mellom krystallene. Dette er referert til som intergranulær korrosjon. Når intergranulær korrosjon forekommer, kan overflaten av materialet se ut som om det ikke er noe angrep, men den mekaniske styrken av legeringen kan svekkes langsomt eller raskt inntil materialene går i stykker under en hvilken som helst påført last eller til individuelle korn begynner å falle ut slik at materialet faller fra hverandre.

**Spenningskorrosjon** er definert som en forsinket svikt av legeringer ved sprekkdannelse når de utsettes for visse omgivelser i nærvær av statiske strekkspenninger. Spenningskorrosjon oppstår på steder det er spenninger. Vanligvis er det meste av overflaten av metallet eller legeringen fri for korrosjon, men likevel går det fine/tynne sprekker gjennom overflaten på de punktene med spenninger. Avhengig av legeringen og korrosjonskombinasjonen kan sprekkdannelser være langs grensene av korn eller igjennom korn. Graden av sprekkevækst kan variere sterkt og påvirkes av spenningsnivå, temperatur, konsentrasjon og type av korrosjonsmiljø. Det spenningsnivået som vil kunne føre til brudd, er langt under det som er vanlig flytspenning til materialet. I visse tilfeller kan det bli brudd med spenningen på 10% av flytspenningene. Korrosjon uten belastning fører ikke spenningskorrosjon. Alle metaller er potensielt utsatt for spenningskorrosjon

#### **4.7.2. Korrosjonsutmatting**

Korrosjonsutmatting er miljøakselerertutmatting som resultat av korrosjon kombinert med sykliske laster. Det er en tilstand som er ganske lik spenningskorrosjon, men der spenningskorrosjon forekommer under statiske spenninger forekommer korrosjonsutmatting under sykliske laster.

Når metallet utsettes for et korrosivt miljø, senkes evnen til å motstå utmatting på grunn av den elektrokjemiske reaksjonen. Spenningen som kreves for å initiere og drive sprekken fremover er lavere enn ved ikke-korrosivt miljø. Derfor blir utmattelseslevetiden redusert.

For beregninger blir det tatt hensyn til korrosjonsutmatting når det velges SN-kurver med hensyn på miljøet konstruksjonen står i. For landkonstruksjoner er beskyttelsen for korrosjonsutmatting det samme som beskyttelsen for vanlig korrosjon. For så å ta høyde for utmattingen på andre måter.

#### **4.7.3. Beskyttelse og rehabilitering for stål**

For å beskytte stålet mot korrosjon, er det flere metoder som blir brukt. De kan ofte deles inn i aktiv og passiv beskyttelse.

Aktiv beskyttelse er et system som manipulerer korrosjonsprosessen ved at det metallet som skal beskyttes får et høyere korrosjonspotensiale enn omgivelsene, ofte ved at det er påsatt strøm og offeranoder på stålet. Dette gjør at korrosjonen blir overført til anoden og stålet ikke korroderer.

Passive systemer beskytter stål mot korrosjon ved enten å fjerne det korrosive miljøet eller å sørge for at stålet har tilgang til en offeranode. Det finnes også katodiske belegg som forkromming og lignende, men de er lite egnet til bruk på store konstruksjoner. For landkonstruksjoner er det stort sett bare overflatebehandling som blir brukt som passiv korrosjonsbeskyttelse.

Overflatebehandling kan være organiske, keramiske og metalliske belegg. For bruk er det mest aktuelt med organiske og metalliske belegg.

Organiske belegg er ofte en maling eller lakkering bestående av flere strøk med forskjellige egenskaper.

- Innerste strøket (grunnstrøk) er gjerne iblandet sinkpartikler for å gi stålet en katodisk effekt, eventuelt andre stoffer som hindrer at stål korroderer.
- Mellomste strøket (mellomstrøk) er et barrierebelegg som skal hindre tilgang på fuktighet som kan fungere som elektrolytt inn til stålet.
- Siste strøket (toppstrøk) har som hovedoppgave å beskytte de andre strøkene fra UV-stråler fra solen.

Belegget har som hovedformål å hindre at fuktighet får tilgang til stålet i konstruksjonen, men har det innerste strøket som en ekstra sikring hvis belegget skulle bli skadet.

Metalliske belegg blir hovedsakelig utført ved elektrolytisk belegning, varmedypping eller sprøyting. Det kan gjøres med mange forskjellige metaller, men for store konstruksjoner er det som oftest en type forsinking. Forsinking fungerer som galvanisk korrosjon som er beskrevet tidligere, men som overflatebehandling legges det på sink som vil fungere som anode og beskytte stålet. Varmforsinking benyttes ved at ståldeler blir dyppet i flytende sink, noe som gir stålet en relativt tykk beskyttende overflatebehandling etter nedkjøling. Kaldforsinking er sink oppløst i et bindemiddel som påføres stålet som maling. Av kald- og varmforsinking gir varmforsinking den mest

slitesterke overflatebehandlingen, men den må påføres på stålelementene før montering. Kaldgalvanisering kan gjøres i ettertid på stedet, men vil da kun bli påført flater som er eksponert.

Ved rehabilitering av stålelementer som er angrepet av korrosjon, er den generelle regelen at korrosjonen fjernes, enten med sliping, sandblåsing eller annen mekanisk behandling. Deretter blir stålelementet rengjort og gitt beskyttelse i form av enten aktiv eller passiv beskyttelse.

Ved alvorlige korrosjonsangrep kan det være nødvendig å bytte ut eller forsterke elementer på brua.

#### **4.8. Aldringsmekanismer på betong**

Armert betong er et kompositt materiale som har både stål og betong i seg, noe som resulterer i at materialet er utsatt for degraderingsmekanismer for stål og betong. Noen av de vanligste degraderingsmekanismer for armert betong er:

- Armeringskorrosjon
  - o Karbonatisering
  - o Klorider
- Avskalingskader
- Frost
- Alkalireaksjon
- Sulfatangrep

##### **4.8.1. Armeringskorrosjon**

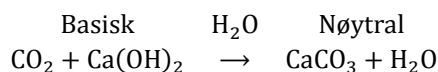
Armeringskorrosjon kan føre til oppsprekking og avskalling av betongen, samt en tverrsnittsreduksjon av selve armeringen. Det er hovedsakelig to mekanismer som kan starte armeringskorrosjon: korrosjon på grunn av karbonatisering av betongen og/eller klorider i betongen. [45]

###### *4.8.1.1. Karbonatisering*

Fersk betong har en svært høy pH-verdi på 12,5-14 på grunn av et høyt innhold av kaliumhydroksid i betongen. Den høye pH-verdien gjør at betongen fungerer som en beskyttende overflatebehandling for den innstøpte armering, som da danner en beskyttende oksidfilm (passivfilm) på overflaten mellom jern og betong.

Etter hvert som betongen er i kontakt med luft, vil luften diffundere langsomt inn i betongen. Med tilgang på fuktighet (H<sub>2</sub>O) og karbondioksid (CO<sub>2</sub>) skjer det en karbonatiseringsprosess der karbondioksid (CO<sub>2</sub>) fra luften reagerer kjemisk med betongens innhold av kalsiumhydroksid (Ca(OH)<sub>2</sub>) og danner kalsiumkarbonat (CaCO<sub>3</sub>). Resultatet av denne karbonatiseringen gir en hardere betong, men virker samtidig nøytraliserende og senker pH-verdien i betongen. Når pH-verdien til betongen når et nivå på ca. 9, vil ikke armeringen lengre være beskyttet mot korrosjon.

Reaksjonslikningen er:



Karbonatiseringsprosessen går fra betongens overflate og innover i betongen. Ved å måle karbonatiseringsdybden i forhold til armeringens overdekning, vil en kunne kartlegge faren for korrosjon når følgende betingelser er oppfylt:

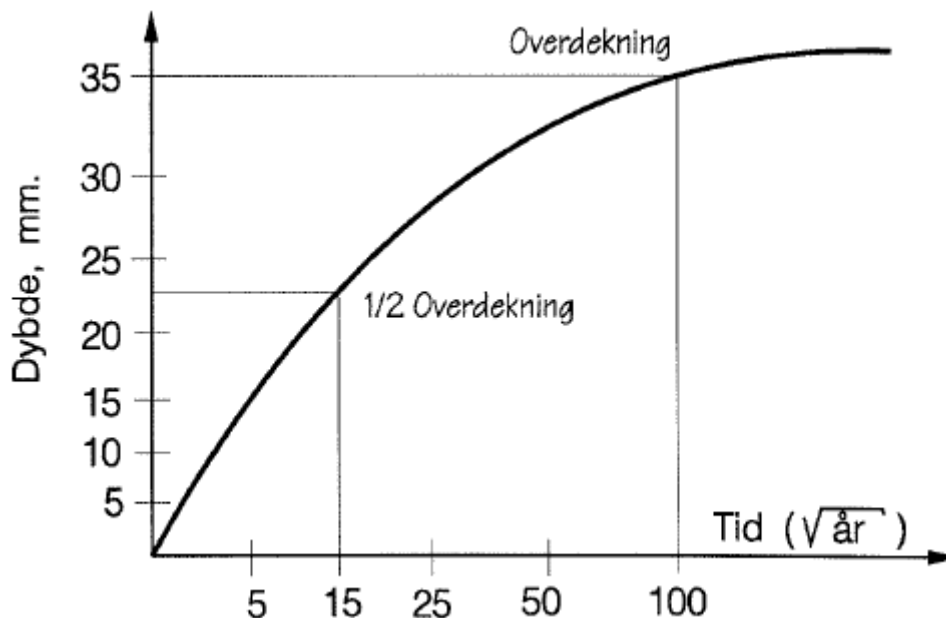
- tilgang på luft

- tilstrekkelig fuktighet i betongen
- god elektrisk ledningsevne i betongen

For utvendige konstruksjoner vil disse betingelsene svært ofte være oppfylt.

For påvisning av karbonatiseringsdybde på en betongkonstruksjon, benyttes det en pH-indikator. Ofte brukt indikator er fenolftalein-løsning som gir utslag ved en pH-verdi på ca. 8,0-9,6. For å få en indikasjon på om betonger ikke er karbonatisert, påføres indikatoren på en fersk bruddflate på betongen. Det er vanlig å bore inn i betonger og sprute fenolftalein-indikatoren inn i borehullet. Fenolftalein-indikatoren får en sterk rosafarge når den kommer i kontakt med pH-verier på over 8,6-9. Når støvet som kommer ut av borehullet gjør at indikatoren skifter farge, er man inne i ikkekarbonatisert betong. Ved å måle dybden på hullet, finner man karbonatiseringsdybden.

Karbonatiseringsfronten som funksjon av tid kan beskrives som «roten-av-tid-funksjon». Hvis overdekningen doubles, bruker karbonatiseringsfronten dermed fire ganger så lang tid på å nå armeringen. Dette er illustrert i Figur 27.

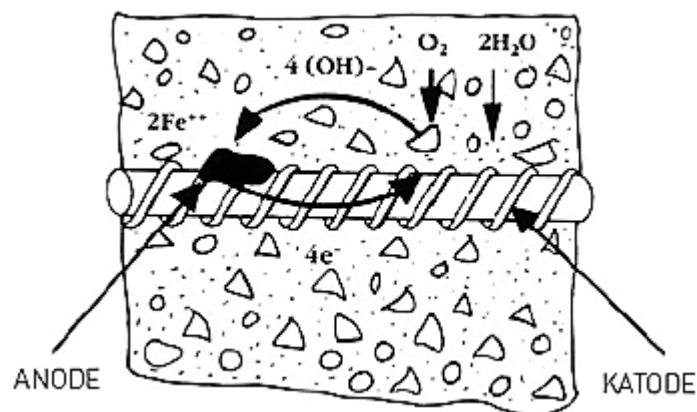


Figur 27: Karbonatiseringsfront som funksjon av tid [46]

#### 4.8.1.2. Klorider

Klorider ( $\text{Cl}^-$ ) i betong kan føre til armeringskorrosjon selv om armeringen ligger i ukarbonatisert betong. Oppløste klorider i porevannet som kommer i kontakt med armeringen, kan binde seg til armeringsoverflaten og reagere kjemisk med passivfilmen og dermed bryte ned den beskyttende overflaten. Korrosjon forårsaket av klorider er spesielt farlig fordi det ofte kan bli dannet svært lokale anoder på armeringsjernet, noe som resulterer i groptæring (pitting), vist i Figur 28.





Figur 28: Viser anode/katode for kloridindusert armeringskorrosjon [46]

Det er mange faktorer som spiller inn på hvilke kloridkonsentrasjon som er kritisk. Disse faktorene er sementens kjemiske sammensetning, tilslag og tilsetningsstoffer, v/c-tall, betongens karbonatisering/pH-verdi, temperatur og miljøbetingelser. Det er altså ikke et entydig svar på hva som er akseptabelt kloridnivå, men ut i fra empiriske data har man kommet frem til noen veiledende grenser for kloridinnhold, se Tabell 23.

Tabell 23: Kloridione-konsentrasjon og sannsynlighet for korrosjon [47]

Kloridione-konsentrasjon i % av betongens sementvekt:	Sannsynlighet for korrosjon:
Under 0,4	Neglisjerbar
Mellom 0,4 - 1,0	Mulig
Mellom 1,0 - 2,0	Meget sannsynlig
Over 2,0	Sikker

Når kloridinnhold kombineres med karbonatisering av betong, blir grensene for skadelig klorider lavere. Da regnes grensen for mulig korrosjon til 0,2 % av sementvekten.

Kloridinitiert korrosjon vil bare oppstå når fuktighetsinnholdet i betongen er mellom RF 50 - 100 %. Risikoen er størst ved RF = 85 %.

Kilder til klorider er vanligvis sjøvann eller veisalt. Tidligere kunne det bli blandet og støpt inn i betongen, men i senere tid har kloridholdige tilslag blitt utelukket fra betongproduksjon.

Det finnes mange forskjellige tester for kloridinnhold av betong. Felles for dem er at de er kjemiske analysemetoder som hovedsakelig baserer seg på å løse de kloridene som er i en betongprøve og beregne kloridinnholdet ut fra konsentrasjonen på løsningen.

Prøvene er vanligvis kjerneprøver eller betongpulver som er boret ut. Hvis det er betongpulver som er boret ut, er det ofte av interesse å ta flere prøver i samme borehull ved forskjellige dybder. På den måten kan det lages et bilde av kloridkonsentrasjonen innover i konstruksjonen og rundt den dybden armeringen ligger på.

#### 4.8.1.3. påvisning av armeringskorrosjon

Fordi korrosjonen tar mye større plass enn stålet, pleier armeringskorrosjon å bli synlig ved at betongen sprekker opp. Det kan være avskalling så armeringen blir synlig eller bare små riss på overflaten. I noen tilfeller, gjerne ved kloridindusert-korrosjon, er det ikke synlige skader, men dette er sjeldent. Hvis det er armeringskorrosjon på en konstruksjon, vil det vanligvis være synlige spor et eller flere steder, men ikke alle steder armeringen korroderer.

Armeringskorrosjon kan påvises ved potensialmålinger av armeringen. Denne metoden kan indikere at det foregår armeringskorrosjon, men den kan ikke si noe om hastigheten.

#### **4.8.1. Frost**

Frostskader i betong skyldes overgangen fra vann til is som gir en volumøkning på rundt 9 %. Vann i sprekker og riss vil ved frysing begynne å ekspandere og medvirke til avskalling.

Frostskadene vil være økende med tilgang på kjemikalier som senker frysetemperaturen til vann, sånn som tinesalt (veisalt). [48]

#### **4.8.2. Avskallingsskader**

Avskallingsskader skyldes hovedsakelig rustsprengning på grunn av at armeringen ligger i karbonisert betong. Dette kan også tilskrives frostsprengning.

Når stål ruster, øker volumet 6-7 ganger i forhold til det opprinnelige volum. Volumøkningen av stålet vil forårsake riss, sprekker og avskallinger i det overdekkede betongsjiktet langs armeringen. Større sprekker og avskallinger vil i sin tur akselerere nedbrytningen ved at tilgangen på luft og vann øker.

#### **4.8.3. Alkalireaksjon**

Basert på [49]

Alkaliereaksjon er en kjemisk-fysisk reaksjon mellom kvartsholdige tilslag ( $\text{SiO}_2$ ) og alkalier ( $\text{Na}^+$ ,  $\text{K}^+$ ) i betongen. Den høye pH-verdien og alkaliene i betongen gjør at kvartsen ( $\text{SiO}_2$ ) i tilslaget blir løselig og delvis går i oppløsning. Reaksjonen mellom vann, kvarts og alkalier fører til dannelse av alkaliegel som er vannsugende og utvider seg ved vannopptak. Utvidelsen av alkaliegelen i betongporene fører til at betongen utvider seg og etter hvert kan sprekke opp.

Skadelige alkalireaksjoner i betong vil bare kunne oppstå dersom følgende tre faktorer er oppfylt samtidig:

- Høy fuktighet i betongen
- Høyt alkalieinnhold i betongen
- Alkalireaktivt tilslag

Når alle tre faktorene for alkaliereaksjon er til stede, kan utvidelse av gelen føre til opprissing og oppsprekking av betongoverflaten. Erfaringer fra Norge viser at alkalireaksjoner fører til synlige skader etter 15-20 år, og skadene vil øke med tiden.

#### **4.8.4. Sulfatangrep**

Hvis betong får tilgang på sulfater, enten fra grunnforhold eller fra kjemisk produksjon, vil det kunne skje en nedbrytning i form av en reaksjon som fører til volumvekst i betongen. Dette vil igjen føre til et økt indre trykk. Dette trykket vil i første omgang fylle poresystemet i betongen og gi en fasthetsvekst, men over tid vil det indre trykket føre til at betongen sprekker og til slutt smuldrer opp.

#### **4.8.5. Beskyttelse og rehabilitering for betong**

For betongkonstruksjoner er de største faktorene for god bestandighet armerings-overdekning og betongsammensetning, i tillegg er det krav til konstruksjonsdetaljer, utførelse av kvalitetskontroll, inspeksjon og dokumentasjon som har noe å si for bestandighet. For nye konstruksjoner blir det ut fra det miljøet konstruksjonen skal stå i

valgt en eksponeringsklasse, og ut i fra eksponeringsklassen (se Tabell 24: Eksponeringsklasser knyttet til miljøforhold [22] Tabell 24) blir det valgt en bestandighetsklasse for betongen. For bestemmelse av armeringsoverdekningen blir det i tillegg tatt høyde for dimensjonerende brukstid. Overdekningen gjør at det tar tid før et potensielt skadelig miljø kommer inn til armeringen. Betongsammensetning har videre noe å si for hvor motstandsdyktig betongen er for betongrelaterte skader som avskallingsskader, frost, alkalireaksjon, sulfatangrep m.m.. Betongsammensetning har også innvirkning på hastigheten til karbonatisering og kloridinntrenging, der en betong med høy tetthet er mest bestandig.

**Tabell 24: Eksponeringsklasser knyttet til miljøforhold [22]**

Gruppe	Eksponeringsklasse	Beskrivelse av miljø
1	X0	Ingen risiko for korrosjon eller angrep
2	XC 1-4	Korrosjon framkalt av karbonatisering
3	XD 1-3	Korrosjon framkalt av klorider som ikke stammer fra sjøvann
4	XS 1-3	Korrosjon framkalt av klorider fra sjøvann
5	XF 1-4	Fryse-/tineangrep med og uten avisingsmiddel
6	XA 1-3	Kjemisk angrep
7	XA4	Kjemisk angrep fra husdyrgjødsel
8	XSA	Særlig aggressivt miljø
Gruppe 7 og 8 er fra nasjonalt tillegg		

For en eksisterende konstruksjon er både overdekning og betongsammensetning satt, der forholdene gjerne er mye dårligere enn det som hadde blitt spesifisert i dag. Frem til 1980-tallet var det en generell oppfatning om at betong var et vedlikeholdsfritt materiale og bestandighet var et lite prioritert tema. På grunn av dette var kravene til både overdekning (se Tabell 25) og betongsammensetning veldig dårlige.

**Tabell 25: Krav til minste overdekning etter ulike standarder [50]**

Konstruksjons-element	NS 427, 1939 mm	NS 427 A, 1962 mm	NS 3473, 1973 mm	NS 3473, 1989	
				Korrosjonsømfintlig armering mm	Lite korrosjonsømfintlig Armering mm
Innendørs søyle	35	35	10	25	15
Ubeskyttet dekke utendørs	20	20	25	35	25
Ubeskyttet brobjelke over sjøvann	40	50	25	50	40

Utover 1980-tallet ble det strengere krav til bestandighet, og systemet med miljøklasser ble introdusert. Samtidig begynte behovet for betongrehabilitering å gjøre seg gjeldene. De vanligste metodene for å utbedre og hindre nye betongskader er:

- Mekanisk rehabilitering
- Elektrokjemisk realkalisering
- Elektrokjemisk kloriduttrekk
- Katodisk beskyttelse
- Overflatebehandling

#### 4.8.5.1. Mekanisk rehabilitering

En mekanisk utbedring går ut på å fjerne betong mekanisk. Løs betong, avskallingsskader, riss/sprekker og bomskader utbedres ved at betong meisles bort i det omfang som er nødvendig. Armering som korroderer blottlegges, påføres

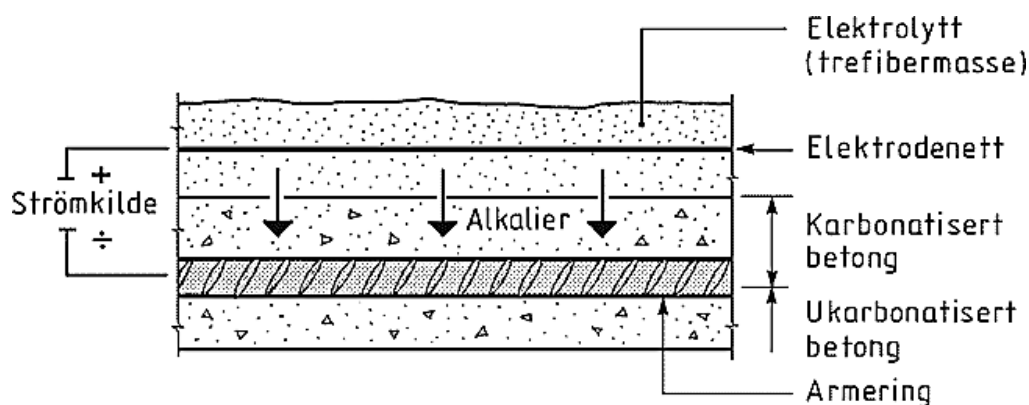
rustbeskyttelse, eventuelt byttes hvis nødvendig, og støpes inn. Graden av meislingsarbeidet avhenger av skadeomfanget, da alle synlige skader skal behandles.

Mekanisk utbedring egner seg best for konstruksjoner hvor kun deler av armeringen ligger i karbonatisert betong, og hvor betongen ikke inneholder skadelige mengder klorider. Omfanget av den mekaniske utbedringen deles som regel inn i følgende tre kategorier:

- **Forenklet mekanisk utbedring av betong:** Kun synlige skader meisles opp, synlig rustent armeringsjern rengjøres/korrosjonsbeskyttes og såret mørtels igjen.
- **Begrenset mekanisk utbedring:** Som for forenklet mekanisk utbedring. I tillegg meisles det langs korrodert armering til man kommer til armering som er fri for rust.
- **Fullstendig mekanisk utbedring:** Som for begrenset mekanisk utbedring. I tillegg fjernes all karbonatisert betong rundt armeringen.

#### 4.8.5.2. Elektrokjemisk realkalisering

Realkalisering er en utbedring med hensyn på karbonatisert betong. Metoden går ut på å øke pH-verdien i betongen med tilførte alkalier. Alkaliene blir tilsatt en utvendig elektrolytt og transporteres inn i betongen ved hjelp av påsatt spenning mellom armering og en utvendig elektrode (se Figur 29). Etter behandlingen dokumenteres det at effekten er tilfredsstillende ved å teste pH-verdien i betongen. Det basiske miljøet rundt armeringen etter behandlingen er å se på som permanent, slik at sannsynligheten for nye skader er liten.



Figur 29: Prinsippskisse, realkalisering [50]

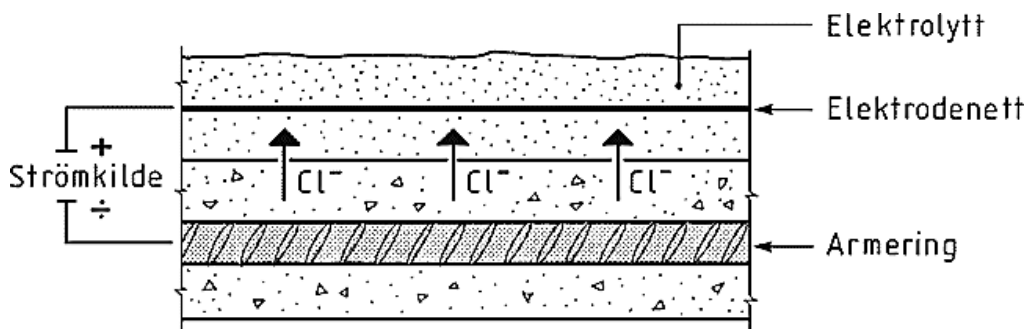
Metoden egner seg på store betongflater uten synlige større skade, men det er påvist at store deler av armeringen ligger i karbonatisert betong eller nærme karboniseringsfronten.

Før en realkalisering må all tidligere overflatebehandling fjernes og det utføres en forenklet mekanisk utbedring av betongen slik at påbegynte skader blir utbedret.

#### 4.8.5.3. Elektrokjemisk kloriduttrekk

Metoden for kloriduttrekk er ganske lik realkalisering med påsatt spenning mellom armering og en utvendig elektrode. Men i stedet for å transportere alkalier inn, vil spenningen mellom armeringen og elektroden føre kloridene rundt armeringen ut av betongen. I tillegg til å transportere klorider ut av betongen, vil det foregå en elektrolyse rundt armeringen, noe som vil lage et basisk miljø rundt armeringen (se Figur 30). Prosessen kvalitetssikres ved at det blir tatt kloridprøver under arbeidene. Når prøvene

viser at kloridnivået er på et akseptabelt nivå, avsluttes prosessen. Dette er en langvarig prosess og det må regnes med et tidsforbruk på mellom seks til tolv uker.



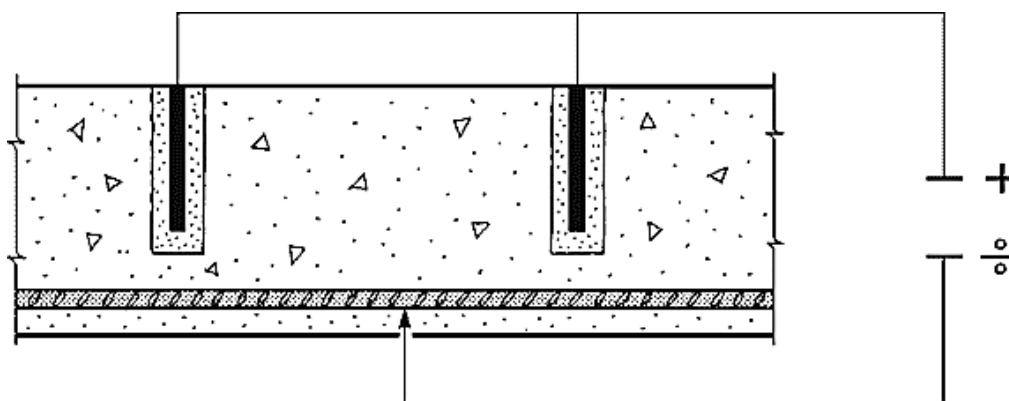
Figur 30: Prinsippkisse, kloriduttrekk [50]

Metoden egner seg på store betongflater uten synlige større skade, men det er påvist at store der er av armeringen ligger i kloridinfisert betong. Metoden beskytter ikke mot klorider som blir tilført etter behandlingen.

Før et kloriduttrekk må all tidligere overflatebehandling fjernes og det utføres en forenklet mekanisk utbedring av betongen slik at påbegynte skader blir utbedret. Det vil også fungere som en kvalitetskontroll for tverrsnittsreduksjon for armeringen.

#### 4.8.5.4. Katodisk beskyttelse

Metoden går ut på å sette strøm på armeringen for å øke korrosjonspotensialet til armeringen (se Figur 31). På den måten blir den en katode og er ikke lenger utsatt for korrosjon. Dette er ikke en midlertidig behandling. Systemet baserer seg på at det skal stå strøm på armeringen ut levetiden til anlegget (20-40 år) og vil kreve løpende drift og overvåking.



Figur 31: Katodisk beskyttelse ved bruk av stavanoder. Prinsippkisse [50]

Metoden egner seg til å beskytte på konstruksjoner som er utsatt for kloridinitiert korrosjon og på store flater hvor all armering er utsatt for korrosjon som følge av karbonatisering hvor utbedring vil kreve et stort meislingsomfang.

Ved en rehabilitering med katodisk beskyttelse, må det utføres en forenklet mekanisk utbedring av betongen slik at påbegynte skader blir utbedret. Det vil også fungere som en kvalitetskontroll for tverrsnittsreduksjon for armeringen.

#### 4.8.5.5. Overflatebehandling

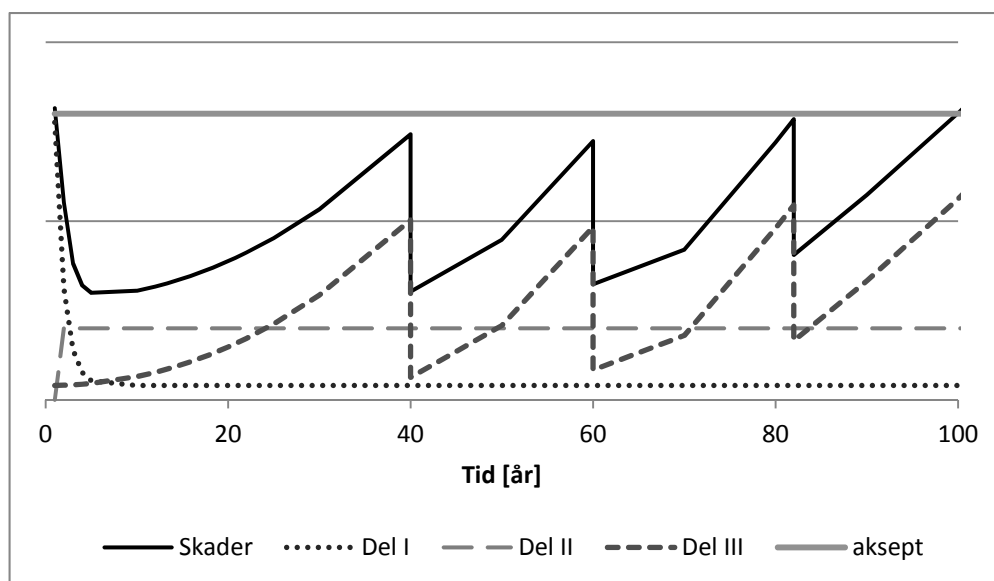
Overflatebehandling kan beskytte betongen fra det ytre miljø. Dette kan forlenge levetiden til en konstruksjon ved å hindre videre inntrenging av klorider og

karbonatisering. Det kan også hindre armeringskorrosjon ved å hindre tilgangen på fuktighet og oksygen.

Overflatebehandling for beskyttelse egner seg best til konstruksjoner der karbonatiseringsdybden og kloridinntrengingen ennå er et stykke unna armeringen.

#### 4.9. Kontroll av tilstand

Formålet med å inspisere, oppdage og utbedre skader er for å holde tilstanden til konstruksjonen så god som mulig, og på den måten sørge for at påliteligheten holder seg utover i levetiden. Det kan beskrives ved en modifisert badekarkurve, der det er et akseptabelt nivå med skader og der drift, vedlikehold og rehabilitering gjør at dette nivået ikke blir overskredet, Figur 32.



Figur 32: Badekarkurve med rehabiliteringer på år 40, 60 og 80

Det er i og for seg et greit prinsipp, men det krever at man finner et akseptnivå og hva akseptnivået faktisk utgjør i skade. Akseptnivået er det mulig å finne via en pålitelighet som kan tenkes som absolutt minste pålitelighet for en eksisterende konstruksjon. Hva denne påliteligheten faktisk utgjør i skader og tverrsnittsreduksjon på konstruksjonen, er vanskeligere å finne ut. Til slutt å skulle måle hva de forskjellige skadene utgjør som reduksjoner på konstruksjoner, er enda vanskeligere.

Statens vegvesen bruker *håndbok 136 - Inspeksjonshåndbok for bruer*[42] til å avgjøre om brua er i en sånn tilstand at det utløser behov for tiltak. På den måten blir det passet på at påliteligheten til ei bru ikke faller under akseptnivået den må ha.

## 5. Oppsummering og diskusjon

I denne oppgaven har det blitt sett på muligheten for å finne kapasiteten og påliteligheten til en eksisterende betongkonstruksjon.

### 5.1. Kapasitets og pålitelighets-analyse

For utførelsen av pålitelighetsanalyse eller kapasitetskontroll er det hovedsakelig tre alternativer som kommer frem. Det er:

1. Gjøre en analyse med dokumentasjonen som finnes og basere seg på partielle sikkerhetsfaktorer for å sikre tilstrekkelig pålitelighet.
2. Dokumentere faktisk materialfasthet og geometri for å finne karakteristiske verdier, men fortsatt basere seg på partielle sikkerhetsfaktorer for å sikre tilstrekkelig pålitelighet.
3. Dokumentere faktisk materialfasthet og geometri med tilhørende middelveier og standardavvik for så å vurdere påliteligheten statistisk.

Ut fra disse tre alternativene er det absolutt minst arbeid med å bruke alternativ én. Det er da nesten ikke nødvendig å gå ut av kontoret for å utføre kontrollen. Man bruker da det tegningsgrunnlaget som er tilgjengelig og supplerer med nødvendige oppmålinger, sammen med de materialdata som er dokumentert eller antas konservativt ut i fra hvilke materialer som var tilgjengelig da bru ble bygget.

Men her må det også tenkes over hvilke faktorer som brukes. Etter som forståelsen for materiallære har blitt betraktelig mye bedre de siste 30-40 årene, har også materialfaktorene blitt senket. Da må det også tas i betraktning at standardene før 1973-1974 ikke benyttet seg av partialfaktor-metoden.

Ut i fra alle usikkerhetene som er nevnt her må det antas at resultatet har en ganske stor usikkerhet mot den faktiske konstruksjonen og det vil si at muligheten for at det er et ganske konservativt resultat er stor.

Alternativ to krever mer innsats i form av materialprøver, oppmåling og det å få med seg tilstanden til konstruksjonen for å analysere kapasiteten. Resultatet vil være nærmere det som faktisk er tilfelle.

Alternativ tre vil antageligvis kreve mer materialprøving og oppmåling for å gi tilstrekkelig data for å bestemme parameterne godt nok. Det må også forsøkes å finne parametere for tilstanden og eventuelle skader på konstruksjonen, men ut i fra en statistisk analyse vil man få det beste resultatet for kapasitet og pålitelighet.

Fra alle tre alternativene er det mulig å finne en tilnærming av kapasiteten til konstruksjonen og finne bruksklasse ut i fra det. Siden alternativ én er absolutt lettest å gjennomføre vil det være naturlig å gjøre et overslag eller et forprosjekt med den metoden. Hvis det da viser seg at det kreves nøyere kalkulasjoner er det da aktuelt med de andre alternativene.

Hvis målet med analysen er å finne hva som er maks belastning vil det være naturlig å gjennomføre alternativ tre uten noen større overslag med de andre metodene.

Alternativ tre er det som vil gi det resultat som er mest riktig opp mot den eksisterende konstruksjonen.

### 5.2. Utmattning

For å finne ut om det er stor sannsynlighet for at det vil komme utmattingskader på en konstruksjon i fremtiden, og eventuelt hvor lang tid det sannsynligvis vil ta, kontrolleres

konstruksjonen for utmattelsesskader. Det kan gjøres ved SN-kurver eller med bruddmekanikk. Som med pålitelighet vil det være greit å gjøre et enkelt overslag med SN-kurver først, for så å gjøre en nøyere vurdering om det viser seg at det er en aktuell problemstilling.

Hovedprioriteringen her er å finne hvor på konstruksjonen det er størst spenningsvariasjon og hvor den mest ugunstige geometrien er, for så å kontrollere hver enkelt detalj.

### 5.3. Tilstandskontroll

Tilstandskontroll av konstruksjonen er vitalt. Det hjelper ikke om pålitelighetsberegningene sier den holder hvis den generelle tilstanden til konstruksjonen er så dårlig at det ikke er håp for den. Derfor er det viktig at tilstanden på konstruksjonene er god og at den holdes ved like. Hvis BRUTUS-systemet til Statens vegvesen blir brukt og utført som planlagt, burde det ikke være noe problem.

På den måten er det også viktig om det er skader på konstruksjonen at det blir med som en del av en eventuell pålitelighetsvurdering.

### 5.4. Diskusjon

Hvis man sammenligner prosjekteringen av en ny konstruksjon og det å godkjenne en eksisterende konstruksjon, mener jeg at det er mulig å se på det som at hver grensetilstand kan sammenlignes med hver sin vurdering/analyse (se Tabell 26).

**Tabell 26: Grensetilstander mot vurdering/analyse**

Dimensjonering av ny konstruksjon	Klassifisering av eksisterende konstruksjon
Bruddgrensetilstand	Kapasitetskontroll
Bruksgrensetilstand	Tilstandskontroll
Utmattelsesgrensetilstand	Utmattelseskontroll
Ulykkesgrensetilstand	Risikovurdering

Ved dimensjonering av en ny konstruksjon benyttes *NS-EN 1990* som grunnlag for at konstruksjonen skal bli sikker nok. I oppgaven her er det lagt frem teori om hvordan man kan kontrollere kapasiteter og påliteligheten til en eksisterende konstruksjon. Formålet er det samme, der det er å bekrefte at sikkerheten mot svikt er god nok.

Ved dimensjonering av nye konstruksjoner skal det i bruksgrensetilstand kontrolleres for rissvidde og nedbøyning. På grunn av at det er eksisterende konstruksjoner det er snakk om her, kan disse kontrollene gjøres ved inspeksjon. Hvis det viser seg at det er et problem, må det vurderes tiltak.

Utmattelsesgrensetilstand for en ny konstruksjon og utmattelseskontroll for en eksisterende konstruksjon er så å si samme prosess, men for en ny konstruksjon vil et utmattelsesproblem medføre tiltak som en forandring i geometri, sliping av sveiser el. For en eksisterende konstruksjon vil et utmattelsesproblem resultere i mulig forsterkning, ombygning, inspeksjonsrutiner el.

For ulykkesgrensetilstand burde det være mulig å dekke med en risikovurdering, der det vurderes hvilke potensielle hendelser som kan forekomme og om det er innen for akseptabelrisiko. Jeg har ikke tatt for meg noe angående risikovurdering i denne oppgaven, men det setter forutsetninger om at resultatene fra kapasitetsanalysen og tilstand er med i vurderingen.



## 6. Konklusjon

Hvis det er en veistrekning med en bru som skal oppgraderes eller det bare er en bru som trenger en vurdering, kan man gjøre en analyse etter prinsippene som er beskrevet i denne oppgaven.

Ut i fra metoder som er beskrevet kan vi finne kapasiteten til konstruksjoner ved å gjøre en analyse med parameter av den faktiske styrken til materialene og geometrien til brua., for så å finne den totale styrken til brua.

Ut i fra styrken på brua kan vi finne hvilke laster den kan håndtere innen for et visst pålitelighetsnivå. Eller vi kan verifisere at den har kapasitet til å bære nødvendig bruksklasse.

Det må også tas en vurdering av tilstanden på brua, både ut i fra degradering og skader.

I tillegg må det vurderes om det er behov for ytterligere kontroll for utmatting på enkelte vitale steder på konstruksjonen.

En sann analyse kan deles inn i flere oppgaver, der de kan gjennomføres en etter en for å kontrollere forskjellige problemer ved brua. Oppgavene kan deles opp i flere deler som:

1. Datainnsamling. Her samles alt av informasjon om brua inn. Det kan være beregninger og tegninger fra prosjektering og bygging, samt de standardkrav den ble bygget etter og materialvalg. Her samles all info om tilstandsregistrering, rehabilitering, drift og vedlikehold. For vegvesenet vil BRUTUS være en god resurs her.
2. Ut i fra denne informasjonen kan man utføre et forprosjekt for å verifisere om statisk- og utmattingstyrken er innenfor kravene eller om det trengs mer informasjon om faktisk materialstyrke og faktiske lastfordelinger.
3. Hvis forprosjektet viser at det trengs mer informasjon om brua, gjøres det, og det foretas en vurdering om kapasiteten er innenfor de pålitelighetsgrenser som kan aksepteres eller om det må gjøres forsterkninger av brua.
4. Finne tilstanden og kontroller at den er i orden eller om det kreves tiltak. Det gjøres ved inspeksjoner for å avdekke eventuelle skader.
5. Ut i fra punktene over gjøres det en sluttvurdering om det er mulig å bruke brua eller ikke. Hvis det er en bru som av historiske eller estetiske grunner ikke skal byttes eller forsterkes og ikke holder samme bruksklasse som veien, må det fastsettes hvilke bruksklasse eller makslast den tåler og hvordan den ikke overskrides, eventuelt hvilke tiltak som kan gjøres for at påliteligheten blir ivaretatt.
6. Er det mulig å bruke brua, må det gjøres en vurdering på kostnader av å bruke brua opp mot å sette opp en ny.
7. Hvis konklusjonen er at den eksisterende brua skal brukes, må de tiltakene som skal gjøres beskrives og utføres.

### 6.1. Videre arbeid

Som videre arbeid med dette tema kan det være interessant å teste det ut med ordentlige forsøk, og teste de forskjellige metodene opp mot hverandre og finne hvilke utslag det har for resultatet. Samtidig kan man kartlegge hvor nøye man må bestemme de forskjellige parameterne for at analysen ikke skal lide på grunn av sensitiviteten til en eller flere parametre.

## Referanser:

1. Kershner, I., *Star Wars: Episode V - The Empire Strikes Back*. 1980, 20th Century Fox.
2. Aurstad, J., et al., *Lærebok drift og vedlikehold av veger*. Vol. Nr. 53. 2011, Oslo: Statens vegvesen. 320 s. : ill.
3. Vegdirektoratet, *håndbok 146 - Trafikkberegninger*. . Vol. 146. 1989, [Oslo]: Vegdirektoratet. 131 s. : ill.
4. Vegvesen, S., *Vegtrafikkindeks*. Årlig: p. vegvesen.no.
5. Vegdirektoratet, *håndbok 185 - Bruprosjektering*. Vol. 185. 2009, Oslo: Vegdirektoratet. 300 s. : fig.
6. Vegdirektoratet, *håndbok 018 - Vegbygging*. Vol. 018. 2010, Oslo: Vegdirektoratet. 522 s. : ill.
7. Vegvesen, S., *Vegliste 2014: Vedlegg 1 til forskrift om bruk av kjøretøy - Riksveger - Forskrift om vektor og dimensjoner*. 2014, Oslo: Vegdirektoratet.
8. Vegdirektoratet, *håndbok 238 - Bruklassifisering: lastforskrifter for klassifisering av bruer og ferjekaier i det offentlige vegnett* Vol. 238. 2003, [Oslo]: Vegdirektoratet. 36, 17 s. : ill.
9. Vegdirektoratet, *håndbok 239 - Bruklassifisering: lastforskrifter 1920-1973 og brunormaler 1912-1958*. Vol. 239. 2003, [Oslo]: Vegdirektoratet. 1 b. (flere pag.) : ill.
10. Safety, J.C.o.S., *Probabilistic Model Code: PART I - BASIS OF DESIGN*. 2001: [http://www.jcss.byg.dtu.dk/Publications/Probabilistic\\_Model\\_Code.aspx](http://www.jcss.byg.dtu.dk/Publications/Probabilistic_Model_Code.aspx).
11. Sørensen, S.I., *Betongkonstruksjoner: beregning og dimensjonering etter Eurocode 2*. 2013, Trondheim: Akademika. 470 s. : fig.
12. Safety, J.C.o.S., *Probabilistic Model Code: PART II - LOAD MODELS*. 2001: [http://www.jcss.byg.dtu.dk/Publications/Probabilistic\\_Model\\_Code.aspx](http://www.jcss.byg.dtu.dk/Publications/Probabilistic_Model_Code.aspx).
13. Safety, J.C.o.S., *Probabilistic Model Code: PART III - RESISTANCE MODELS*. 2002: [http://www.jcss.byg.dtu.dk/Publications/Probabilistic\\_Model\\_Code.aspx](http://www.jcss.byg.dtu.dk/Publications/Probabilistic_Model_Code.aspx).
14. Byggforsk, S., *520.033 Bestemmelse av betongkonstruksjoners trykkfasthet. Uttak og prøving av sylindre*. 2013.
15. Standard, N., *NS-EN 1990:2002+NA:2008: Eurokode 0: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner* 2008, Oslo: Standard Norge.
16. Haugan, J., *Formler og tabeller*. 2011, Bekkestua: NKI-forl. 208 s. : ill.
17. Byggforsk, S., *520.031 Kvalitetskontroll av herdet betong laboratoriemetoder*. 2006.
18. Standard, N., *NS-EN 13670:2009+NA:2010: Utførelse av betongkonstruksjoner* 2010, Lysaker: Standard Norge.
19. Standard, N., *NS-EN 12390-1:2012: Prøving av herdnet betong - Del 1: Form, mål og andre krav til prøvelegemer og former* 2012, Lysaker: Standard Norge.
20. Standard, N., *NS-EN 12390-3:2009: Prøving av herdnet betong - Del 3: Prøvelegemers trykkfasthet*. 2009, Lysaker: Standard Norge.
21. Standard, N., *NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008: Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner, Del 1-1, Allmenne regler og regler for bygninger*. 2008, Lysaker: Standard Norge. 225, 24, 19 s. : ill.
22. Standard, N., *NS-EN 206-1:2000+NA:2007: Betong - Del 1: Spesifikasjon, egenskaper, fremstilling og samsvar* 2007, Lysaker: Standard Norge.
23. Vegdirektoratet, *Håndbok 014 - Laboratorieundersøkelser*. Vol. 014. 2005, [Oslo]: Vegdirektoratet.
24. Standard, N., *NS-EN 12504-1:2009: Prøving av betong i konstruksjoner - Del 1: Kjerneprøver - Uttaking, vurdering og prøving av trykkfasthet*. 2009, Lysaker: Standard Norge.
25. Standard, N., *NS-EN 13791:2007: Vurdering av betongens trykkfasthet i konstruksjoner og prefabrikkerte betongelementer* 2007, Lysaker: Standard Norge.

26. Standard, N., *NS 3465:2003: Utførelse av betongkonstruksjoner - Allmenne regler* 2003, Lysaker: Standard Norge.
27. Betongforening, N., *Publikasjon nr. 20 - Bestemmelser av fasthetsklasse for betong i en konstruksjon*. 1993.
28. Byggforsk, S., *520.036 Kvalitetskontroll av herdet betong. Feltmetoder*. 2007.
29. Røhne, K. and K. Vangestad, *Betongkonstruksjoner: prosjektering*. 2001, Oslo: Gyldendal yrkesopplæring. 389 s. : ill. ; 26 cm + 1 bilag ([4] s.).
30. Standard, B., *BS-EN 10080:2005: Steel for the reinforcement of concrete. Weldable reinforcing steel. General*. 2005: BSI.
31. Standardization, I.O.f., *ISO 15630-1:2002 Steel for the reinforcement and prestressing of concrete — Test methods — Part 1: Reinforcing bars, wire rod and wire*. 2002.
32. Thue, J.V., *Armeringsstål. I Store norske leksikon*. Hentet 3. juni 2014, in *armeringsstål*. 2009, 14. februar: fra <http://snl.no/armeringsst%C3%A5l>.
33. Middleton, C.R. and P. Thoft-Christensen, *Assessment of the Reliability of Concrete Bridges*. 1997(R9756).
34. Anderson, T.L., *Fracture mechanics: fundamentals and applications*. 2005, Boca Raton, Fla.: Taylor & Francis. 621 s. : ill.
35. Gross, D. and T. Seelig, *Fracture mechanics: with an introduction to micromechanics*. 2011: Springer.
36. Haagensen, P.J., *Fatigue life assessment*, in *Fatigue of offshore structures-Life extension*, Tekna, Editor. 9. April 2014, Tekna: Stavanger.
37. Lassen, T., *Applied Fracture Mechanics*, in *Fatigue of offshore structures-Life extension*, Tekna, Editor. 9. April 2014, Tekna: Stavanger.
38. Standard, N., *NS-EN 1993-1-9:2005+NA:2010: Eurokode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner - Del 1-9: Utmattingspåkjennte konstruksjoner*. 2010, Standard Norge: Lysaker.
39. Veritas, D.N., *DNV-RP-C203:201210: Fatigue Design of Offshore Steel Structures - DNV Recommended Practices* 2012, Det Norske Veritas
40. Maddox, S.J., *Fatigue Strength of Welded Structures*. 1991: Abington Pub.
41. Vegdirektoratet, *håndbok 147 - Forvaltning, drift og vedlikehold av bruer: retningslinjer* : . Vol. 147. 1997, [Oslo]: Vegdirektoratet. 57 s.
42. Vegdirektoratet, *håndbok 136 - Inspeksjonshåndbok for bruer*. Vol. 136. 2000, Oslo: Vegdirektoratet. 108 s.
43. Schweitzer, P.A., *Fundamentals of corrosion: mechanisms, causes, and preventative methods*. 2009: CRC Press.
44. Almar-Næss, A. *korrosjon*. 2009, 14. februar [cited Hentet 10. juni 2014; Available from: <http://snl.no/korrosjon>].
45. Byggforsk, S., *520.061 Armeringskorrosjon*. 2009.
46. Sandvik, M. and B. Fjell, *Hefte 3. Herdet betong, bestandighet og rehabilitering*. 1992.
47. Byggforsk, S., *520.034 Bestemmelse av kloridinnhold i betong - Prøveuttak og analysemetoder*. 1993.
48. Byggforsk, S., *520.067 Frostnedbrytning av betong og andre porøse byggematerialer*. 1999.
49. Byggforsk, S., *520.063 Alkalireaksjoner i betong - Skademekanisme og regelverk ved nybygging*. 2007.
50. Byggforsk, S., *720.232 Armeringskorrosjon i betongkonstruksjoner. Utbedring av skader*. 1997.