
ICS 91.080.10

Søkeord: stålkonstruksjoner, beregnings- og konstruksjonsregler

Descriptors: steel structures, design rules

Prosjektering av stålkonstruksjoner Beregnings- og konstruksjonsregler

Steel structures
Design rules

Norsk versjon

Standarden er fastsatt av Norges Standardiseringsforbund (NSF). Den kan bestilles fra NSF, som også gir opplysninger om andre norske og utenlandske standarder.

Postboks 353 Skøyen, 0213 OSLO
Telefon: 22 04 92 00 Telefaks: 22 04 92 11

Standarden er utarbeidet av Norges Byggstandardiseringsråd (NBR), som også er faglig ansvarlig for standarden og kan gi opplysninger om saksinnholdet.

Postboks 129 Blindern, 0314 OSLO
Telefon: 22 96 59 50 Telefaks: 22 60 85 70

Prosjektering av stålkonstruksjoner Beregnings- og konstruksjonsregler

Innhold

Forord	6
Orientering	6
1 Omfang	7
2 Normative referanser	7
3 Termer og definisjoner	9
4 Symboler og systemkoordinater	11
4.1 Symboler	11
4.2 Symboler for indekser	12
4.3 Systemkoordinater	13
5 Prosjektforutsetninger	13
5.1 Generelt	13
5.2 Bruksforutsetninger	13
5.3 Utførelsesforutsetninger	14
6 Pålitelighetsklasser	14
6.1 Generelt	14
6.2 Kvalitetssikring	14
6.3 Dimensjonerende situasjoner	14
7 Krav til materialer og utførelse	14
7.1 Generelt	14
7.2 Kontroll av utførelse	14
7.3 Krav til materialer	15
8 Krav til prosjektering og dokumentasjon	19
8.1 Generelt	19
8.2 Konstruksjonsberegninger	19
8.3 Produksjonsunderlag	20
8.4 Prosjekteringskontroll	20
8.5 Kontrollplan for utførelsen	20
9 Last og lastvirkning	21
9.1 Lastantakelser	21
9.2 Fysiske størrelser	21
9.3 Lastvirkninger	21
9.4 Samvirkekonstruksjoner	21
10 Dimensjoneringsprinsipper	21
10.1 Generelt	21
10.2 Grensetilstander	21

10.3	Dimensjonerende lastvirkninger.....	22
10.4	Dimensjonerende materialfasthet	22
11	Grunnlag for dimensjonering ved beregning.....	23
11.1	Generelt	23
11.2	Virkning av deformasjoner.....	23
11.3	Elastisk global analyse	23
11.4	Plastisk global analyse.....	23
11.5	Ikke-lineær global analyse.....	24
11.6	Geometriske avvik.....	24
11.7	Slankhetskrav for staver	26
12	Ordinær bruddgrensetilstand	26
12.1	Klassifisering av tverrsnitt.....	26
12.2	Kapasitet av tverrsnitt.....	29
12.3	Knekking av staver	34
12.4	Knekking av plater	45
12.5	Skrueforbindelser	57
12.6	Sveiste forbindelser	67
13	Dimensjonering mot utmatting.....	72
13.1	Generelt	72
13.2	Lastvirkningsanalysen	72
13.3	Utmattingskapasitet	73
13.4	Utmattingsfastheter	74
13.5	Modifisert utmattingsfasthet.....	80
14	Ulykkesgrensetilstanden.....	81
14.1	Generelt	81
14.2	Brannteknisk dimensjonering.....	81
15	Brukgrensetilstanden.....	90
15.1	Generelt	90
15.2	Deformasjoner	90
15.3	Vibrasjoner	90
15.4	Analyse og dimensjonering	90
16	Korrosjonsbeskyttelse.....	90
16.1	Generelt	90
16.2	Typer av korrosjonsbeskyttelse	90
	Tillegg A (normativt)	92
	A.13 Dimensjonering mot utmatting	92
	Tillegg B (informativt)	112
	Anvisninger og forenklede metoder	112
	B.12.3 Knekking av staver.....	112
	B.12.4 Knekking av plater	121
	Litteratur.....	127

Tabeller

Tabell 1 – Pålitelighetsklasser	14
Tabell 2 – Kontrollklasse for utførelse	14
Tabell 3 – Nominelle fasthetsverdier (N/mm^2)	16

Tabell 4 – Maksimale tykkelser i millimeter for ulike stålsorter (Pålitelighetsklasse 3)	18
Tabell 5 – Maksimale tykkelser i millimeter for ulike stålsorter (Pålitelighetsklasse 1 og 2)	19
Tabell 6 – Krav til prosjekteringskontroll	20
Tabell 7 – Grenseverdier for tverrsnittsdelers slankhet.....	28
Tabell 8 – Grenseverdier for vinkelprofiler og rør.....	29
Tabell 9 – Tverrsnittparametre α og β for interaksjon	33
Tabell 10 – Ekvivalent formfeilfaktor α for knekkurver.....	35
Tabell 11 – Grunnlag for valg av knekkurve for ulike tverrsnittformer	38
Tabell 12 – Ekvivalent momentfaktor	44
Tabell 13 – Effektiv bredde av tryktpåkjente tverrsnittsdeler med to- og énsidig opplagring	47
Tabell 14 – Knekkingsstallet k_G	48
Tabell 15 – Knekkingsfaktor χ_w for skjærknekkning av plater	50
Tabell 16 – Reduksjonsfaktorer β_2 og β_3 for innfesting av vinkelprofiler	65
Tabell 17 – Minste hull- og kantavstander	66
Tabell 18 – Korrelasjonsfaktor β_w	68
Tabell 19 – Utmatningsparametre for konstruksjoner i luft	77
Tabell 20 – Utmatningsparametre for konstruksjoner med katodisk beskyttelse i sjøvann	78
Tabell 21 – Utmatningsparametre for konstruksjoner i sjøvann uten katodisk beskyttelse	79
Tabell 22 – Utmatningsparametre for rørknutepunkt.....	80
Tabell 23 – Eksponenten k for tykkelseseffekt.....	80
Tabell 24 – Relative verdier for flytegrense og elastisitetsmodul	83
Tabell 25 – Profilfaktor for uisolerte ståltverrsnitt.....	85
Tabell 26 – Profilfaktor for isolerte ståltverrsnitt.....	87
Tabell A.1 – Detaljer uten sveis	92
Tabell A.1 – Detaljer uten sveis (fortsett)	93
Tabell A.2 – Skrudde forbindelser	93
Tabell A.3 – Kontinuerlige sveiser orientert parallelt med lastvirkningen	94
Tabell A.3 – Kontinuerlige sveiser orientert parallelt med lastvirkningen (fortsett)	95
Tabell A.4 – Avbrutte sveiser orientert parallelt med lastvirkningen	96
Tabell A.5 – Tverrgående buttsveiser, tosidig sveist	97
Tabell A.5 – Tverrgående buttsveiser, tosidig sveist (fortsett).....	98
Tabell A.5 – Tverrgående buttsveiser, tosidig sveist (fortsett).....	99
Tabell A.6 – Tverrgående buttsveiser, ensidig sveist.....	100
Tabell A.7 – Påsveiste detaljer på overflate eller kant	101
Tabell A.7 – Påsveiste detaljer på overflate eller kant (fortsett)	102
Tabell A.7 – Påsveiste detaljer på overflate eller kant (fortsett)	103

Tabell A.8 – Forbindelser med lastbærende sveiser.....	104
Tabell A.8 – Forbindelser med lastbærende sveiser (fortsatt).....	105
Tabell A.8 – Forbindelser med lastbærende sveiser (fortsatt).....	106
Tabell A.9 – Hulprofiler.....	107
Tabell A.9 – Hulprofiler (fortsatt).....	108
Tabell A.9 – Hulprofiler (fortsatt).....	109
Tabell A.10 – Detaljer til rørkonstruksjoner.....	110
Tabell A.10 – Detaljer til rørkonstruksjoner (fortsatt).....	111
Tabell B.1 – Translasjons- og rotasjonsstivhet for momentpåkjennte staver.....	113
Tabell B.2 – Klassifisering av gittersystem.....	116
Tabell B.3 – Koeffisienter for vipping ved lineært varierende moment.....	118
Tabell B.4 – Koeffisient C_2 for vipping av bjelker med tverrlast.....	119

Figurer

Figur 1 – Definisjon av tverrsnittsgeometri og -akser.....	13
Figur 2 – Skjevstilling og tverrlaster på avstivningssystemer.....	25
Figur 3 – Knekkingsfaktor χ for bøyingsknekking av staver.....	36
Figur 4 – Eksempler på sammensatte trykkstaver.....	39
Figur 5 – Skjærstivhet for ulike forgitringssystemer.....	40
Figur 6 – Vippingsfaktor χ_{LT} for vipping.....	42
Figur 7 – Forskyvning av arealsenter i tverrsnittsklasse 4 (Ineffektive arealer er skravert).....	48
Figur 8 – Knekkingsfaktor χ_w for skjærknekking av plater.....	50
Figur 9 – Utforming av endestivere.....	51
Figur 10 – Eksempler på konsentrert last på steg.....	53
Figur 11 – Lastutbredelse for konsentrerte laster.....	54
Figur 12 – Avstivet plate med eksempler på stivertverrsnitt.....	55
Figur 13 – Tverrstiver – beregningsmessig initialdeformasjon.....	56
Figur 14 – Definisjon av hull- og kantavstander.....	59
Figur 15 – Krefter på grunn av hevarmvirking.....	60
Figur 16 – Geometrikrav til bolteleddforbindelse.....	61
Figur 17 – Grunnlag for beregning av nettotverrsnitt.....	63
Figur 18 – Utrivingfigurer for skruegrupper.....	64
Figur 19 – Vinkelprofil festet i ett ben.....	65
Figur 20 – Lange skrueforbindelser.....	65
Figur 21 – Illustrasjon av buttsveiser, kilsveiser og K-sveiser.....	67
Figur 22 – Spenningskomponenter i kilsveisen.....	68

Figur 23 – Definisjon av a-mål for kilsveiser.....	69
Figur 24 – Buttsveiser med delvis gjennomsveising.....	70
Figur 25 – Fuger for K-sveiser (T-buttsveiser)	70
Figur 26 – Avbrutte kilsveiser.....	71
Figur 27 – Ugunstige ensidige K- og kilsveiser	71
Figur 28 – Utmattingskurver for konstruksjoner i luft.....	76
Figur 29 – Utmattingskurver for konstruksjoner med katodisk beskyttelse i sjøvann	77
Figur 30 – Utmattingskurver for konstruksjoner i sjøvann uten katodisk beskyttelse	78
Figur 31 – Utmattingskurver T for rørknutepunkt	79
Figur 32 – Spennings-tøyningsdiagram for stål ved høye temperaturer	82
Figur 33 – Temperaturavhengige reduksjonsfaktorer	83
Figur B.1 – Basissystemer for beregning av knekkklengde	112
Figur B.2 a – Knekkklengdefaktor for system I og III.....	113
Figur B.2 b – Knekkklengdefaktor for system II	114
Figur B.2 c – Knekkklengdefaktor for system IV	114
Figur B.2 d – Knekkklengdefaktor for system V	115
Figur B.3 – Gurtens knekkklengde for knekking om svake akse.....	116
Figur B.4 – Aktuelle gittersystemer	116
Figur B.5 – Plate med langs- og tverrgående stivere.....	121
Figur B.6 – Avstivet plate og stivergeometri	123
Figur B.7 – Geometri av avstivet platefelt	125

Forord

Denne 3. utgaven av NS 3472 erstatter 2. utgave, juni 1984 og senere opplag av samme utgave. Standarden er fullstendig omarbeidet.

Revisjonen er gjennomført på grunnlag av NS-ENV 1993-1-1. NS 3472 følger denne europeiske førstandarden så langt det er funnet formålstjenlig.

Standarden er tilpasset NS 3490, som er den norske utgaven av ENV 1991-1: *Basis of design*.

Tillegg A er normativt og inngår i standardens bestemmelser. Tillegg B er informativt og gir anvisninger og tilnærmede beregningsmetoder til enkelte punkter i standarden innenfor standardens bestemmelser. Nummereringen følger standardens nummerering med bokstaven A hhv. B foran nummeret.

Orientering

I henhold til § 6-1 i *Tekniske forskrifter til plan- og bygningsloven* (PBL) kan bestemmelsene i PBL og kravene i forskriftene anses oppfylt dersom det benyttes metoder i samsvar med Norsk Standard.

1 Omfang

Standarden fastlegger regler for prosjektering av stålkonstruksjoner. Med stålkonstruksjoner forstås i denne standard bærende konstruksjoner i bygninger, bruer, master, stativer, kranbaner, kraner osv. Bærende konstruksjoner for faste og flytende installasjoner på kontinentalsokkelen er også dekket. For enkelte av konstruksjonene kan myndighetsgitte regler komme i tillegg.

Prosjektering etter denne standarden omfatter å klarlegge prosjektforutsetninger og utarbeide konstruksjonsberegninger, tegninger og annen nødvendig dokumentasjon, samt angi krav til materialer, utførelse og kontroll.

Standarden gjelder for stålmaterialer innenfor de angitte fasthetsklasser.

Standarden forutsetter at prosjekteringen utføres av fagfolk med den nødvendige teoretiske og praktiske innsikt.

2 Normative referanser

Denne standarden viser til de etterfølgende udaterte standarder. Det er den siste utgaven som gjelder.

NS-EN 1363-1	Prøving av brannmotstand – Del 1: Generelle krav
NS-EN 1363-2	Prøving av brannmotstand – Del 2: Alternative prosedyrer og tilleggsprosedyrer
NS 3420-P1	Beskrivelsestekster for bygg og anlegg – Del P1: Stålkonstruksjoner
NS 3420-P3	Beskrivelsestekster for bygg og anlegg - Del 3: Tynnplatekonstruksjoner av stålprofiler
NS 3420-P5	Beskrivelsestekster for bygg og anlegg - Del 5: Korrosjonsbeskyttelse
NS 3464	Utførelse av stålkonstruksjoner – Allmenne regler og regler for bygninger
NS 3473	Prosjektering av betongkonstruksjoner – Beregnings- og konstruksjonsregler
NS 3476	Prosjektering av samvirkekonstruksjoner i stål og betong - Beregning og dimensjonering
NS 3479	Prosjektering av bygningskonstruksjoner - Dimensjonerende laster ¹⁾
NS 3490	Prosjektering av konstruksjoner – Krav til pålitelighet
NS 3491-1	Prosjektering av konstruksjoner – Dimensjonerende laster – Del 1: Egenlaster og nyttelaster
NS 3491-2	Prosjektering av konstruksjoner – Dimensjonerende laster – Del 2: Laster på konstruksjoner ved brann ²⁾
NS 3491-5	Prosjektering av konstruksjoner – Dimensjonerende laster – Del 5: Temperaturpåvirkninger ³⁾
NS 3919	Brannteknisk klassifisering av materialer, bygningsdeler, kledninger og overflater
NS-EN ISO 12944-1	Maling og lakk – Korrosjonsbeskyttelse av stålkonstruksjoner med beskyttende malingssystemer – Del 1: Generell introduksjon (ISO 12944-1:1998)
NS-EN ISO 12944-2	Maling og lakk – Korrosjonsbeskyttelse av stålkonstruksjoner med beskyttende malingssystemer – Del 2: Klassifisering av miljøet (ISO 12944-2:1998)
NS-EN ISO 12944-3	Maling og lakk – Korrosjonsbeskyttelse av stålkonstruksjoner med beskyttende malingssystemer – Del 3: Vurdering av utforming (ISO 12944-3:1998)
NS-EN ISO 12944-4	Maling og lakk – Korrosjonsbeskyttelse av stålkonstruksjoner med beskyttende malingssystemer – Del 4: Overflatetyper og forbehandling (ISO 12944-4:1998)

¹⁾ NS 3479 vil bli erstattet av NS 3490 og 3491. NS 3491 vil bli utgitt i separate deler for hver lasttype. Inntil disse deler foreligger, kan de relevante punkter i NS 3479 benyttes, se punkt 9.1.

²⁾ Under utgivelse

³⁾ Under utgivelse

- NS-EN ISO 12944-5 Maling og lakk – Korrosjonsbeskyttelse av stålkonstruksjoner med beskyttende malingssystemer – Del 5: Beskyttende malingssystemer (ISO 12944-5:1998)
- NS-EN ISO 12944-6 Maling og lakk – Korrosjonsbeskyttelse av stålkonstruksjoner med beskyttende malingssystemer – Del 6: Metoder for laboratorieprøving av holdbarhet (ISO 12944-6:1998)
- NS-EN ISO 12944-7 Maling og lakk – Korrosjonsbeskyttelse av stålkonstruksjoner med beskyttende malingssystemer – Del 7: Utførelse og kontroll av malearbeid (ISO 12944-7:1998)
- NS-EN ISO 12944-8 Maling og lakk – Korrosjonsbeskyttelse av stålkonstruksjoner med beskyttende malingssystemer – Del 8: Utarbeidelse av spesifikasjoner for nye konstruksjoner og vedlikehold (ISO 12944-8:1998)
- NS-EN ISO 14713 Korrosjonsbeskyttelse av jern og stål i konstruksjoner – Sink og aluminiumsbelegg - Retningslinjer
- NS-EN 10025 Varmvalsede produkter av ulegerte konstruksjonsstål – Tekniske leveringsbetingelser
- NS-EN 10113-1 Varmvalsede produkter av sveisbare finkornbehandlede konstruksjonsstål – Del 1: Generelle leveringsbetingelser
- NS-EN 10113-2 Varmvalsede produkter av sveisbare finkornbehandlede konstruksjonsstål – Del 2: Leveringsbetingelser for normalisert stål/normalisert og valset stål
- NS-EN 10113-3 Varmvalsede produkter av sveisbare finkornbehandlede konstruksjonsstål – Del 3: Leveringsbetingelser for termomekanisk valset stål
- NS-EN 10137-1 Plater og bredflatstål av høyfast stål i seigherdet eller utskillingsherdet tilstand – Del 1: Generelle leveringsbetingelser
- NS-EN 10137-2 Plater og bredflatstål av høyfast stål i seigherdet eller utskillingsherdet tilstand – Del 2: Leveringsbetingelser for seigherdet stål
- NS-EN 10137-3 Plater og bredflatstål og høyfast stål i seigherdet eller utskillingsherdet tilstand – Del 3: Leveringsbetingelser for utskillingsherdede stål
- NS-EN 10155 Konstruksjonsstål med forbedret motstand mot atmosfærisk korrosjon – Tekniske leveringsbetingelser
- NS-EN 10210-1 Varmvalsede hulprofiler av ulegerte og finkornbehandlede konstruksjonsstål – Del 1: Tekniske leveringsbetingelser
- NS-EN 10219-1 Kaldformede sveiste hulprofiler av ulegerte og finkornbehandlede konstruksjonsstål – Del 1: Tekniske leveringsbetingelser
- prEN 10225 Weldable structural steels for fixed offshore structures.¹⁾
- ENV 1991-1 Eurocode 1 – Basis of design and actions on structures – Part 1: Basis of design
- NS-ENV 1993-1-1 Eurocode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner - Del 1-1: Generelle regler og regler for bygninger
- ENV 1993-1-2 Eurocode 3: General rules – Part 1-2: Structural fire design
- ENV 1993-1-5 Eurocode: General rules – Part 1-5: Supplementary rules for planar plated structures without transverse loading
- ENV 1993-2 Eurocode 3: Design of steel structures – Part 2: Supplementary rules for bridges
- NT FIRE 021 Insulation of steel products - Fire protection

¹⁾ Under utarbeidelse

3 Termer og definisjoner

NS 3490 inneholder termer og definisjoner som gjelder for alle konstruksjonsmaterialer. I denne standarden gjelder følgende definisjoner der enkelte også finnes i NS 3490:

3.1

analyse

beregning av lastvirkningene i konstruksjonen

3.2

brannmotstand

tid i minutter som en bygningsdel motstår oppvarming uten å miste de branntekniske egenskaper som kreves av den

3.3

bruddgrensetilstand

tilstand som er knyttet til sammenbrudd eller andre lignende former for konstruksjonssvikt [NS 3490]

3.3.1

ordinær bruddgrensetilstand

bruddgrensetilstand som er knyttet til ordinære laster

3.3.2

ulykkesgrensetilstand

spesiell bruddgrensetilstand som svarer til sammenbrudd etter en lite sannsynlig hendelse med uvanlige forhold for konstruksjonen, f.eks. brann, eksplosjon, støt, lokal svikt osv.

3.3.3

utmattingsgrensetilstand

spesiell bruddgrensetilstand som svarer til brudd på grunn av virkningen av gjentatte laster

3.4

bruksgrensetilstand

bruksgrensetilstandene er knyttet til spesifiserte kriterier for en konstruksjon eller en konstruksjonsdel ved normal bruk [NS 3490]

3.5

dimensjonerende brukstid

forventet periode en konstruksjon til et tiltenkt formål og med forventet vedlikehold skal brukes uten at det er nødvendig med betydelig reparasjon [NS 3490]

3.6

dimensjonerende last

last som skal brukes ved undersøkelse av en konstruksjon i den angitte grensetilstand

3.7

dimensjonerende lastvirkning

lastvirkning beregnet på grunnlag av dimensjonerende laster

3.8

dimensjonerende materialfasthet

materialfasthet som kan utnyttes ved beregning av kapasitet

3.9

dimensjonering

fastleggelse av dimensjoner eller påvisning av at dimensjonene er tilstrekkelige til at kravene i grensetilstandene er tilfredsstilt

3.10

kapasitet

mekanisk egenskap til en komponent, et tverrsnitt eller en konstruksjonsdel knyttet til bruddgrensetilstanden

3.11

karakteristisk last

last med en fastlagt sannsynlighet, basert på årseksstremer for at den ikke overskrides et enkelt år. For laster som er spesifisert med maksimalverdier som ikke tillates overskredet, benyttes maksimalverdien som karakteristisk last

3.12

karakteristisk materialfasthet

materialfasthet bestemt ved prøving med en fastlagt sannsynlighet for at den ikke skal bli underskredet

3.13

konstruksjonsberegning

beregning som viser at kravene i de ulike grensetilstandene blir oppfylt

MERKNAD Konstruksjonsberegninger omfatter analyse og dimensjonering

3.14

kritisk materialtemperatur

temperatur der materialets dimensjonerende fasthet er redusert til den beregningsmessige spenningen i vedkommende grensetilstand

3.15

last

påførte konsentrerte og fordelte krefter som virker på konstruksjonen og påførte forskyvninger eller tøyninger i konstruksjonen

MERKNAD Termen "last" brukes i det vesentlige i samme betydning som formen "påvirkning". "Last" brukes ofte til å beskrive bare kraftpåvirkningen, men omfatter i denne standarden også virkningene av påførte forskyvninger og tøyninger

[NS3490]

3.16

lastfaktor

partialfaktor for last (påvirkning)

[NS 3490]

3.17

lastvirkning

følgene av påvirkninger på konstruksjonen, f.eks. snittkraft, moment, spenning, tøyning eller forskyvning

[NS 3490]

3.18

materialfaktor

faktor som karakteristisk fasthet skal divideres med for å gi dimensjonerende fasthet

MERKNAD: Materialfaktoren tar hensyn til usikkerheten i materialfasthet og tverrsnittsgeometri. Usikkerheter i modellen for beregning av kapasitet inngår i reglene for beregning av kapasitet for de ulike bruddformer.

3.19

produksjonsunderlag

arbeidsbeskrivelser og tegninger den utførende skal ha for å kunne utføre arbeidet i henhold til prosjekteringsforutsetningene

[NS 3490]

3.20

prosjekterende

person eller foretak som utfører prosjekteringen

3.21

samvirkekonstruksjon

konstruksjon med tverrsnitt satt sammen av deler av betong eller av betong og stål, hvor delene virker sammen ved overføring av laster

3.22

spennvidde

avstand mellom de forutsatte oppleggsreaksjonenes senterlinjer

3.23

spenningsvidde

differensen mellom største og minste spenning ved en variasjon i lasten

3.24

systemlinje

referanselinje i den benyttede beregningsmodellen

4 Symboler og systemkoordinater

4.1 Symboler

Symbol	Størrelse	Enhet
A	tverrsnittsareal	mm^2
E	stålets elastisitetsmodul	N/mm^2
F	kraft, last	N
G	skjærmodul	N/mm^2
I	2. arealmoment	mm^4
L	lengde, teoretisk spennvidde	mm
M	moment	Nmm
N	aksialkraft	N
N	lastvekslingstall	-
S	lastvirkning	-
V	skjærkraft	N
V	volum	mm^3
W	tverrsnittsmodul	mm^3
a	rotmål for sveis	mm
a	kantlengde	mm

b	bredde eller kantlengde	mm
d	diameter	mm
e	eksentrisitet, ende- og kantavstand	mm
f	materialfasthet	N/mm ²
h	totalhøyde av tverrsnitt	mm
i	treghetsradius	mm
k	koeffisient, faktor	-
m	normalisert moment	-
n	normalisert aksialkraft	-
n	antall	-
p	skrueavstand, hullavstand	mm
r	radius	mm
s	lastutbredelse	mm
t	tid, brannmotstand i minutter	min
t	tykkelse	mm
α	temperaturutvidelseskoeffisient	-
χ	knekkingsfaktor	-
ε	lengdetøyning, regnet positiv som forlengelse	-, o/oo
ε	flytespenningsforhold	-
κ	lastfaktor	-
κ_M	materialfaktor	-
η	faktor mht. skjær	-
λ	slankhet	-
θ	temperatur	°C
σ	normalspenning, regnet positiv for strekk	N/mm ²
τ	skjærspenning	N/mm ²

4.2 Symboler for indekser

Indekser som brukes i standarden, har følgende betydning:

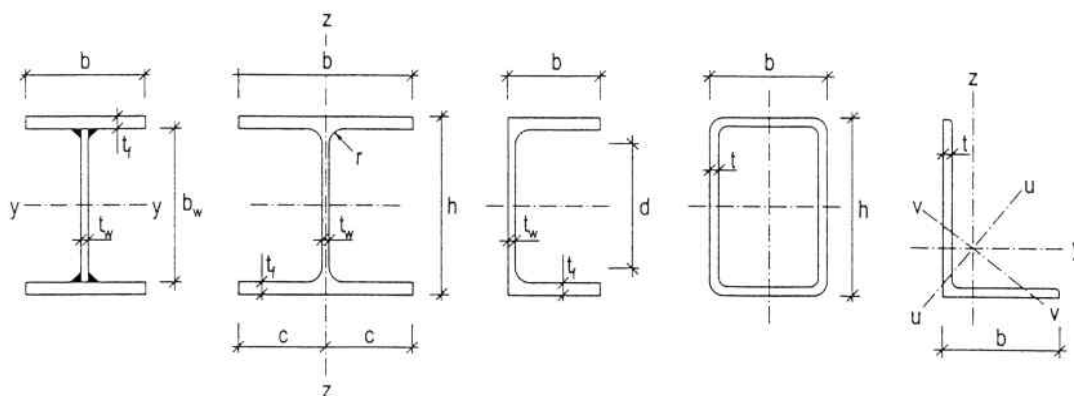
D	grense
LT	vipping
M	moment
N	aksialkraft
R	motstand
T	torsjonsmoment
V	skjærkraft
b	brutto
c	trykksone
cr	kritisk
d	dimensjonerende fasthet eller kapasitet
eff	effektiv
f	dimensjonerende lastvirkning
f	flens (for geometriske størrelser)
fi	lastvirkning, hhv. kapasitet ved høy temperatur
fl	gurt, flens
k	karakteristisk verdi
l	lengde
m	middelverdi
n	nettoverdi
p	plastisk
st	stiver
u	bruddfasthet
v	skjær

w	steg, sveis
y	flytning
θ	egenskap ved høy temperatur
$\perp$	normal
	parallel

4.3 Systemkoordinater

Følgende konvensjon er benyttet for koordinataksler, se figur 1:

x-akse	komponentens lengdeakse
y-akse	tverrsnittets sterke akse; for vinkelprofil akse parallelt med minste vinkelben
z-akse	tverrsnittets svake akse; for vinkelprofil akse parallelt med største vinkelben
u-akse	tverrsnittets sterke akse når den ikke faller sammen med y-aksen
v-akse	tverrsnittets svake akse når den ikke faller sammen med z-aksen



Figur 1 – Definisjon av tverrsnittsgeometri og -akser

5 Prosjektforutsetninger

5.1 Generelt

Prosjektforutsetningene skal være klarlagt når det gjelder bruk og utførelse. Disse er grunnleggende for at konstruksjoner prosjektert etter denne standarden får den pålitelighet som er krevd i NS 3490.

Den prosjekterende skal påse at bruksforutsetningene fremskaffes.

5.2 Bruksforutsetninger

Standarden forutsetter at det foreligger tilstrekkelig informasjon om konstruksjonens bruk og drift. Informasjonen skal omfatte

- beskrivelse av konstruksjonens bruks- og driftsforutsetninger;
- lastbeskrivelse;
- miljøbetingelser.

Standarden forutsetter videre at

- konstruksjonens bruksbetingelser ikke blir endret uten ny vurdering av sikkerhet og funksjon;
- konstruksjonen blir tilfredsstillende vedlikeholdt, slik at sikkerhet og funksjonsdyktighet opprettholdes.

5.3 Utførelsesforutsetninger

Standarden forutsetter at stålarbeider ikke utføres før:

- det nødvendige produksjonsunderlag foreligger;
- de nødvendige beregninger er utført, og prosjekteringskontroll, som krevd i 8.4, er gjennomført.

6 Pålitelighetsklasser

6.1 Generelt

Pålitelighetsklassen fastsettes i samsvar med NS 3490 i forhold til de mulige konsekvenser av brudd eller funksjonssvikt av en konstruksjon eller konstruksjonsdel.

Tabell 1 – Pålitelighetsklasser

Pålitelighetsklasse	Konsekvens
1	Liten
2	Middels
3	Stor
4	Særlig stor

Konstruksjonsdeler som ikke inngår i hovedbæresystemet av en konstruksjon, kan ha lavere pålitelighetsklasse enn hovedbæresystemet.

MERKNAD: NS 3490 gir veiledende eksempler for fastsettelse av pålitelighetsklasse.

6.2 Kvalitetssikring

Krav til kvalitetssikring er gitt i NS 3490.

6.3 Dimensjonerende situasjoner

Konstruksjoner skal undersøkes for dimensjonerende situasjoner som, angitt i NS 3490.

7 Krav til materialer og utførelse

7.1 Generelt

Krav til materialer og utførelse skal fremgå av produksjonsunderlaget.

Stålkonstruksjoner skal utføres i samsvar med NS 3464.

7.2 Kontroll av utførelse

7.2.1 Den prosjekterende skal angi kontrollklasse på grunnlag av pålitelighetsklasse, i samsvar med tabell 2 og bestemmelsene i NS 3490.

Tabell 2 – Kontrollklasse for utførelse

Pålitelighetsklasse	Kontrollklasse for utførelse
1	Begrenset
2	Normal
3	Utvidet
4	Skal spesifiseres

Kravene til kontroll av utførelse er gitt i NS 3490 og i NS 3464.

Det forutsettes at det for prosjekter i pålitelighetsklasse 2, 3 og 4 utarbeides en kontrollplan, og at den utførte kontroll dokumenteres. Planen skal fremheve de områder som er særlig viktige.

7.2.2 For stålarbeider i klasse u t v i d e t k o n t r o l l skal det foreskrives at kontrollen utføres av foretak som er uavhengige av de utførende foretak.

7.3 Krav til materialer

Grunnmaterialer og forbindelsesmidler skal tilfredsstille kravene i Norsk Standard, se punkt 2.

For levering og kontroll av materialer henvises det til NS 3464.

7.3.1 Stålsorter og konstruksjonsfastheter

7.3.1.1 Nominelle fasthetsverdier

De nominelle verdier for flytespenning f_y og strekkfasthet f_u er gitt i tabell 3 for de vanligste konstruksjonsstål.

Flytespenningsforholdet ε er definert ved

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}, \text{ der } f_y \text{ innsettes i N/mm}^2.$$

Tabell 3 – Nominelle fasthetsverdier (N/mm²)

Stålsort	$t \leq 40 \text{ mm}$		$40 \text{ mm} < t \leq 80 \text{ mm}^{6)}$	
	f_y	f_u	f_y	f_u
NS-EN 10025 ¹⁾				
NS-EN 10210-1				
NS-EN 10219-1				
S235	235	360	215	340
S275	275	430	255	410
S355	355	510	335	490
NS-EN 10113 ²⁾				
S275 N/NL	275	390	235	370
S355 N/NL	355	490	335	470
S420 N/NL	420	540	390	520
S460 N/NL	460	570	430	550
S275 M/ML	275	380	255 ⁴⁾	360 ⁴⁾
S355 M/ML	355	470	335 ⁴⁾	450 ⁴⁾
S420 M/ML	420	520	390 ⁴⁾	500 ⁴⁾
S460 M/ML	460	550	430 ⁴⁾	530 ⁴⁾
NS-EN 10137 ³⁾				
S460 Q/QL/QL1	460	570	440	550
NS-EN 10155 ⁵⁾				
S235 W	235	360	215	340
S355 W	355	510	335	490

1) Vanlig konstruksjonsstål.

2) Finkornstål.

3) Seigherdingsstål.

4) Gjelder for plater med $40 \text{ mm} < t \leq 63 \text{ mm}$.

5) Rusttrege stål.

6) For $t > 80 \text{ mm}$ kan verdiene fra produktstandarden legges til grunn.

7.3.2 Materialkrav ved global plastisk analyse

Dersom en global plastisk analyse benyttes for konstruksjonen skal materialet tilfredsstillende følgende tre tilleggskrav:

- a) Forholdet mellom de nominelle verdier av f_u og f_y skal tilfredsstillende

$$\frac{f_u}{f_y} \geq 1,2$$

- b) bruddforlengelsen δ_5 ikke er mindre enn 15 %

- c) tøyningen ε_u som svarer til f_u skal tilfredsstillende

$$\varepsilon_u \geq 15 \varepsilon_y$$

der ε_y er tøyningen som svarer til f_y .

Stålsortene som er gitt i tabell 3 kan anses å tilfredsstillende disse kravene.

7.3.3 Slagseighet

Materialet skal ha tilstrekkelig slagseighet, slik at sprøbrudd ikke opptrer ved konstruksjonens laveste driftstemperatur i løpet av dens dimensjonerende brukstid. Drifttemperaturen bestemmes på grunnlag av 50 års returperiode.

Dette kravet kan anses oppfylt dersom platetykkelsen ikke overskrider verdiene i henholdsvis tabell 4 for konstruksjoner i pålitelighetsklasse 3 og tabell 5 for pålitelighetsklasse 1 og 2.

MERKNAD 1 NS 3491-5 som er under utarbeidelse, vil gi døgminimumstemperatur med 50 års returperiode for 118 målestasjoner i Norge.

MERKNAD 2 Regler for støtbelastede konstruksjoner er gitt i ENV 1993-2, Annex C.

Tabell 4 – Maksimale tykkelser i millimeter for ulike stålsorter (Pålitelighetsklasse 3)

Stålsort		Laveste driftstemperatur θ ¹⁾					
Standard	Betegnelse	0 °C	-10 °C	-20 °C	-30 °C	-40 °C	-50 °C
NS-EN 10025	S235JR	25	16	-	-	-	-
	S235J0	>100	80	45	30	20	16
	S235J2	>100	>100	>100	45	35	25
	S275JR	20	-	-	-	-	-
	S275J0	>100	75	40	25	20	-
	S275J2	>100	>100	100	40	30	20
	S355JR	16	-	-	-	-	-
	S355J0	75	55	35	20	16	-
	S355J2	>100	100	75	35	25	16
NS-EN 10113	S420N/M	>100	>100	>100	100	45	25
	S420NL/ML	>100	>100	>100	>100	100	90
	S355N/M	>100	>100	>100	75	40	20
	S355NL/ML	>100	>100	>100	>100	75	40
	S460N/M	>100	>100	>100	45	35	25
	S460NL/ML	>100	>100	>100	100	45	30
	S460N/M	>100	>100	100	40	30	20
	S460NL/ML	>100	>100	>100	75	40	30
	S460Q	>100	100	40	20	-	-
NS-EN ²⁾ 10137	S460QL	>100	>100	100	40	30	20
	S460QL1	>100	>100	>100	75	40	30
1) For konstruksjoner som er utmattingsbelastet, skal maksimal tykkelse velges etter verdier for minste driftstemperatur – 20 °C. Angivelsen > 100 i tabellen betyr at tykkelsen kan være større enn 100 mm og at en egen vurdering er nødvendig for å fastsette grensen.							
2) Seigherdingsstål (Q-stål)							

**Tabell 5 – Maksimale tykkelser i millimeter for ulike stålsorter
(Pålitelighetsklasse 1 og 2)**

Stålsort		Laveste driftstemperatur					
Standard	Betegnelse	0 °C	-10 °C	-20 °C	-30 °C	-40 °C	-50 °C
NS-EN 10025	S235JR	45	30	25	16	-	-
	S235J0	>100	>100	>100	100	45	25
	S235J2	>100	>100	>100	>100	>100	75
	S275JR	45	30	20	-	-	-
	S275J0	>100	>100	100	75	40	30
	S275J2	>100	>100	>100	>100	100	75
	S355JR	40	20	-	-	-	-
	S355J0	>100	>100	75	45	35	25
	S355J2	>100	>100	>100	>100	75	45
	S355K2	>100	>100	>100	>100	>100	100
NS-EN 10113	S275N/M	>100	>100	>100	>100	>100	100
	S275NL/ML	>100	>100	>100	>100	>100	>100
	S355N/M	>100	>100	>100	>100	>100	100
	S355NL/ML	>100	>100	>100	>100	>100	>100
	S420N/M	>100	>100	>100	>100	>100	80
	S420NL/ML	>100	>100	>100	>100	>100	95
	S460N/M	>100	>100	>100	>100	100	75
	S460NL/ML	>100	>100	>100	>100	>100	90
NS-EN ¹⁾ 10137	S460Q	>100	>100	100	75	45	35
	S460QL	>100	>100	>100	>100	100	75
	S460QL1	>100	>100	>100	>100	>100	90
1) Seigherdingsstål (Q-stål)							

8 Krav til prosjektering og dokumentasjon

8.1 Generelt

Dokumentasjon etter denne standarden skal være datert og underskrevet av den prosjekterende. Den utførte prosjekteringskontroll skal fremgå.

8.2 Konstruksjonsberegninger

Konstruksjonsberegningene skal gi tilstrekkelig informasjon om de forutsetninger som er lagt til grunn for prosjekteringen. Informasjonen skal omfatte følgende:

- bruksforutsetninger;
- pålitelighetsklasse(r);
- lastantakelser;
- underlagets eller grunnens egenskaper;
- miljøpåvirking;
- krav til brannmotstand;

- øvrige forutsetninger for konstruksjonsberegningene.

Beregningene skal angi:

- beregningsmodell;
- materialer;
- kontrollklasser;
- toleranser, toleranseklasse;
- beregningsmetoder;
- dimensjonerende lastvirkninger;
- dimensjonering i samsvar med denne standard.

For ikke alminnelig kjente beregningsmetoder skal kilder oppgis eller formler utledes så langt at riktigheten kan kontrolleres. For datamaskinprogram skal det foreligge dokumentasjon som redegjør for programmets teorigrunnlag, metoder, gyldighetsområde, innlesning av data og utskrift av resultater samt utprøving og kontroll. Utskriften skal inneholde fullstendig identifikasjon av programversjonen og beregningsforutsetningene slik at resultatene kan kontrolleres.

8.3 Produksjonsunderlag

Produksjonsunderlaget skal bestå av tegninger, beskrivelser og spesifikasjoner som entydig beskriver hvordan konstruksjonen skal utføres. NS 3464 og NS 3420-P1 angir hva som skal inngå i produksjonsunderlaget.

8.4 Prosjekteringskontroll

Konstruksjonsberegninger og tegninger skal kontrolleres. Utført kontroll skal dateres og signeres.

Krav til kontroll av prosjekteringen er fastsatt på grunnlag av konstruksjonens pålitelighetsklasse(r) i samsvar med NS 3490, som vist i tabell 6.

Tabell 6 – Krav til prosjekteringskontroll

Pålitelighetsklasse	Kontrollklasse for prosjektering
1	Begrenset
2	Normal
3	Utvidet
4	Skal spesifiseres

8.5 Kontrollplan for utførelsen

Den prosjekterende skal angi hvilke deler av konstruksjonen der det er særlig viktig at utførelsen blir nøye kontrollert, slik at dette kan innarbeides i kontrollplanen, se 7.2.

9 Last og lastvirkning

9.1 Lastantakelser

9.1.1 Konstruksjoner skal beregnes for de laster som er gitt i NS 3490 og NS 3491, andre gjeldende lastforskrifter og spesifikasjoner fra tiltakshaver.

Det skal tas hensyn til lasttilstander under bygging som har betydning for konstruksjonens senere funksjonsdyktighet.

9.1.2 Det skal tas hensyn til virkningene av temperaturendringer der dette har betydning for konstruksjonens funksjon og bæreevne.

9.2 Fysiske størrelser

Følgende nominelle verdier kan benyttes som karakteristiske verdier for konstruksjonsstål:

- elastisitetsmodul $E = 2,1 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$;
- skjærmodul $G = 0,8 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$;
- tverrkontraksjonstall $\nu = 0,3$;
- massetetthet $\rho = 7850 \text{ kg/m}^3$;
- tyngdetetthet $\gamma = 77 \text{ kN/m}^3$;
- stålets temperaturutvidelseskoeffisient $\alpha = 12 \times 10^{-6} \text{ per } ^\circ\text{C}$.

9.3 Lastvirkninger

9.3.1 Lastvirkningene beregnes på grunnlag av konstruksjonens systemlinjer eller -flater. Det skal tas hensyn til avvik fra tilsiktet systemgeometri der dette har vesentlig betydning for lastvirkningene. Systemtoleranser er gitt i NS 3464.

9.3.2 Reglene for beregning av lastvirkninger er gitt under de enkelte grensetilstander.

9.4 Samvirkekonstruksjoner

9.4.1 Konstruksjoner der konstruksjonsdeler av betong skal virke sammen med konstruksjonsdeler av stål, skal beregnes i henhold til reglene i NS 3476. Ståldelene kan beregnes og dimensjoneres etter reglene i denne standarden.

9.4.2 I bruksgrensetilstanden skal det tas hensyn til om de enkelte laster påføres før eller etter at samvirke er etablert.

10 Dimensjoneringsprinsipper

10.1 Generelt

Dimensjonering kan baseres på beregninger eller prøving eller en kombinasjon av disse.

MERKNAD Denne standarden gir ikke regler for dimensjonering ved prøving. NS 3490 gir retningslinjer for dimensjonering ved prøving. ENV 1993, Annex Y gir også anvisninger for dimensjonering ved prøving.

10.2 Grensetilstander

10.2.1 Konstruksjoner skal tilfredsstille kravene i følgende grensetilstander:

- ordinær bruddgrensetilstand;
- ulykkesgrensetilstanden;

- utmattingsgrensetilstanden;
- bruksgrensetilstanden.

10.2.2 I ordinær bruddgrensetilstand og ulykkesgrensetilstanden skal det påvises ved beregning eller ved en kombinasjon av beregning og prøving at kapasiteten er større enn de dimensjonerende lastvirkninger.

10.2.3 I utmattingsgrensetilstanden påvises at konstruksjonen tåler de forutsatte lastvekslinger.

10.2.4 Ved dimensjonering i bruksgrensetilstanden skal det påvises at konstruksjonen under hele sin brukstid tilfredsstiller krav knyttet til dens bruk og formål. Krav til grenseverdier skal fremgå av forutsetningene for konstruksjonsberegningene. Krav til bruksgrensetilstanden skal også sikre konstruksjonens bestandighet og bæreevne.

Påvisningen kan omfatte:

- tøyninger;
- forskyvninger;
- dynamiske virkninger.

10.3 Dimensjonerende lastvirkninger

10.3.1 Dimensjonerende lastvirkninger bestemmes ved bruk av laster i henhold til 9.1.1 og lastfaktorer, i samsvar med NS 3490.

10.3.2 Dimensjonerende lastvirkninger forårsaket av påførte deformasjoner ved temperaturendringer, støttesenkninger osv. er enten permanente laster (G) eller variable laster (Q) og skal behandles tilsvarende, se NS 3490.

10.3.3 Ved dimensjonering for laster i utmattingsgrensetilstanden skal lastfaktoren settes lik 1,0 for alle laster, se 13.2.1.

10.4 Dimensjonerende materialfasthet

10.4.1 Ved dimensjonering ved beregning fastsettes en dimensjonerende materialfasthet ved at karakteristisk fasthet divideres med en materialfaktor γ_M . Karakteristisk materialfasthet settes lik de nominelle verdier for f_y eller f_u gitt i 7.3, avhengig av hvilken kapasitet som påvises.

Materialfaktoren skal ta hensyn til usikkerheter i materialfasthet og tverrsnittsgeometri. Materialfaktorene er fastsatt uten hensyn til eventuell kapasitetsreduksjon forårsaket av korrosjon eller mekanisk nedbryting.

10.4.2 Materialfaktorer

For materialfaktorer benyttes følgende verdier:

a) Ordinær bruddgrensetilstand

Tverrsnittskapasitet	$\gamma_{M1} = 1,10$
Stavknekking	$\gamma_{M1} = 1,10$
Kapasitet av svekket tverrsnitt	$\gamma_{M2} = 1,25$
Skrue- og bolteforbindelser	$\gamma_{M2} = 1,25$
Sveiste forbindelser	$\gamma_{M2} = 1,25$
Friksjonsforbindelser	$\gamma_{M3} = 1,25$

For spesielle tilfeller kan γ_{M3} ha annen verdi, se 12.5.2.7.

b) Ulykkesgrensetilstanden

Alle materialfaktorer settes lik 1,0

c) Utmattingsgrensetilstanden

Materialfaktor $\gamma_{Mf} = 1,0$

Under spesielle betingelser kan andre verdier benyttes, se 13.3.1.

d) Bruksgrensetilstanden

Alle materialfaktorer settes lik 1,0, unntatt i friksjonsforbindelser, der faktoren γ_{M3} settes lik 1,10.

11 Grunnlag for dimensjonering ved beregning

11.1 Generelt

Påvisning av konstruksjonens eller komponentenes kapasitet i bruddgrensetilstanden skal baseres på en lastvirkningsanalyse i henhold til en av følgende metoder:

Elastisk global analyse

Plastisk global analyse

Ikke-lineær global analyse

Dimensjonering av konstruksjonens komponenter (påvisning av kapasitet) kan baseres på:

Elastisitetsteorien

Plastisitetsteorien

Ved beregning av lastvirkningene skal de karakteristiske lastene multipliseres med de relevante lastfaktorene i henhold til NS 3490.

11.2 Virkning av deformasjoner

Den globale analysen kan gjennomføres etter en

- a) 1. ordens analyse basert på konstruksjonens initialgeometri, der aksialkreftenes innvirkning på konstruksjonens stivhet og endringer i konstruksjonens geometri som skyldes lastene, neglisjeres. Slike analyser kan benyttes for avstivede konstruksjoner der de horisontale krefter kan tas av avstivningssystemet og for konstruksjoner som har tilstrekkelig sideveis stivhet, slik at tillegget i de indre krefter, som skyldes knutepunktenes forskyvning, kan neglisjeres. I motsatt fall må det tas hensyn til virkningen av deformasjonene ved den etterfølgende dimensjonering.
- b) 2. ordens analyse som tar hensyn til at deformasjoner som skyldes lastene, vil påvirke snittkreftenes fordeling og størrelse i konstruksjonen. Slike analyser kan benyttes for alle konstruksjonstyper.

11.3 Elastisk global analyse

Analysen forutsetter at materialets spennings-tøyningsrelasjon er lineær med en elastisitetsmodul E uavhengig av spenningsnivået. Denne antakelse kan benyttes både for 1. og 2. ordens analyse.

Ved analysen skal det tas hensyn til eventuell redusert stivhet av komponenter på grunn av skjærdeformasjoner (shear-lag).

En elastisk lastvirkningsanalyse kan kombineres med en plastisk beregning av komponentenes tverrsnittskapasitet.

11.4 Plastisk global analyse

Ved bruk av en plastisk global analyse (flyteleddberegning) skal komponentene ha tilstrekkelig rotasjonskapasitet i de områder hvor det forutsettes at flyteledd vil opptre, se 12.1.2, og tverrsnittet skal

ha en symmetriakse i belastningens plan. Komponentene skal være avstivet mot sideveis forskyvning i alle punkter hvor flyteledd dannes.

11.5 Ikke-lineær global analyse

Ikke-lineære analyser ivaretar ikke-lineariteter som både skyldes endringer i konstruksjonens geometri og materialets inelastiske oppførsel. Slike analyser integrerer lastvirkningsanalysen og dimensjoneringen, og egen påvisning av kapasiteten er unødvendig.

Med mindre det tas hensyn til lokal knekning i analysen, skal komponentene tilhøre tverrsnittsklasse 1. Beregningsmodellen skal kunne representere konstruksjonstypens virkelige oppførsel.

I analysen skal det tas hensyn til relevante materialegenskaper, egenspenninger, geometriske imperfeksjoner, 2. ordens effekter, og eventuelle deformasjoner i forbindelser og konstruksjonsdetaljer.

11.6 Geometriske avvik

Virkningen av geometriske avvik skal ivaretas i den globale lastvirkningsanalysen, ved analysen av eventuelle avstivningssystemer, samt ved dimensjoneringen av de enkelte komponenter.

Beregningsmessig kan avvikene ivaretas med et representativt avvik i beregningsmodellens geometri eller ved at konstruksjonen påføres en ekvivalent belastning i beregningsmodellen, se figur 2.

11.6.1 Rammer og etasjebygg

For rammer og etasjebygg består det representative geometriske avvik av en skjevstilling ϕ av søylene

$$\phi = \phi_o k_c k_s$$

med

$$\phi_o = 1/200$$

$$k_c = \sqrt{0,5 + \frac{1}{n_c}} \quad \text{og} \quad k_c \leq 1,0$$

$$k_s = \sqrt{0,2 + \frac{1}{n_s}} \quad \text{og} \quad k_s \leq 1,0$$

der

n_c er antall søyler i det betraktede plan

n_s er antall etasjer.

Søylar som er belastet med en aksialkraft som er mindre enn 50 % av middelveiden av aksialkreftene i de betraktete søylene skal ikke medtas i n_c . Søyler som ikke er gjennomgående over alle n_s etasjer, skal ikke medregnes i n_c .

Alternativt skal hver etasjeskiller i rammen belastes med en horisontalkraft som med hensyn til likevekt er ekvivalent med skjevstillingen ϕ , se figur 2a.

11.6.2 Avstivningssystemer

Ved beregning av snittkrefter i avstivningssystemet for en trykkbelastet stav eller flens kan det tas hensyn til komponentenes initielle avvik ved å gi systemet en representativ utbøyning med amplitude lik

$$e_o = k_r \frac{L}{500}$$

der L er avstivningssystemets spennvidde og k_r skal oppfylle betingelsene:

$$k_r = \sqrt{0,2 + \frac{1}{n_r}} \text{ og } k_r \leq 1,0$$

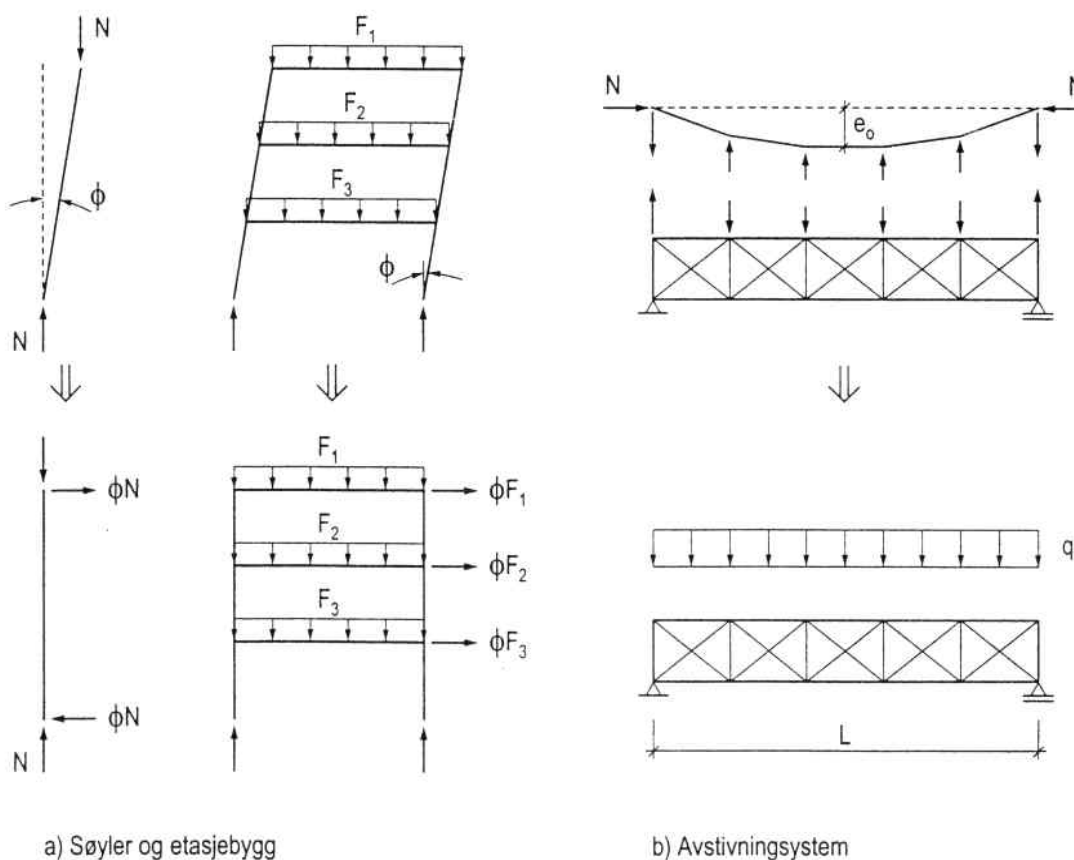
Her er n_r antall komponenter som skal avstives.

Alternativt benyttes for en enkelt komponent en ekvivalent jevnt fordelt last over avstivningssystemets lengde, se figur 2.b. Verdien av q settes lik:

$$q = \begin{cases} \frac{N_f}{50L} & \text{for } \delta_q \leq \frac{L}{2500} \\ \frac{N_f (1 + \alpha)}{60L} & \text{for } \delta_q > \frac{L}{2500} \end{cases} \quad (2\% \text{ av aksialkraft})$$

der N_f er aksialkraften i staven eller trykkflensen, δ_q er forskyvningen av avstivningssystemet på grunn av q og eventuelle ytre laster. Koeffisienten α er gitt ved

$$\alpha = 500 \frac{\delta_q}{L} \text{ og } \alpha \geq 0,2$$



Figur 2 – Skjevstilling og tverrlaster på avstivningssystemer

Dersom flere staver eller flenser skal fastholdes er

$$q = \begin{cases} (k_r + 0,2) \frac{\sum N_f}{60L} & \text{for } \delta_q \leq \frac{L}{2500} \\ (k_r + \alpha) \frac{\sum N_f}{60L} & \text{for } \delta_q > \frac{L}{2500} \end{cases}$$

der $\sum N_f$ er summen av aksialkreftene i de avstivede komponenter.

11.6.3 Staver

Ved dimensjonering av trykkstaver ivaretas normalt virkningen av de geometriske avvik gjennom bruken av knekkkurvene, se 12.3.2 og 12.3.4.

Ved bruk av 2. ordens analyse for staver kan staven gis en initiell utbøyning slik at de effekter som er innebygd i knekkkurvene også blir ivaretatt i analysen. Utbøyningens amplitude $e_{0,d}$ kan avledes av stavens slankhet, relevant knekkingskurve og analysemetode.

MERKNAD NS-ENV 1993-1-1 gir ytterligere informasjon.

Dersom det er nødvendig å inkludere stavenes geometriske avvik i en global analyse, skal det gjennomføres en 2. ordens analyse av konstruksjonen basert på de relevante verdier av $e_{0,d}$.

11.7 Slankhetskrav for staver

Trykkstaver i bærende konstruksjoner skal ikke ha større slankhet enn $\lambda = \frac{L}{i} = 250$.

Strekkstaver kan utføres med slankhet λ større enn 250 dersom det kan påvises at en større slankhet ikke fører til ugunstige deformasjoner eller skader under produksjon, transport, montasje eller i den ferdige konstruksjonen.

12 Ordinær bruddgrensetilstand

12.1 Klassifisering av tverrsnitt

12.1.1 Generelt

I en global plastisk analyse forutsettes at det dannes plastiske ledd i konstruksjonens komponenter, og at disse ledd har tilstrekkelig rotasjonskapasitet til at momentene i konstruksjonen kan omlagres, se 11.4. Dette oppnås ved krav til slankheten av komponentenes tverrsnittsdeler.

En global elastisk analyse kan gjennomføres for tverrsnittsdeler med vilkårlig slankhet forutsatt at det tas hensyn til at lokal knekking kan begrense tverrsnittets stivhet og kapasitet.

12.1.2 Klassifisering

Komponenters tverrsnitt eller tverrsnittsdeler kan grupperes i fire klasser:

Tverrsnittsklasse 1 er tverrsnitt som kan danne plastiske flyteledd med tilstrekkelig rotasjonskapasitet til at en plastisk analyse kan benyttes.

Tverrsnittsklasse 2 er tverrsnitt som kan utvikle dets plastiske momentkapasitet, men som har begrenset rotasjonskapasitet.

Tverrsnittsklasse 3 er tverrsnitt som kan nå flytning i det mest påkjente fiber før lokal knekking inntreffer.

Tverrsnittsklasse 4 er tverrsnitt der det må tas hensyn til lokal knekking ved beregning av stivhet og kapasitet.

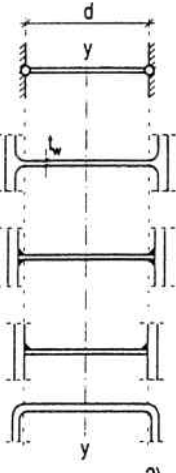
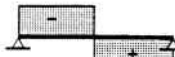
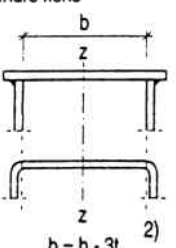
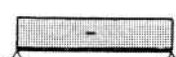
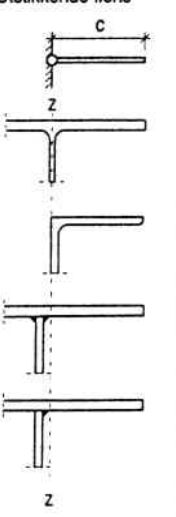
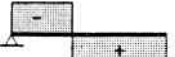
Grenseverdien for tverrsnittsdelenes slankhet, uttrykt ved forholdet mellom bredde og tykkelse, er gitt i tabell 7 for tverrsnittsklassene 1, 2 og 3. Tverrsnittsdeler som ikke tilfredsstiller kravene til klasse 3, tilhører klasse 4.

Grenseverdiene for slankheten for vinkelprofiler og sirkulære hulprofiler er gitt i tabell 8.

Tverrsnittsklassen for et tverrsnitt settes normalt lik klassen for den tverrsnittsdel som har høyeste klassifiseringstall (minst gunstige klassifisering).

Det henvises til 12.4.3.1 for beregning av effektive tverrsnitt i tverrsnittsklasse 4.

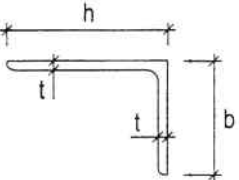
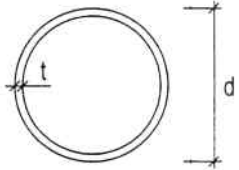
Tabell 7 – Grenseverdier for tverrsnittsdelers slankhet

Tverrsnittsdeler	1)	Klasse 1	Klasse 2	Klasse 3
Steg  $d = h - 3t$ 2)	N  $d/t_w \leq 33 \epsilon$	 $d/t_w \leq 38 \epsilon$	 $d/t_w \leq 42 \epsilon$	
M_y  $d/t_w \leq 72 \epsilon$	 $d/t_w \leq 83 \epsilon$	 $d/t_w \leq 124 \epsilon$		
$N + M_y$  $\alpha > 0,5$ $d/t_w \leq \frac{396 \epsilon}{(13 \alpha - 1)}$ $\alpha \leq 0,5$ $d/t_w \leq \frac{36 \epsilon}{\alpha}$	 $\alpha > 0,5$ $d/t_w \leq \frac{456 \epsilon}{(13 \alpha - 1)}$ $\alpha \leq 0,5$ $d/t_w \leq \frac{41,5 \epsilon}{\alpha}$	 $\psi > -1$ $d/t_w \leq \frac{126 \epsilon}{2 + \psi}$		
Indre flens  $b = h - 3t$ 2)	N  $b/t_f \leq 42 \epsilon$	 $b/t_f \leq 42 \epsilon$	 $b/t_f \leq 42 \epsilon$	
$N + M_y$  $b/t_f \leq 33 \epsilon$	 $b/t_f \leq 38 \epsilon$	 $b/t_f \leq 42 \epsilon$		
Utskikkende flens  z	$N + M_y$  Valset: $c/t_f \leq 10 \epsilon$ Sveist: $c/t_f \leq 9 \epsilon$	 Valset: $c/t_f \leq 11 \epsilon$ Sveist: $c/t_f \leq 10 \epsilon$	 Valset: $c/t_f \leq 15 \epsilon$ Sveist: $c/t_f \leq 14 \epsilon$	
$N + M_z$  Valset: $c/t_f \leq 10 \epsilon / \alpha$ Sveist: $c/t_f \leq 9 \epsilon / \alpha$	 Valset: $c/t_f \leq 11 \epsilon / \alpha$ Sveist: $c/t_f \leq 10 \epsilon / \alpha$	 Valset: $c/t_f \leq 23 \epsilon \sqrt{k_\sigma}$ Sveist: $c/t_f \leq 21 \epsilon \sqrt{k_\sigma}$ 3)		
$N + M_z$  Valset: $c/t_f \leq \frac{10 \epsilon}{\alpha \sqrt{\alpha}}$ Sveist: $c/t_f \leq \frac{9 \epsilon}{\alpha \sqrt{\alpha}}$	 Valset: $c/t_f \leq \frac{11 \epsilon}{\alpha \sqrt{\alpha}}$ Sveist: $c/t_f \leq \frac{10 \epsilon}{\alpha \sqrt{\alpha}}$	 Valset: $c/t_f \leq 23 \epsilon \sqrt{k_\sigma}$ Sveist: $c/t_f \leq 21 \epsilon \sqrt{k_\sigma}$ 3)		

1) Snittkrefter som forårsaker den viste spenningsfordeling
 2) Gjelder for rektangulære hulprofiler
 3) k_σ er knekkingstallet, se tabell 14

2) Gjelder for rektangulære hulprofiler
 3) k_σ er definert i 7.3.1.1

Tabell 8 – Grenseverdier for vinkelprofiler og rør

Tverrsnitt	1)	Klasse 1	Klasse 2	Klasse 3
	N			$\frac{h}{t} \leq 15 \varepsilon$ $\frac{h+b}{2t} \leq 11,5 \varepsilon$
	N + M	$\frac{d}{t} \leq 50 \varepsilon^2$	$\frac{d}{t} \leq 70 \varepsilon^2$	$\frac{d}{t} \leq 90 \varepsilon^2$

1) Opptredende snittkrefter

2) ε er definert i 7.3.1

12.2 Kapasitet av tverrsnitt

12.2.1 Generelt

Tverrsnittskapasiteten for staver kan bestemmes på grunnlag av elastisk spenningsfordeling eller plastisk spenningsfordeling.

Det skal tas hensyn til skjærdeformasjonenes virkning på spenningsfordelingen i tverrsnittet (shear lag) der dette har betydning for kapasiteten.

Det henvises til 12.4.3 for tverrsnitt i klasse 4, der lokal knekking begrenser kapasiten og 12.4.4 for skjærknekkning av steg.

I tillegg til påvisning av tverrsnittenes kapasitet skal komponentene undersøkes med hensyn til knekking og vipping.

12.2.2 Beregningsforutsetninger

Den elastiske kapasiteten kan bestemmes på basis av von Mises flytekriterium, som for en plan spenningstilstand gir

$$\sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2 - \sigma_x \sigma_y + 3\tau_{xy}^2} \leq f_d = \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$$

Den plastiske kapasiteten kan beregnes på basis av plastisitetsteoriens nedre grenseteorem ved å velge en spenningsfordeling over tverrsnittet som er i likevekt med de ytre snittkrefter, og som ikke noe sted overskrider materialets dimensjonerende spenning. Det forutsettes at materialet har tilstrekkelig duktilitet til at den valgte spenningsfordeling kan inntre. Den plastiske kapasiteten kan bare utnyttes for tverrsnitt i klasse 1 og 2.

12.2.3 Aksialkraft

12.2.3.1 Strekkelastede staver

Dimensjoneringskriteriet er:

$$N_f \leq N_d \text{ der } N_d \text{ er den minste av } \left\{ \begin{array}{l} \frac{f_y}{\gamma_{M1}} A \\ 0,9 \frac{f_u}{\gamma_{M2}} A_n \end{array} \right\} \text{ svekket tverrsnitt}$$

der A_n er stavens areal i et snitt svekket av skruehull, se 12.5.3.2, eller andre lokale innsnevringar.

For skrudde forbindelser i kategori C (friksjonsforbindelser), se 12.5.1.1, er dimensjoneringskriteriet:

$$N_f \leq N_d = \frac{f_y}{\gamma_{M1}} A_n$$

Det kan forutsettes at 30 % av kraften er overført ved friksjon foran hvert skruehull.

Det skal tas hensyn til eksentrisiteter og lastomlagring som skyldes stavens innfesting i tilstøtende konstruksjonskomponenter. For vinkelprofiler innfestet i kun ett ben henvises til 12.5.3.4.

12.2.3.2 Trykkelastede staver

Dimensjoneringskriteriet er:

$$N_f \leq N_d = \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \beta_A A$$

der

$$\beta_A = \begin{cases} 1 & \text{for tverrsnittsklasse 1, 2 og 3} \\ \frac{A_{\text{eff}}}{A} & \text{for tverrsnittsklasse 4} \end{cases}$$

A_{eff} beregnes i henhold til 12.4.3.1.

Stavens kapasitet med hensyn til knekking skal påvises etter 12.3.

12.2.4 Moment

For énaksialt moment er dimensjoneringskriteriet:

$$M_f \leq M_d = \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \beta_{Wp} W_p$$

der

$$\beta_{Wp} = \begin{cases} 1 & \text{for tverrsnittsklasse 1 og 2} \\ \frac{W}{W_p} & \text{for tverrsnittsklasse 3} \\ \frac{W_{\text{eff}}}{W_p} & \text{for tverrsnittsklasse 4} \end{cases}$$

W_p er tverrsnittets plastiske tverrsnittsmodul. Den effektive tverrsnittsmodul W_{eff} bestemmes i henhold til 12.4.3.1.

For tverrsnitt svekket av hull skal dessuten følgende betingelse oppfylles:

$$M_f \leq M_d = 0,9 \frac{f_u}{\gamma_{M2}} W_n$$

der tverrsnittsmodulen W_n for det svekkede tverrsnitt skal ta hensyn til skruehull i den strekkpåkjennte del av tverrsnittet, og til overstore eller avlange hull i den trykkpåkjennte del.

Dersom svekkelsen skyldes skruehull i forbindelser i kategori C, skal følgende betingelse oppfylles:

$$M_f \leq M_d = \frac{f_y}{\gamma_{M1}} W_n$$

12.2.5 Skjærkraft

Tverrsnittet skal tilfredsstille kapasitetskravet

$$V_f \leq V_d = \frac{f_y}{\gamma_{M1} \sqrt{3}} A_v$$

der A_v er tverrsnittets skjærareal.

Skjærkneking vil begrense kapasiteten for stegplater med slankhet større enn $72 \varepsilon / \eta$ for uavstivede steg og $31 \varepsilon \sqrt{k_r} / \eta$ for avstivede steg, se 12.4.4. k_r er gitt i 12.4.4.2.

Faktoren η er gitt i 12.4.4.

For profiler belastet parallelt med steget gjelder

$A_v = A - 2bt_f + (t_w + 2r) t_f$	for valsede I-profiler
$A_v = A - 2bt_f + (t_w + r) t_f$	for valsede U-profiler
$A_v = \sum b_w t_w$	for sveiste profiler

$\eta = 1,2 \quad S235 \quad 275 \quad 355$
 $\eta = 1,05 \quad S420 \quad 460$

Økning: forhold til
stegareal.

der de geometriske størrelsene er definert på figur 1.

For sveiste profiler med endestivere kan kapasiteten alternativt bestemmes etter 12.4.4. Det forutsetter at sveisene er dimensjonert for den økte skjærkraften.

For hulprofiler gjelder

$$A_v = \frac{2}{\pi} A \quad \text{for sirkulære profiler}$$

$$A_v = \frac{h}{h+b} A \quad \text{for rektangulære profiler}$$

der h er tverrsnittets høyde i skjærkraftens retning og b er den andre tverrsnittsdimensjonen, se figur 1.

Dersom skjærarealet er svekket av skruehull, skal det også påvises at

$$V_f \leq V_d = \frac{f_u}{\gamma_{M2} \sqrt{3}} A_{v,n}$$

der $A_{v,n}$ er skjærarealets nettotverrsnitt.

12.2.6 Moment og aksialkraft

✓ Tr. klasse 1 & 2

De reduserte momentkapasiteter er gitt ved

$$M_{Nd,y} = \bar{m}_y M_{d,y}$$

$$M_{Nd,z} = \bar{m}_z M_{d,z}$$

der reduksjonsfaktorene $\bar{m}_y$ og $\bar{m}_z$ bestemmes for de ulike tverrsnittformer som angitt i det følgende.

For rektangulære massive tverrsnitt i tverrsnittsklasse 1 og 2 er den plastiske kapasiteten gitt ved

$$n^2 + m \leq 1$$

der de normaliserte snittkrefter er

$$n = \frac{N_f}{N_d}$$

$$m = \frac{M_f}{M_d} \quad (\text{for relevant bøyningssakse})$$

Interaksjon mellom aksialkraft og moment gir en redusert momentkapasitet

$$M_{N,d} = (1 - n^2) M_d = \bar{m} M_d$$

der $\bar{m}$ er reduksjonsfaktoren.

For valsede og sveiste I-profiler med like flenser i tverrsnittsklasse 1 og 2 gjelder:

$$\bar{m}_y = (1 - n)/(1 - 0,5a) \quad \text{og} \quad \bar{m}_y \leq 1,0$$

$$\bar{m}_z = \begin{cases} 1 & \text{for } n \leq a \\ 1 - \left(\frac{n - a}{1 - a} \right)^2 & \text{for } n > a \end{cases}$$

der

$$a = \frac{A_s}{A} = \frac{A - 2bt_f}{A} \quad \text{og} \quad a \leq 0,5$$

A_s er profilets stegareal mellom flensene.

For valsede rektangulære hulprofiler i tverrsnittsklasse 1 og 2 med konstant veggtykkelse t gjelder

$$\bar{m}_y = \frac{1 - n}{1 - 0,5a_w} \quad \text{og} \quad \bar{m}_y \leq 1,0$$

$$\bar{m}_z = \frac{1 - n}{1 - 0,5a_f} \quad \text{og} \quad \bar{m}_z \leq 1,0$$

der

$$a_w = 1 - \frac{2bt}{A} \quad \text{og} \quad a_w \leq 0,5$$

$$a_f = 1 - \frac{2ht}{A} \quad \text{og} \quad a_f \leq 0,5$$

Her er b og h henholdsvis profilets bredde og høyde.

Sveiste rektangulære kassetverrsnitt i tverrsnittsklasse 1 og 2 kan dimensjoneres etter de samme interaksjonsformler dersom følgende betingelser oppfylles

$$a_w = 1 - \frac{2bt_f}{A} \quad \text{og} \quad a_w \leq 0,5$$

$$a_f = 1 - \frac{2ht_w}{A} \quad \text{og} \quad a_f \leq 0,5$$

der t_f og t_w er henholdsvis flensenes og stegenes tykkelse.

Påvisning av kapasitet ved interaksjon mellom aksialkraft og biaksialt moment for tverrsnittsklasse 1 og 2 kan utføres med:

$$\left(\frac{M_{f,y}}{M_{Nd,y}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_{f,z}}{M_{Nd,z}} \right)^\beta \leq 1$$

De tverrsnittsavhengige eksponentene α og β er gitt i tabell 9.

Tabell 9 – Tverrsnittsparmetre α og β for interaksjon

Eksponent	I- og H-tverrsnitt	Sirkulære rør	Rektangulære hulprofiler	Rektangulære tverrsnitt
α	2	2	$\frac{1,66}{1 - 1,13n^2}$ og $\alpha \leq 6$	$1,73 + 1,8n^3$
β	$5n$ og $\beta \geq 1$	2	som α	som α

En konservativ kapasitet fås ved å sette $\alpha = \beta = 1,0$ eller ved en lineær interaksjon på formen

$$n + m_y + m_z \leq 1$$

For tverrsnittsklasse 3 benyttes lineær interaksjon mellom lastvirkningene.

For tverrsnittsklasse 4 benyttes lineær interaksjon mellom lastvirkningene, der det tas hensyn til eksentrisitetsmomenter som skyldes at arealsenteret i det effektive tverrsnitt er forskjøvet:

$$\frac{N_f}{N_d} + \frac{M_{f,y} + N_f e_{Ny}}{M_{d,y}} + \frac{M_{f,z} + N_f e_{Nz}}{M_{d,z}} \leq 1$$

Kapasitetene N_d , $M_{d,y}$ og $M_{d,z}$ beregnes for det effektive tverrsnitt uten interaksjon mellom snittkreftene, og er gitt i 12.2.3.2 og 12.2.4. Det henvises til figur 7 for e_{Ny} og e_{Nz} , som betegner forskyvningene av arealsentret på grunn av aksialkraften.

12.2.7 Moment og skjærkraft - Tv. klasse 102

Dersom $V_f / V_d \leq 0,5$, der V_d er den plastiske kapasiteten, kan skjærkraftens innvirkning på momentkapasiteten neglisjeres. For større skjærkrefter kan skjærarealets innvirkning på momentkapasiteten beregnes på basis av en redusert flytespenning

$$f_{y,v} = f_y(1 - \rho)$$

der

$$\rho = \left(2 \frac{V_f}{V_d} - 1 \right)^2$$

For tverrsnitt med like flenser belastet med moment om sterk akse blir dimensjoneringskriteriet:

$$\frac{M_f}{M_d} \leq 1 - \rho \frac{A_v^2}{4t_w W}$$

der W bestemmes i henhold til 12.2.4, avhengig av tverrsnittsklassen.

12.2.8 Moment, skjærkraft og aksialkraft - Tv. klasse 102

Dersom $V_f / V_d \leq 0,5$, der V_d er den plastiske kapasiteten, dimensjoneres tverrsnittet etter 12.2.6 uten hensyn til V_f .

For $V_f / V_d > 0,5$ er kapasitetskravet oppfylt dersom

$$M_f \leq M_{d,fl} + (M_{d,n} - M_{d,fl}) \left[1 - \left(2 \frac{V_f}{V_d} - 1 \right)^2 \right]$$

der

$M_{d,fl}$ er momentkapasitet av flensene alene

$M_{d,n}$ er plastisk momentkapasitet av tverrsnittet etter reduksjon for aksialkraften etter 12.2.6.

For bjelker med ulike flenser bestemmes $M_{d,fl}$ på basis av den minste flensen.

12.3 Knekking av staver

12.3.1 Generelt

Ved dimensjonering av staver belastet med trykkraft, eller trykkraft i kombinasjon med moment, skal det tas hensyn til stavens egenspenninger, formfeil og utbøyningens virkning på snittkreftene. Kurvene gitt i figur 3 og figur 6 inkluderer disse effekter.

12.3.2 Bøyningsknekking

12.3.2.1 Knekkspenning

Knekkingskapasiteten av en trykkstav kan påvises med

$$N_f \leq N_{kd} = \chi \beta_A A \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = \chi N_d$$

$\beta_A = 1$ for 1, 2, 3

der β_A er gitt i 12.2.3.2 og χ er knekkingsfaktoren for den relevante akse.

For staver med konstant aksialkraft og konstant tverrsnitt er χ gitt som en funksjon av den relative slankhet $\bar{\lambda}$ gitt i figur 3.

$$\chi = \frac{f_k}{f_y} = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \text{ for } \bar{\lambda} \geq 0,2$$

der f_k er knekkspenningen og

$$\phi = 0,5 [1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2]$$

α er ekvivalent formfeilsfaktor fra tabell 10

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{\beta_A A f_y}{N_{cr}}} = \frac{\lambda}{\lambda_1} \sqrt{\beta_A}$$

$$\lambda = \frac{L_k}{i}$$

der L_k er stavens knekkklengde. Treghetsradien beregnes på grunnlag av brutto tverrsnittsareal for alle tverrsnittsklasser.

Slankheten λ_1 som svarer til flytning er gitt ved

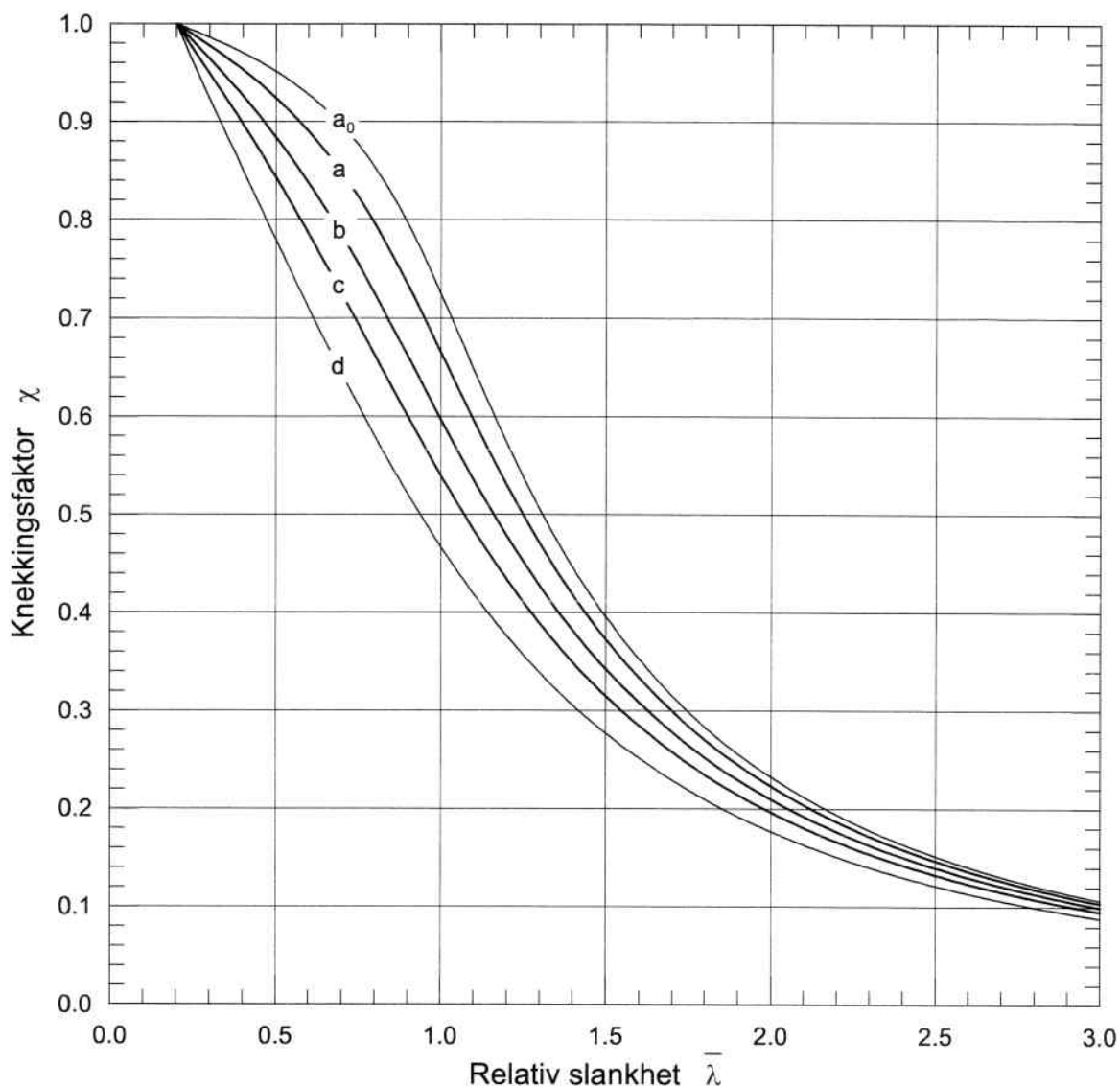
$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9 \varepsilon$$

$$\begin{aligned} 235 \quad \lambda_1 &= 93,9 \\ 275 \quad \lambda_1 &= 86,8 \\ 355 \quad \lambda_1 &= 76,4 \end{aligned}$$

og N_{cr} er den lineariserte knekklasten (Eulerlasten) for staven. ε er definert i 7.3.1.1.

Tabell 10 – Ekvivalent formfeilsfaktor α for knekkurver

Knekkingskurve	a_0	a	b	c	d
α	0,13	0,21	0,34	0,49	0,76



Figur 3 – Knekkingsfaktor χ for bøyingsknekking av staver

12.3.2.2 Valg av knekkingskurve

Den relevante knekkingskurven bestemmes fra tabell 11 avhengig av stavens tverrsnittsform, tilvirkningsmåte og materialets fasthet.

12.3.2.3 Knekk lengde

Knekk lengden L_k for en stav avhenger av innspenningsforholdene ved stavens ender, og kan bestemmes ved en linearisert knekkingsanalyse.

Dersom ikke mere nøyaktige analyser gjennomføres, kan L_k beregnes som angitt i B.12.3.

12.3.2.4 Varierende tverrsnitt

Staver med tverrsnitt som varierer langs stavens lengde, kan dimensjoneres på basis av 2. ordens analyse. I dette tilfellet skal analysemodellen omfatte en ekvivalent initiell formfeil, se. 11.6.3.

MERKNAD NS-ENV 1993-1-1 gir nærmere retningslinjer.

12.3.2.5 Trykkstaver av vinkelprofil

Ved dimensjonering av trykkstaver av vinkelprofil skal det tas hensyn til fastholdelsen fra tilstøtende gurtstaver og til eksentrisiteten i lastinnføringen.

For staver der stavendene er fastholdt mot forskyvning og der minst to skruer er benyttet i en skrudd forbindelse, kan staven betraktes som sentrisk belastet stav med en effektiv slankhet $\bar{\lambda}_{\text{eff}}$ gitt ved

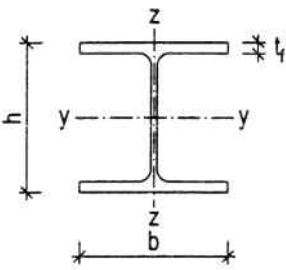
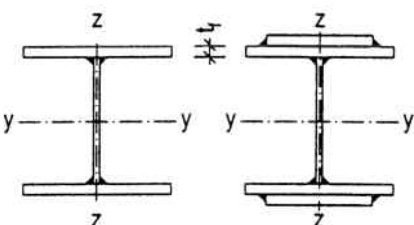
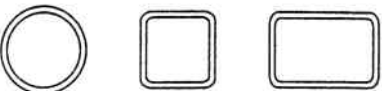
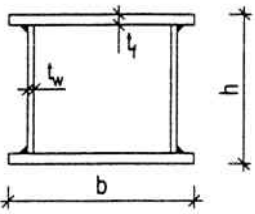
$$\bar{\lambda}_{\text{eff},v} = 0,35 + 0,7\bar{\lambda}_v \quad (\text{knekking om v-v aksen})$$

$$\bar{\lambda}_{\text{eff},y} = 0,50 + 0,7\bar{\lambda}_y \quad (\text{knekking om y-y aksen})$$

$$\bar{\lambda}_{\text{eff},z} = 0,50 + 0,7\bar{\lambda}_z \quad (\text{knekking om z-z aksen})$$

Stavens kneklengde settes lik stavens systemlengde, og knekkspenningen bestemmes etter kurve b, se 12.3.2.2.

Tabell 11 – Grunnlag for valg av knekkurve for ulike tverrsnittsformer

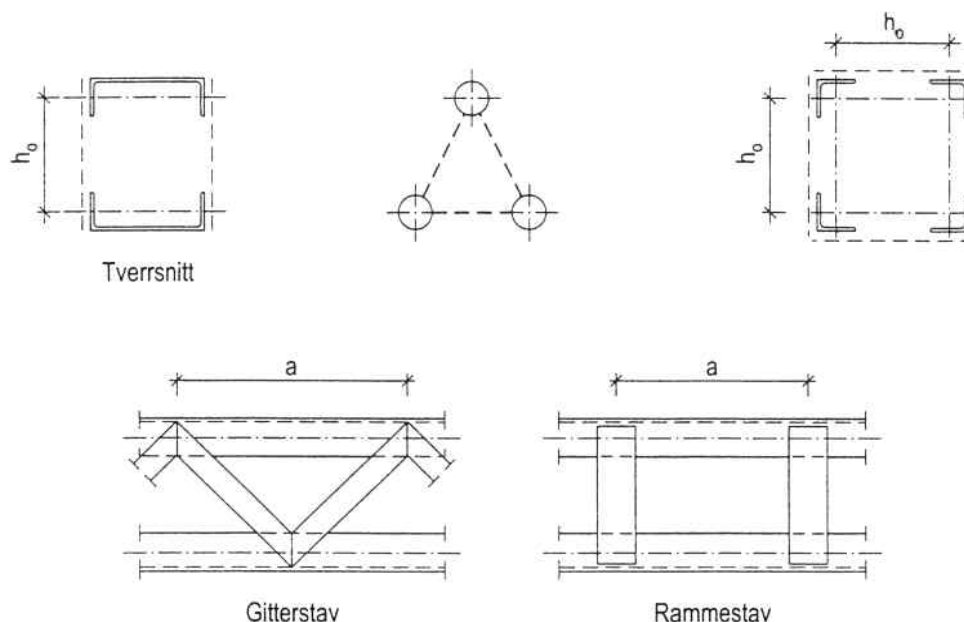
Tverrsnittsform	Gyldighetsområde	Bøyningsakse	S 235 S 275 S 355 S 420	S 460
Valsede I-profiler 	$\frac{h}{b} > 1,2$ $t_f \leq 40 \text{ mm}$ $40 \text{ mm} < t_f < 100 \text{ mm}$	y - y z - z y - y z - z	a b b c	a_o a_o a a
	$\frac{h}{b} \leq 1,2$ $t_f \leq 100 \text{ mm}$ $t_f > 100 \text{ mm}$	y - y z - z y - y z - z	b c d d	a a c c
Sveiste I-profiler 	$t_f \leq 40 \text{ mm}$ $t_f > 40 \text{ mm}$	y - y z - z y - y z - z	b c c d	b c c d
Rør- og hulprofiler 	Varmformet	alle	a	a
	Kaldformet	alle	b	b
Sveiste kassetvernsnitt 	Sveiser med $a > t/2$ og $\begin{cases} \frac{b}{t_f} < 30 \\ \frac{h}{t_w} < 30 \end{cases}$	y - y z - z	c c	c c
	Øvrige tilfeller	alle	b	b
L-profiler 		alle	b	b
U- og T-profiler samt massive profiler 		alle	c	c

C
EC

12.3.3 Sammensatte staver

12.3.3.1 Generelt

Sammensatte staver består normalt av to eller flere gurtstaver forbundet med forgitring eller knuteplater i to eller flere plan, og betegnes henholdsvis som gitterstaver og rammestaver, se figur 4.



Figur 4 – Eksempler på sammensatte trykkstaver

I lastvirkningsanalysen betraktes den sammensatte staven som et konstruksjonssystem, og det gjennomføres en 2. ordens global analyse av systemet. I denne beregningen skal det tas hensyn til skjærdeformasjonene i systemet og til virkningen av en initiell sinusformet formfeil med amplitude $e_0 = L/500$, der L er stavens lengde.

Dimensjoneringen foregår ved at kapasiteten påvises for hver enkelt komponent i den sammensatte stav, dvs. gurtstaver, forgitring, bindeplater og deres forbindelser. Det skal tas hensyn til knekningstendenser i delstavene. Det er ikke nødvendig å vurdere knekking av den sammensatte staven betraktet som komponent da dette er tatt hensyn til i lastvirkningsanalysen.

12.3.3.2 Snittkrefter ved forenklet beregning

Dersom ikke snittkreftene bestemmes på basis av en fullstendig 2. ordens analyse, kan følgende forenklete fremgangsmåte benyttes.

Ved beregningen av den lineariserte knekklast $N_{cr,v}$ tas det hensyn til skjærdeformasjonene i forgitring og knuteplater med formelen

$$\frac{1}{N_{cr,v}} = \frac{1}{N_{cr}} + \frac{1}{S_v}$$

der N_{cr} er stavens kritiske last på grunn av bøyingsknekking og S_v er den kraft som gir en enhetsforskyvning i forgitringen, her betegnet som forgitringens skjærstivhet. S_v er gitt i 12.3.3.3 for gitterstaver og i 12.3.3.4 for rammestaver. Dersom forgitringsplanene ikke er parallelle, skal S_v vurderes spesielt.

Den initielle formfeil gir tilleggskreftene

$$M_{f,s} = \frac{N_f e_o}{1 - \frac{N_f}{N_{cr,v}}} = \frac{L}{500} \frac{N_f}{1 - \frac{N_f}{N_{cr,v}}}$$

$$V_{f,s} = \frac{\pi}{L} M_{f,s} = \frac{\pi}{500} \frac{N_f}{1 - \frac{N_f}{N_{cr,v}}}$$

i henholdsvis midtsnitt og ved stavender av den sammensatte staven.

Snittkrefter som skyldes eventuelle ytre tverrlaster skal, multipliseres med samme forsterkningsfaktor som brukt ovenfor.

12.3.3.3 Gitterstaver

Skjærstivheten S_v er gitt på figur 5 for tre typiske forgitringssystemer.

For gitterstaver med to like gurter er gitterstavens effektive 2. arealmoment

$$I_{eff} = 0,5 h_o^2 A_g$$

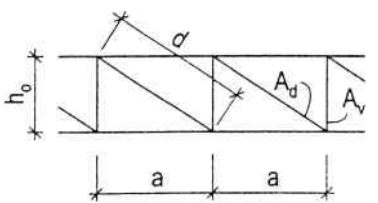
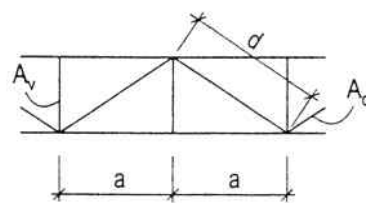
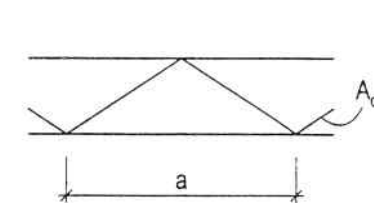
der A_g er gurtstavens areal og h_o er avstanden mellom gurtstavenes arealsentre.

Bidraget til gurtkraften i stavens midtsnitt fra tilleggsmomentet $M_{f,s}$ er

$$N_{f,g} = \frac{M_{f,s}}{h_o}$$

Ved dimensjonering av gurtstavene mot knekking i forgittringens plan settes knekk lengden lik systemlengden a , se figur 5. For gitterstaver med fire gurter er knekk lengden for gurtstavene gitt i B.12.3.3 for enkelte typiske utforminger.

For enkelte forgitringssystemer kan det oppstå tvangskrefter på grunn av deformasjonene i systemet, se B.12.3.3.

		
$S_v = \frac{n E A_d a h_o^2}{d^3 \left(1 + \frac{A_d h_o^3}{A_v d^3} \right)}$	$S_v = \frac{n E A_d a h_o^2}{d^3}$	$S_v = \frac{n E A_d a h_o^2}{2 d^3}$
n = antall parallelle forgittringsplan		
A_d og A_v refererer til ett forgittringsplan		

Figur 5 – Skjærstivhet for ulike forgitringssystemer

12.3.3.4 Rammestaver

Rammestaver skal ha bindeplater i hver stavende og indre bindeplater slik at $a \leq L/3$.

Dersom man ikke tar hensyn til fleksibiliteten av bindeplatene ved beregning av skjærstivheten S_v , skal endeplatene og de indre platene ha en bredde som er minst henholdsvis h_0 og $0,5 h_0$.

Dersom bindeplatene videre tilfredsstiller kravet

$$\frac{nI_b}{h_0} \geq 10 \frac{I_g}{a}$$

er skjærstivheten gitt ved

$$S_v = \frac{2\pi^2 EI_g}{a^2}$$

der

I_b er 2. arealmoment av en bindeplate

I_g er 2. arealmoment av en gurtstav

n er antall forgittringsplan

Med to like gurter er rammestavens 2. arealmoment

$$I_{\text{eff}} = 0,5 h_0^2 A_g + \mu 2 I_g$$

der reduksjonsfaktoren μ er gitt ved

$$\mu = \begin{cases} 1 & \text{for } \lambda \leq 75 \\ 2 - \frac{\lambda}{75} & \text{for } 75 < \lambda < 150 \\ 0 & \text{for } \lambda \geq 150 \end{cases}$$

Rammestavens slankhet λ beregnes på basis av verdien av I_{eff} for $\mu = 1$.

Påvisning av kapasitet mot knekking av gurtstaven i bindeplatenes plan utføres med en knekk lengde lik systemlengden a , se figur 4.

12.3.4 Vipping av momentpåkjennte staver

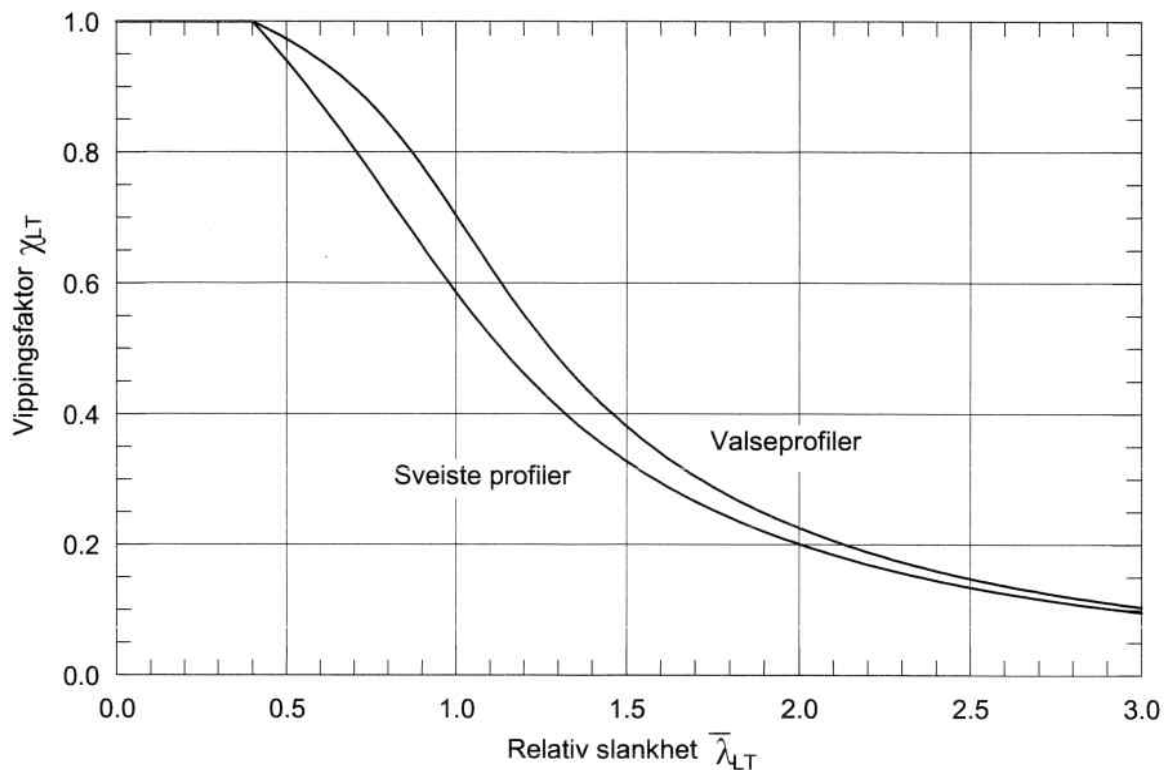
12.3.4.1 Vippekapasitet

Kapasiteten av en stav belastet med moment om sterk akse kan påvises med:

$$M_{f,y} \leq M_{d,b} = \chi_{LT} M_{d,y} = \chi_{LT} \beta_{wp} W_{p,y} \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$$

der β_{wp} er gitt i 12.2.4.

Vippingsfaktoren χ_{LT} er en funksjon av den relative vippingslankheten $\bar{\lambda}_{LT}$, og er gitt på figur 6.



Figur 6 – Vippingsfaktor χ_{LT} for vipping

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} \text{ for } \bar{\lambda}_{LT} \geq 0,4$$

med

$$\phi_{LT} = 0,5 \left[1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0,4) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{\beta_{wp} W_{p,y} f_y}{M_{cr}}}$$

Ekvivalent formfeilfaktor α_{LT} er gitt ved

$$\alpha_{LT} = \begin{cases} 0,21 & \text{for valseprofiler} \\ 0,49 & \text{for sveiste profiler} \end{cases}$$

M_{cr} er det lineariserte elastiske vippingsmomentet for staven, og avhenger av innspenningsforholdene, momentvariasjonen langs staven og lastens angrepspunkt. Anvisning for beregning av M_{cr} er gitt i B.12.3.4. Tverrsnittskonstantene som inngår i M_{cr} , beregnes med netto tverrsnittsareal.

12.3.4.2 Momentbelastede trykkstaver

Trykkstaver som også er momentbelastet skal tilfredsstille kapasitetskravet

$$n_{\text{maks}} + k_y m_y + k_z m_z \leq 1$$

med

$$n_{\text{maks}} = \frac{n}{\chi_{\min}}$$

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y, \chi_z)$$

Ved beregning av de normaliserte momenter m_y og m_z skal dimensjonerende snittkrefter innsettes med sine maksimalverdier.

Momentkorreksjonsfaktorene er gitt ved

$$k_i = 1 - \mu_i \frac{n}{\chi_i \gamma_{M1}} \quad \text{og } k_i \leq 1,5 \quad (i = y, z)$$

$$\mu_i = \bar{\lambda}_i (2\beta_{M,i} - 4) + \delta_i \quad \text{og } \mu_i \leq 0,9 \quad (i = y, z)$$

β -momentvariasjon langs staven.

og tverrsnittsparemeteren δ_i er

$$\delta_i = \begin{cases} \left(\frac{W_{p,i}}{W_{e,i}} - 1 \right) & \text{for tverrsnittsklasse 1 og 2 } (i = y, z) \\ 0 & \text{for tverrsnittsklasse 3 og 4} \end{cases}$$

De ekvivalente momentfaktorene $\beta_{M,y}$ og $\beta_{M,z}$ ivaretar virkningen av momentvariasjonen langs staven for bøyning om henholdsvis y- og z-aksen, og er gitt i tabell 12.

For tverrsnittsklasse 4 skal det ved påvisning av kapasitet tas hensyn til at nøytralaksens forskyvning i det effektive tverrsnitt vil medføre et tilleggsmoment på grunn av aksialkraftens eksentrisitet både for m_y og m_z .

Dersom vipping ikke er forhindret, skal det dessuten påvises at følgende betingelse er oppfylt

$$\frac{n}{\chi_z} + k_{LT} \frac{m_y}{\chi_{LT}} + k_z m_z \leq 1$$

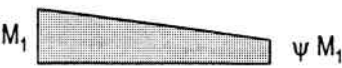
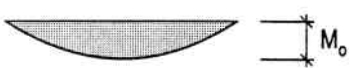
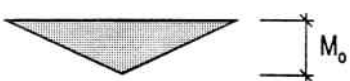
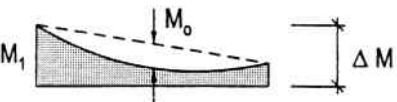
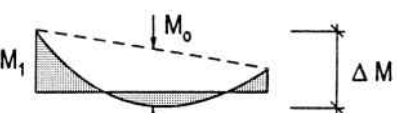
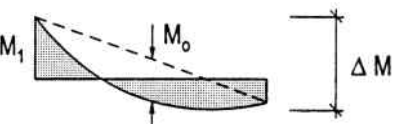
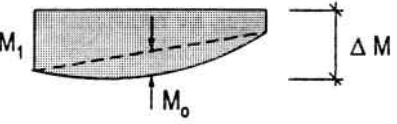
med

$$k_{LT} = 1 - \mu_{LT} \frac{n}{\chi_z \gamma_{M1}} \quad \text{og } k_{LT} \leq 1,0$$

$$\mu_{LT} = 0,15 (\bar{\lambda}_z \beta_{M,LT} - 1) \quad \text{og } \mu_{LT} \leq 0,9$$

der χ_{LT} er vippingsfaktoren, se 12.3.4 og β_M (β_{LT}) bestemmes fra tabell 12.

Tabell 12 – Ekvivalent momentfaktor

Momentdiagram	$\beta_M (\beta_{LT})$
 $-1 \leq \psi \leq 1$	$\beta_{M, \psi} = 1,8 - 0,7 \psi$
 	$\beta_{M, 0} = 1,3$ $\beta_{M, 0} = 1,4$
   	$\beta_M = \beta_{M, \psi} + \frac{M_o}{\Delta M} (\beta_{M, 0} - \beta_{M, \psi})$ $M_o = M_{maks} $ pga tverrlast alene $\Delta M = \begin{cases} M_{maks} & \text{dersom momentet har samme fortegn} \\ M_{maks} + M_{min} & \text{dersom momentet endrer fortegn} \end{cases}$

12.3.5 Torsjonsknekking

For staver med åpne tverrsnitt kan stavens kritiske last N_{cr} være bestemt av interaksjon mellom torsjonsknekking og bøyingsknekking.

Den relative slankhet $\bar{\lambda}_T$ for kombinert torsjons- og bøyingsknekking er gitt ved

$$\bar{\lambda}_T = \sqrt{\frac{\beta_A A f_y}{N_{cr}}}$$

Det henvises til B.12.3.5 for bestemmelse av N_{cr} .

Tabell 11 med bøyingsakse z legges til grunn for valg av knekkurve ved beregning av knekkspenning.

12.4 Knekkning av plater

12.4.1 Generelt

For plateformede tverrsnittsdeler belastet i sitt eget plan kan lokal knekking begrense både komponentens kapasitet og stivhet. Tverrsnittsklassifiseringen etter 12.1 benyttes for å avgjøre om lokal knekking vil inntre.

For plater der knekking inntre for trykkspenninger lavere enn flytespenningen, kan platens overkritiske kapasitet utnyttes. Kapasiteten bestemmes på basis av flytning i det ytterste fiber av ett effektivt tverrsnitt.

Utnyttelsen av overkritisk kapasitet kan i enkelte tilfeller medføre at det oppstår synlige buler ved normal bruk. Ved gjentatt belastning kan slik buling medføre fare for utmatting. Avhengig av konstruksjonstype kan det derfor være nødvendig å begrense utnyttelsen av overkritisk kapasitet, se 12.4.3.3.

12.4.2 Bøyningsindusert stegknekkning

Bøyningsindusert stegknekkning er forhindret dersom stegets slankhet tilfredsstiller betingelsen:

$$\frac{b_w}{t_w} \leq k_\phi \frac{E}{f_{f,y}} \sqrt{\frac{A_w}{A_{f,c}}}$$

der A_w er stegets areal, $A_{f,c}$ er arealet av trykkflensen, og $f_{f,y}$ er flensens flytespenning.

Faktoren k_ϕ har verdiene

$$k_\phi = \begin{cases} 0,3 & \text{for flens i klasse 1} \\ 0,4 & \text{for flens i klasse 2} \\ 0,55 & \text{for flens i klasse 3 og 4} \end{cases}$$

12.4.3 Aksialbelastede plater

12.4.3.1 Effektive tverrsnitt i tverrsnittsklasse 4

For trykkpåkjennte tverrsnitt i tverrsnittsklasse 4 beregnes tverrsnittets overkritiske kapasitet på basis av et effektivt tverrsnitt, der kun en effektiv del av bredden er virksom for de tverrsnittsdeler som knekker ut. Det antas en lineær spenningsvariasjon over det effektive tverrsnittet.

Det effektive areal av en plan trykkbelastet tverrsnittsdel med bredde b_p , tykkelse t og areal A_c er gitt ved

$$A_{c,eff} = \chi_p A_c$$

Reduksjonsfaktoren χ_p ivaretar effekten av plateknekkning og er gitt ved

$$\chi_p = \begin{cases} 1 & \text{for } \bar{\lambda}_p \leq 0,673 \\ \frac{\bar{\lambda}_p - 0,22}{\bar{\lambda}_p^2} & \text{for } \bar{\lambda}_p > 0,673 \end{cases}$$

der den reduserte plateslankheten er gitt ved

$$\bar{\lambda}_p = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{cr}}} = \frac{b_p}{t} \frac{1}{28,4 \varepsilon \sqrt{k_\sigma}}$$

Spenningsfordelingen og opplagerbetingelsene langs platens render bestemmer det effektive areals lokalisering innenfor platedelen, se tabell 13.

Platens lineariserte knekkspenning er gitt ved:

$$\sigma_{cr} = k_{\sigma} \sigma_E$$

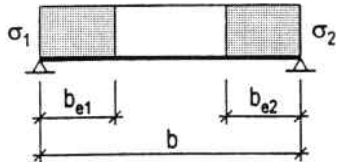
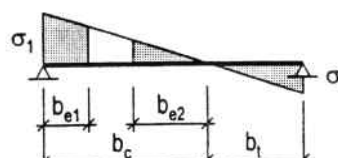
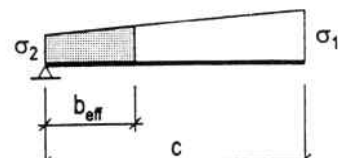
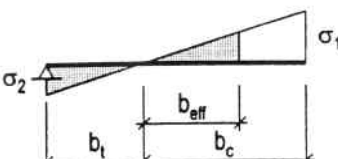
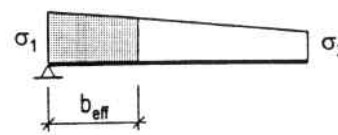
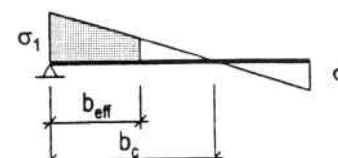
$$\sigma_E = \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{t}{b_p} \right)^2$$

Knekkingstallet k_{σ} avhenger av platens opplagerbetingelser og spenningsfordeling, se tabell 14.

For tverrsnittsdelenes bredde b_p benyttes den relevante verdi ($d, b, h-3t, c$) som angitt i tabell 7. For likebenede vinkelprofiler settes $b_p = h$, og for ulikebenede profiler settes $b_p = 0,5(b+h)$ eller $b_p = h$, se tabell 8. For flenser beregnes spenningsforholdet ψ i tabell 13 på basis av bruttotverrsnittet. For steg bestemmes ψ på basis av trykkflensens effektive bredde og stegets bruttotverrsnitt.

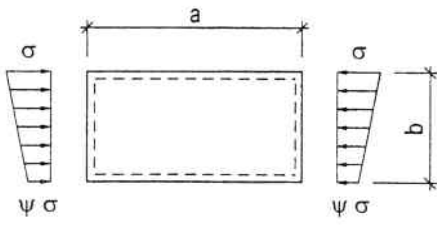
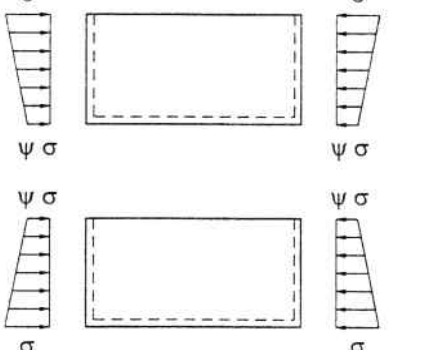
Det effektive areal A_{eff} settes lik summen av tverrsnittets strekkbelastete areal og den effektive del av det trykkbelastete areal. Ved beregning av den effektive tverrsnittsmodul W_{eff} skal det tas hensyn til at arealsenteret for det effektive tverrsnitt er forskjøvet i forhold til arealsenteret for bruttotverrsnittet, se figur 7.

Tabell 13 – Effektiv bredde av trykkpåkjennte tverrsnittsdeler med to- og énsidig opplagring

Spenningsfordeling	Effektiv bredde
 $\psi = \frac{\sigma_2}{\sigma_1}$	$\psi = 1$ $b_{eff} = \chi_p b$ $b_{e1} = 0,5 b_e$ $b_{e2} = 0,5 b_e$
 $\psi = \frac{\sigma_2}{\sigma_1}$	$0 \leq \psi < 1$ $b_{eff} = \chi_p b$ $b_{e1} = \frac{2}{5 - \psi} b_{eff}$ $b_{e2} = b_{eff} - b_{e1}$
 $\psi = \frac{\sigma_2}{\sigma_1}$	$\psi < 0$ $b_{eff} = \chi_p b_c = \chi_p \frac{b}{1 - \psi}$ $b_{e1} = 0,4 b_{eff}$ $b_{e2} = 0,6 b_{eff}$
 $\psi = \frac{\sigma_2}{\sigma_1}$	$0 \leq \psi \leq 1$ $b_{eff} = \chi_p c$
 $\psi = \frac{\sigma_2}{\sigma_1}$	$\psi < 0$ $b_{eff} = \chi_p b_c = \chi_p \frac{c}{1 - \psi}$
 $\psi = \frac{\sigma_2}{\sigma_1}$	$0 \leq \psi \leq 1$ $b_{eff} = \chi_p c$
 $\psi = \frac{\sigma_2}{\sigma_1}$	$\psi < 0$ $b_{eff} = \chi_p b_c = \chi_p \frac{c}{1 - \psi}$

Spenningsene
innesettes
med fortegn!

Tabell 14 – Knekkingsstallet k_{σ}

Spenningsfordeling	Knekkingsstall k_{σ}
	$0 \leq \psi \leq 1 \quad k_{\sigma} = \frac{8,2}{1,05 + \psi}$ $-1 \leq \psi < 0 \quad k_{\sigma} = 7,81 - 6,29 \psi + 9,78 \psi^2$
	$-1 \leq \psi \leq 1 \quad k_{\sigma} = 0,57 - 0,21 \psi + 0,07 \psi^2$ $0 \leq \psi \leq 1 \quad k_{\sigma} = \frac{0,578}{0,34 + \psi}$ $-1 \leq \psi < 0 \quad k_{\sigma} = 1,7 - 5,0 \psi + 17,1 \psi^2$

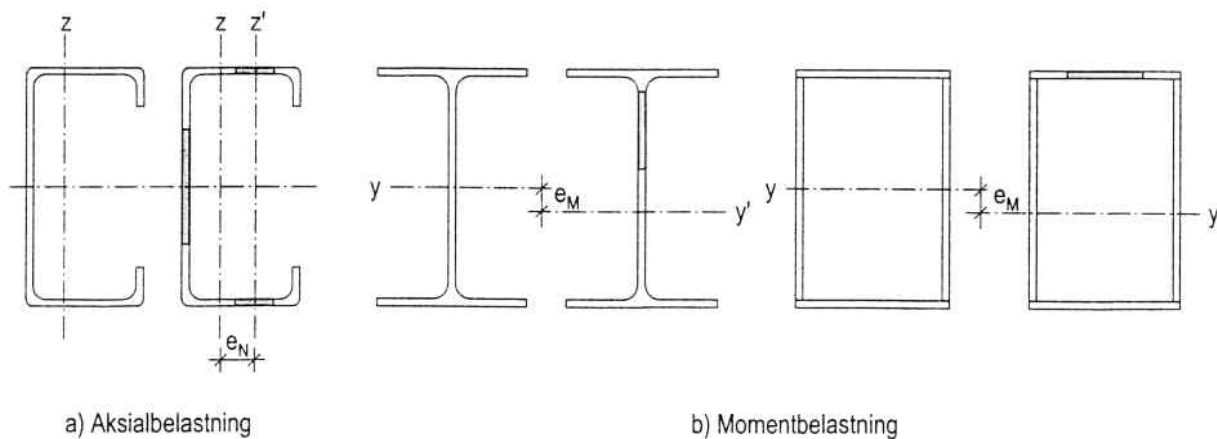
12.4.3.2 Tverrsnittskapasitet

For aksialbelastede tverrsnitt påvises kapasiteten etter 12.2.3.2 og for momentbelastede tverrsnitt etter 12.2.4.

For tverrsnitt belastet med aksialkraft skal det tas hensyn til eksentrisitetsmomentet

$$\Delta M_f = N_f e_N$$

som skyldes arealsentrets forskyvning e_N på grunn av aksialkraften alene, se figur 7.



**Figur 7 – Forskyvning av arealsenter i tverrsnittsklasse 4
(Ineffektive arealer er skravert)**

12.4.3.3 Begrensning av gjentatt utknekking

I tilfeller der utnyttelsen av den overkritiske kapasitet kan medføre gjentatt utknekking i bruksgrensetilstanden, skal platens slankhet begrenses for å unngå utmattingsskade.

Kapasitetspåvisningen kan foretas ved at den beregningsmessige dimensjonerende normalspenning ikke overskrider platens initielle knekkspenning f_{kp} .

$$\frac{f_{kp}}{f_y} = \begin{cases} 1 & \text{for } \bar{\lambda}_p \leq 0,8 \\ 1 - 0,8(\bar{\lambda}_p - 0,8) & \text{for } 0,8 < \bar{\lambda}_p \leq 1,25 \\ \frac{1}{\bar{\lambda}_p^2} & \text{for } 1,25 < \bar{\lambda}_p \end{cases}$$

12.4.4 Skjærbelastede plater

12.4.4.1 Generelt

Skjærbelastede plater med slankhet b_w / t_w større enn $72 \varepsilon / \eta$ for uavstivede steg og $31 \varepsilon \sqrt{k_\tau} / \eta$ for avstivede steg skal undersøkes for skjærknekking, og utføres med tverrstivere ved opplegg. b_w og t_w er gitt på figur 9. Faktoren η tar hensyn til materialets fastning i skjær og virkningen av flenser og endestiver.

$$\eta = 1,20 \text{ for S235, S275 og S355}$$

$$\eta = 1,05 \text{ for S420 og S460}$$

ε er definert i 7.3.1.1.

12.4.4.2 Skjærkapasitet

Den overkritiske kapasitet kan påvises med følgende dimensjoneringskriterium:

$$V_f \leq V_d = \frac{f_{w,y}}{\gamma_{M1} \sqrt{3}} \chi_v t_w b_w$$

der $f_{w,y}$ er stegets flytespenning og knekkingsfaktoren χ_v er gitt ved

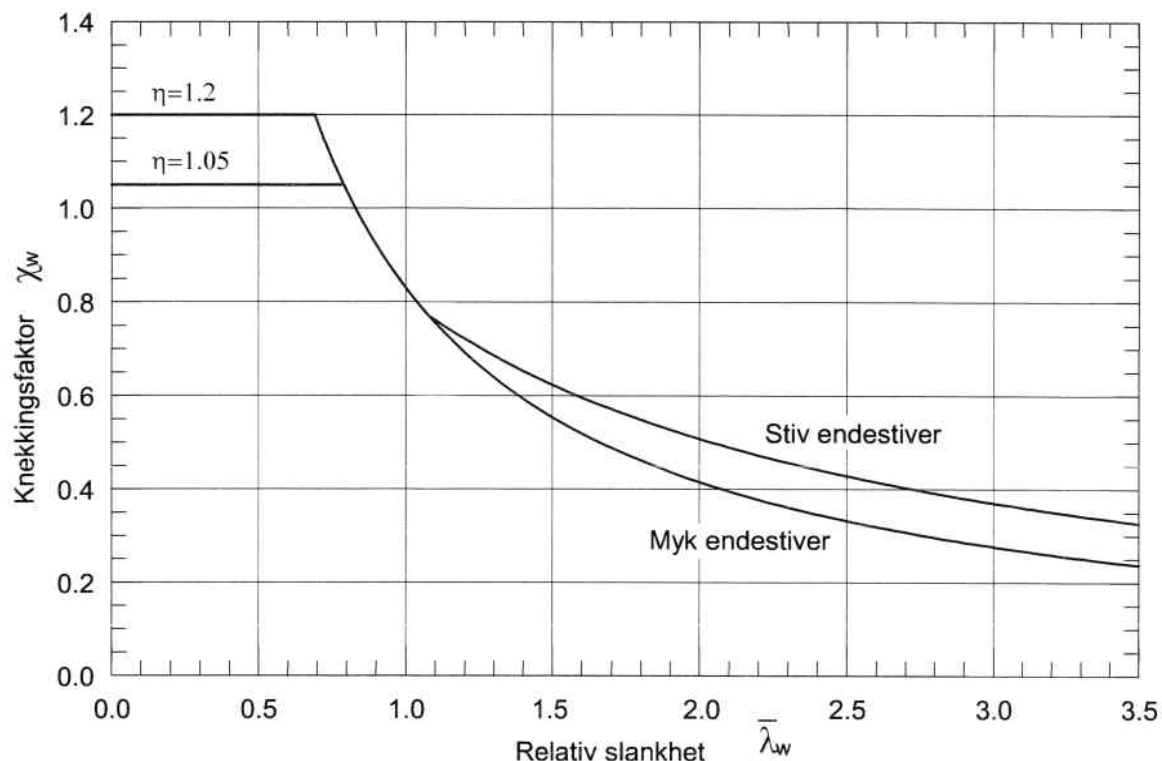
$$\chi_v = \chi_w + \chi_{v,f} \text{ og } \chi_v \leq \eta$$

← ofte neglisjert,

χ_w og $\chi_{v,f}$ representerer henholdsvis stegets og flensenes bidrag til skjærkapasiteten.

Knekkingsfaktoren $\chi_{v,f}$ er gitt i B.12.4.3. En konservativ verdi av V_d fås ved å neglisjere $\chi_{v,f}$.

Knekkingsfaktoren χ_w er gitt i tabell 15 og figur 8 for tilfellene myke og stive endestivere.



Figur 8 – Knekkingsfaktor χ_w for skjærknekking av plater

For steg med mellomliggende tverrstivere er den relative slankhet gitt ved

$$\bar{\lambda}_w = \sqrt{\frac{f_{w,y}}{3\tau_{cr}}} = \frac{1}{37,4 \varepsilon \sqrt{k_\tau}} \frac{b_w}{t_w}$$

der

$$\tau_{cr} = k_\tau \sigma_E$$

der k_τ er knekketallet for stegpanelet betraktet som fritt opplagt på flenser og tverrstivere.

Tabell 15 – Knekkingsfaktor χ_w for skjærknekking av plater

$\bar{\lambda}_w$	χ_w Stiv endestiver	χ_w Myk endestiver
$\bar{\lambda}_w < \frac{0,83}{\eta}$	η	η
$\frac{0,83}{\eta} \leq \bar{\lambda}_w < 1,08$	$\frac{0,83}{\bar{\lambda}_w}$	$\frac{0,83}{\bar{\lambda}_w}$
$\bar{\lambda}_w \geq 1,08$	$\frac{1,37}{0,7 + \bar{\lambda}_w}$	$\frac{0,83}{\bar{\lambda}_w}$
$\eta = 1,20$ for S235, S275 og S355. $\eta = 1,05$ for S420 og S460		

For steg med tverrstivere kun ved opplegg benyttes

$$\bar{\lambda}_w = \frac{1}{86,4} \frac{b_w}{t_w}$$

Det henvises til B.12.4 for steg som også har langsgående stivere.

Knekkingsstallet k_τ for et fritt opplagt platefelt er gitt ved

$$k_\tau = \begin{cases} 5,34 + 4,0 \left(\frac{b_w}{a} \right)^2 & \text{for } \frac{a}{b_w} \geq 1 \\ 4,0 + 5,34 \left(\frac{b_w}{a} \right)^2 & \text{for } \frac{a}{b_w} < 1 \end{cases}$$

der a er avstanden mellom tverrstiverne, se figur 9.

For innerfelt mellom mellomliggende tverrstivere og for felt ved et indre opplegg av en kontinuerlig platebærer benyttes verdiene for χ_w for stive endestivere.

Bidraget fra flensenes bøyestivhet til platebærerens skjærkapasitet kan bestemmes i henhold til B.12.4 dersom de ikke er fullt utnyttet for opptak av momentet.

12.4.4.3 Endestivere

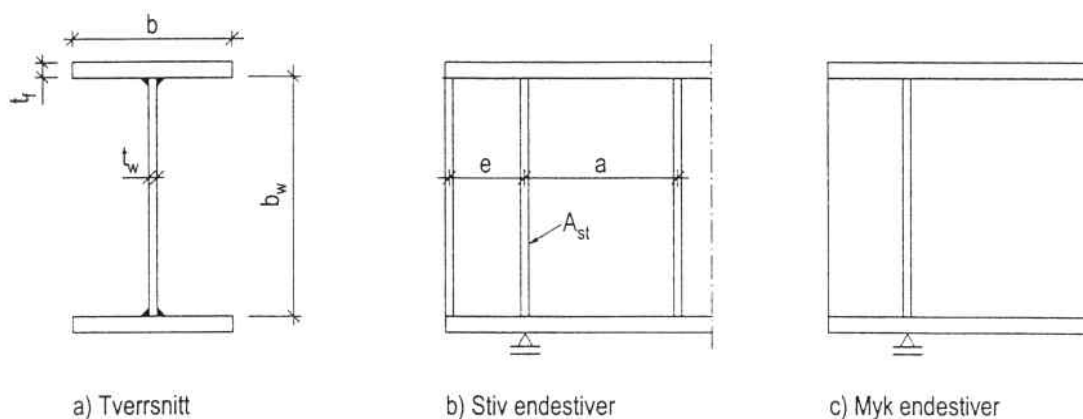
Bøyestive endestivere ved opplegg skal overføre oppleggs kraften til stegplaten og forankre membrankreftene i steget.

Endestiveren kan utføres som to tosidige tverrstivere, slik at disse virker som flensene i en vertikal bjelke med lengde b_w som spenner mellom platebærerens flenser, og der en stripe av platebærerens steg utgjør stiverens steg, se figur 9.

Hver stiver skal ha et tverrsnittsareal

$$A_{st} \geq 4t_w^2 \frac{b_w}{e}$$

der $e \geq 0,1 b_w$ er avstanden mellom stiverne.



Figur 9 – Utforming av endestivere

Alternativt kan endestiveren utføres ved at et profil sveises inn mellom flensene. I dette tilfellet skal stiveren ha et motstandsmoment

$$W_{st} \geq 4 b_w t_w^2$$

Myke endestivere med liten bøyestivhet, se figur 9c, skal overføre oppleggskraften til steget og dimensjoneres for denne.

Ved beregningen av stiverens aksialkraftkapasitet kan medtas en medvirkende bredde $30 \varepsilon t_w$ av steget, plassert symmetrisk om stiveren. Knekk lengden for knekking av stiveren normalt på stegets plan skal ikke settes mindre enn $0,75 b_w$, og knekkurve c skal benyttes. For ensidige eller usymmetriske stivere skal det tas hensyn til lastens eksentrisitet i forhold til stiverens nøytralakse. Stiverens tverrsnittskapasitet skal også påvises i et snitt mot den belastede flens.

Mellomliggende tverrstivere som virker som forankring for et indre panel skal dimensjoneres for en aksialkraft

$$N_f = V_f - \frac{f_{yw}}{\gamma_{M1} \sqrt{3}} \chi_w t_w b_w$$

der den laveste verdi for χ_w fra de tilstøtende felt skal benyttes. Ved beregning av χ_w skal det ikke tas hensyn til stiveren. Kapasiteten beregnes som gitt for endestivere.

Dersom stiveren skal virke som et stivt opplegg for et indre panel, skal stiverens 2. arealmoment I_{st} tilfredsstille følgende betingelser:

$$I_{st} \geq 1,5 \frac{b_w^3 t_w^3}{a^2} \quad \text{for } \frac{a}{b_w} < \sqrt{2}$$

$$I_{st} \geq 0,75 b_w t_w^3 \quad \text{for } \frac{a}{b_w} \geq \sqrt{2}$$

Ved ettergivende stivere er det tatt hensyn til stivheten i definisjonen av $\bar{\lambda}_w$ i 12.4.4.2.

12.4.4.4 Langsgående stivere

Langsgående stivere kan utføres med stor eller liten bøyestivhet, og stiverens bidrag til skjærkapasiteten ivaretas i henhold til B.12.4. Stiverens kapasitet skal påvises dersom den forutsettes å oppta krefter.

12.4.4.5 Sveiser

Med mindre V_f overskrider stegets bidrag til V_d , se 12.4.4.2, skal sveisene mellom steg og flenser dimensjoneres for den nominelle skjærstrømmen. For større verdier av V_f kan sveisen dimensjoneres for en skjærstrøm, med kapasiteten gitt av:

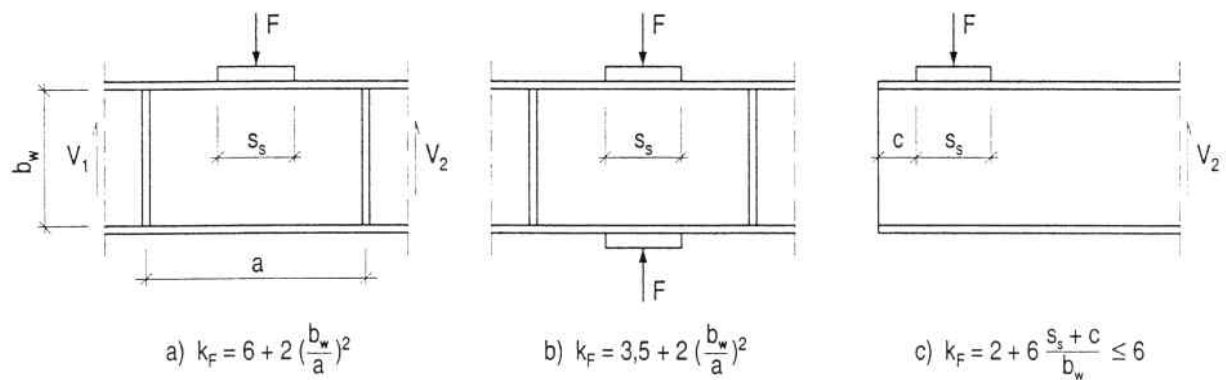
$$V_d = \frac{f_{w,y}}{\sqrt{3}} \eta t_w$$

Beregnelige laster: Bmk ENV 1993-6

12.4.5 Konsentrerte laster på platerand

12.4.5.1 Generelt

Figur 10 viser de vanligst forekommende situasjoner der steget i en platebærer belastes av konsentrerte laster gjennom platebærerens flens. Både avstivede og uavstivede stegplater dekkes av reglene.



Figur 10 – Eksempler på konsentrert last på steg

12.4.5.2 Dimensjonerende kapasitet

Stegets kapasitet skal påvises med følgende betingelse:

$$F_f \leq F_d = \frac{f_{w,y}}{\gamma_{M1}} \chi_F t_w l_y$$

Knekkingsfaktoren χ_F er gitt ved

$$\chi_F = \frac{0,5}{\bar{\lambda}_F} \text{ og } \chi_F \leq 1$$

med

$$\bar{\lambda}_F = \sqrt{\frac{f_{w,y} t_w l_y}{F_{cr}}}$$

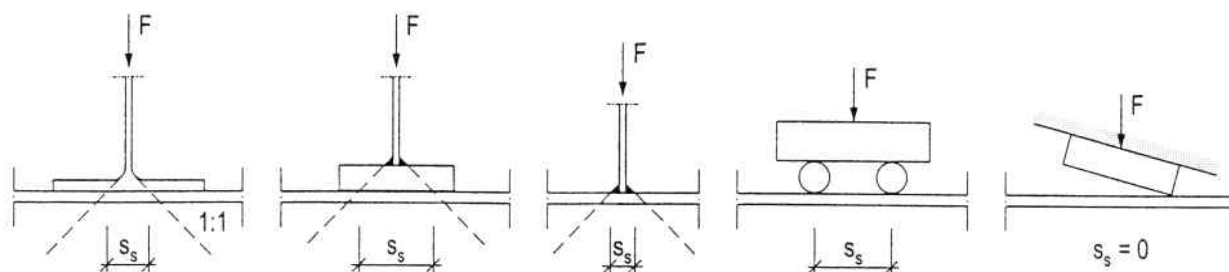
Belastningslengden l_y er definert i 12.4.5.3.

Den kritiske last (lineariserte knekklast) settes lik

$$F_{cr} = 0,9 k_F E \frac{t_w^3}{b_w}$$

der k_F er gitt på figur 10 for de vanligste lastsituasjoner.

12.4.5.3 Lastutbredelse



Figur 11 – Lastutbredelse for konsentrerte laster

Lastens utbredelse på flensens overflate bestemmes av stivheten av den konstruksjonskomponent som overfører lasten, se figur 11. Det kan antas at lasten sprer seg ut med en helning 1:1 gjennom stive mellomlegg.

For lastsituasjonene vist på figur 10 a) og b) er stegets belastningslengde l_y gitt ved

$$l_y = s_s + 2t_f (1 + \sqrt{m_1 + m_2})$$

der

$$m_1 = \frac{f_{f,y}}{f_{w,y}} \frac{b}{t_w}$$

$$m_2 = 0,02 \left(\frac{b_w}{t_f} \right)^2$$

b og t_f er henholdsvis flensens bredde og tykkelse. For kassetverrsnitt skal b ikke settes større enn $25 t_f$ på hver side av steget.

Dersom dette gir $\bar{\lambda}_F \leq 0,5$, settes $m_2 = 0$ ved beregning av l_y .

For lastsituasjonen vist på figur 10 c) er stegets belastningslengde gitt ved

$$l_y = \min \begin{cases} s_s + 2t_f (1 + \sqrt{m_1 + m_2}) \\ l_o + t_f \sqrt{\frac{m_1}{2} + \left(\frac{l_o}{t_f} \right)^2 + m_2} \\ l_o + t_f \sqrt{m_1 + m_2} \end{cases}$$

der

$$l_o = 0,5 k_F \frac{E}{f_{w,y}} \frac{t_w^2}{b_w} \leq s_s + c$$

Dersom komponenten som påfører den konsentrerte lasten ikke følger bjelkens helning, settes $s_s = 0$, se figur 11.

12.4.5.4 Tverrstivere

Dersom $F_f > F_d$, skal steget utføres med tverrstivere under lasten. Dersom det forutsettes at et flyteledd skal dannes under lasten, skal steget avstives dersom $F_f \geq 0,5 F_d$. For dimensjonering se 12.4.3.

12.4.6 Interaksjon mellom snittkrefter

12.4.6.1 Interaksjon mellom aksialkraft, moment og skjærkraft

Dersom flensene alene kan oppta momentet og aksialkraften, kan deres virkning på stegets skjærkapasitet neglisjeres. I motsatt fall tas det hensyn til interaksjonen etter 12.2.7 eller 12.2.8.

Dersom flensenes bidrag til skjærkapasiteten er medtatt, skal det tas hensyn til at aksialkraften kan redusere dette bidraget, se B.12.4.

Kapasiteten skal påvises i bjelkens mest påkjente snitt, dog ikke nærmere enn $b_w/2$ fra et indre opplegg.

12.4.6.2 Interaksjon mellom aksialkraft, moment og konsentrerte laster

Tverrsnittets kapasitet kan påvises ved interaksjonsformelen

$$\frac{F_f}{F_d} + 0,8 \left(\frac{N_f}{N_d} + \frac{M_{f,y} + N_f e_{Ny}}{M_{d,y}} \right) \leq 1,4$$

For tverrsnittsklassene 1, 2 og 3 settes $e_{Ny} = 0$

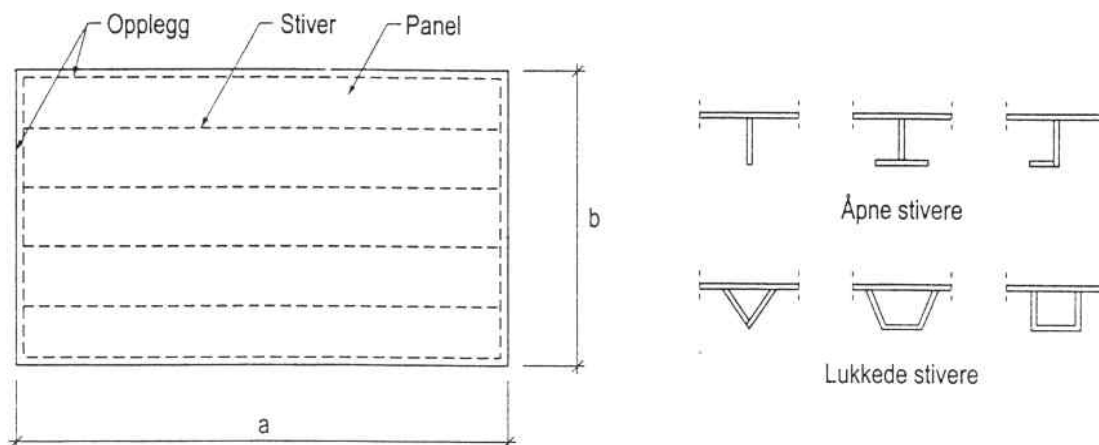
I tillegg skal tverrsnittet tilfredsstille kravene for tverrlast og for moment og aksialkraft alene.

12.4.7 Avstivede plater med aksialkraft

12.4.7.1 Generelt

Kapasitetspåvisningen av tverrsnitt og plater i klasse 4 med langsgående stivere, belastet med trykkspenninger parallelt med stiverne, skal baseres på effektive arealer for de trykkpåkjente tverrsnittsdeler. Den kombinerte virkning av skjærdeformasjoner (shear-lag) og plateknekking skal ivaretas når dette er relevant.

Beregningsmodellen skal ta hensyn til interaksjon mellom lokal knekking av platen mellom de langsgående stivere og global knekking av platefeltet (begrenset av flenser og tverrstivere). Figur 12 viser en avstivet plate og noen aktuelle stivertverrsnitt.



Figur 12 – Avstivet plate med eksempler på stivertverrsnitt

Beregningsmodellen i 12.4.7.2 er i hovedsak tilpasset avstivede flenser, men kan også benyttes for avstivede steg. B.12.4.7.2 gir detaljerte regler både for avstivede flenser og avstivede steg.

12.4.7.2 Effektivt areal av avstivet plate

Beregningen av et effektivt tverrsnittsareal for en aksialbelastet avstivet plate kan gjennomføres etter følgende trinn:

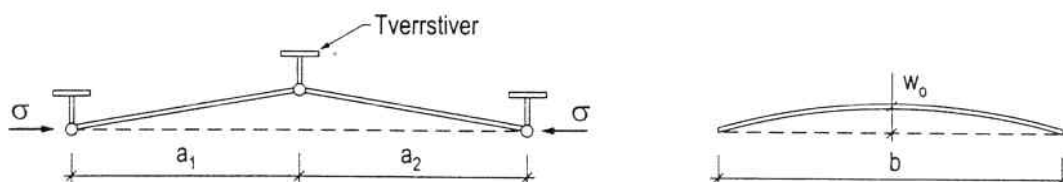
- 1) Lokal knekking av platefeltene (panelene) mellom de langsgående stivere medfører at kun en redusert bredde av panelene er effektive. Den effektive bredden av hvert panel uttrykkes ved reduksjonsfaktoren $\chi_{p, \text{pan}}$, bestemt i henhold til 12.4.
- 2a) En linearisert elastisk knekkspenning (Eulerspenning) $\sigma_{cr,p}$ for den avstivede plate betraktet som en ortotrop plate beregnes. Knekkspenningen kan bestemmes ved hjelp av relevante analytiske løsninger eller numeriske analyser. Den relative slankhet $\bar{\lambda}_p$ av den ortotrope plate bestemmes som en funksjon av $\sigma_{cr,p}$ og det effektive tverrsnittsareal av det avstivede platefelt. Basert på $\bar{\lambda}_p$ bestemmes reduksjonsfaktoren χ_p i henhold til 12.4.
- 2b) En linearisert elastisk knekkspenning $\sigma_{cr,c}$ for den avstivede plate bestemmes ved at den avstivede platen betraktes som en fiktiv sentrisk belastet søyle med en spennvidde lik avstanden mellom tverrstiverne og uten randforbindelse med flensene (dvs. med frie langsgående render). Basert på $\sigma_{cr,c}$ og det effektive tverrsnittsareal av det avstivede platefeltet beregnes den relative slankhet $\bar{\lambda}_c$ av den fiktive søyle. Deretter bestemmes knekkingsfaktoren χ_c i henhold til 12.3.2.1 med en formfeilfaktor α_e for den fiktive søylen.
- 2c) Den endelige reduksjonsfaktor $\chi_{p,c}$ pga. global plateknekkning for platen bestemmes ved interaksjon mellom reduksjonsfaktoren χ_p for den ortotrope plate og knekkingsfaktoren χ_c for platen betraktet som søyle.
- 3) Det effektive tverrsnittsarealet av den tryktpåkjennte del av platen beregnes først ved at ineffektive platedeler fjernes i henhold til punkt 1 ovenfor, og deretter ved at de resterende delene reduseres med faktoren $\chi_{p,c}$ (som innføres som en uniform areal-reduksjon, dvs. med bibehold av tverrsnittsformen).

Detaljerte regler for beregningsmodellen er gitt i B.12.4.7.2.

12.4.7.3 Tverrstivere

Tverrstiverne forutsettes å danne stive opplegg for de langsgående stivere, og skal tilfredstille følgende stivhets- og kapasitetskrav.

Ved dimensjoneringen betraktes tverrstiveren som en fritt opplagt bjelke med en sinusformet initiell formfeil $w_0 = s/300$, der s settes lik den minste av avstandene a_1 og a_2 til de nærliggende tverrstivere og panelets bredde b , se figur 13. Ved beregning av stivernes tverrsnittsparametre kan det medtas en medvirkende bredde $30t_w\varepsilon$ av steget, plassert symmetrisk om stiveren.



Figur 13 – Tverrstiver – beregningsmessig initialdeformasjon

Tverrstiverne skal dimensjoneres for en tverrkraft som skyldes at trykkspenningen i de tilstøtende platefelt virker på en deformert geometri. Ved beregningen kan de tilstøtende tverrstivere betraktes som udeformerte, og både platefelt og langsgående stivere kan betraktes som fritt opplagret over disse tverrstiverne, se figur 13.

Maksimalspenningen i stiveren skal ikke overskride f_d , og tilleggsdeformasjonen skal ikke overskride $b/300$.

Disse krav kan betraktes som oppfylt dersom tverrstiverens 2. arealmoment I_{st} tilfredsstiller betingelsen

$$I_{st} \geq \frac{\sigma_{f,m}}{E} \left(\frac{b}{\pi} \right)^4 \left(1 + w_o u \frac{300}{b} \right)$$

der

$$\sigma_{f,m} = \frac{\sigma_{cr,c}}{\sigma_{cr,p}} \frac{N_f}{b} \left(\frac{1}{a_1} + \frac{1}{a_2} \right)$$

$$u = \frac{\pi^2 E}{f_d 300 b} e_{maks} > 1,0$$

Her er e_{maks} avstanden fra stiverens arealsenter til stivertverrsnittets ytterste fiber. N_f er den største trykkraft i de tilstøtende platefelt, men skal ikke settes mindre enn den største trykkspenning multiplisert med det halve effektive trykkareal av platefeltet, inkludert stivere. $\sigma_{cr,c}$ og $\sigma_{cr,p}$ kan bestemmes som angitt i B.12.4.7.

12.4.7.4 Langsgående stivere

Torsjonsknekkning av en langsgående stiver med åpent tverrsnitt kan anses forhindret dersom ett av følgende krav er oppfylt

$$\frac{I_T}{I_p} \geq 11 \left(\frac{t}{b} \right)^2 \quad \text{eller} \quad \frac{I_T}{I_p} \geq 5 \frac{f_y}{E}$$

der b her er platens bredde mellom stivere og t er platens tykkelse. I_p og I_T er henholdsvis stiverens 2. polare arealmoment om stiverens innfestingspunkt til platen og dens torsjonskonstant (St. Venant). Platen skal ikke medregnes i konstantene.

Langsgående stivere i steg kan være diskontinuerlige, forutsatt at de ikke medregnes i den del av tverrsnittet som opptar aksialspenningene.

Store trapesformede stivere kan betraktes som to separate stivere eller som én stiver lokalisert i stiverens symmetrilinje.

12.5 Skrueforbindelser

12.5.1 Klassifisering av skrueforbindelser

12.5.1.1 Avskjæringsforbindelser

Ved dimensjonering av avskjæringsforbindelser skal det skilles mellom følgende kategorier:

Kategori A: Skruer i avskjæring/hullkantrykk

Det kan benyttes vanlige eller høyfaste skruer fra fasthetsklasse 4.6 til 10.9. Skrueshullene utføres som normalhull etter NS 3464. Det stilles ikke krav til forspenning av skruene.

Dimensjonerende kraft per skrue skal ikke overskride skruens kapasitet med hensyn til hullkanttrykk $F_{b,d}$ eller avskjæring $F_{v,d}$.

Kategori B: Glidningsforhindret i bruksgrensetilstanden

Det skal benyttes høyfaste skruer i fasthetsklasse 8.8 eller 10.9 med kontrollert forspenning etter NS 3464. Skrueshullene utføres som normalhull eller avlange hull. Glidning i forbindelsen skal ikke inntreffe i bruksgrensetilstanden.

Dimensjonerende kraft i skruen i bruksgrensetilstanden skal ikke overskride skruens friksjonskapasitet $F_{s,d}$. I bruddgrensetilstanden skal kapasitetene $F_{b,d}$ og $F_{v,d}$ med hensyn til henholdsvis hullkanttrykk og avskjæring ikke overskrides.

Kategori C: Glidningsforhindret i bruddgrensetilstanden

Forbindelsen utføres med høyfaste skruer i fasthetsklasse 8.8 eller 10.9 med kontrollert forspenning etter NS 3464. Skrueshull kan være normale, overstore eller avlange. Glidning skal ikke inntreffe i bruddgrensetilstanden.

Dimensjonerende kraft i skruen i bruddgrensetilstanden skal ikke overskride skruens friksjonskapasitet $F_{s,d}$.

12.5.1.2 Strekkpåkjennte skruer

Ved dimensjonering av skrueforbindelser påkjent i strekk skal det skilles mellom:

Kategori D: Forbindelser med skruer uten forspenning

Det skal benyttes vanlige eller høyfaste skruer i fasthetsklasse 4.6 til 10.9. Forspenning av skruene er ikke påkrevd. Denne kategorien skal ikke benyttes dersom forbindelsen er utsatt for hyppig variasjon i strekkraften.

Dimensjonerende strekkraft i skruen skal ikke overskride skruens kapasitet med hensyn til strekk $F_{t,d}$.

Kategori E: Forbindelser med forspente skruer

Det skal benyttes høyfaste skruer i fasthetsklasse 8.8 eller 10.9 med kontrollert forspenning etter NS 3464.

Dimensjonerende strekkraft i skruen skal ikke overskride skruens kapasitet med hensyn til strekk $F_{d,t}$.

12.5.2 Kapasitet av enkeltskruer

12.5.2.1 Avskjæring

Dersom avskjæring inntreffer i skruens gjengede del er kapasiteten per avskjæringsnitt

$$F_{d,v} = \begin{cases} \frac{0,6 f_{u,b} A_s}{\gamma_{M2}} & \text{for skruer 4.6 og 8.8} \\ \frac{0,5 f_{u,b} A_s}{\gamma_{M2}} & \text{for skruer 10.9} \end{cases}$$

der

$f_{u,b}$ er skruens strekkfasthet

A_s er skruens spenningsareal

Dersom avskjæringssnittet ligger i skruens ugjengede del, er

$$F_{d,v} = \frac{0,6 f_{u,b} A}{\gamma_{M2}}$$

der

A er tverrsnittsarealet av skruens skaft

For skruer med skårne gjenger skal kapasiteten $F_{d,v}$ ved avskjæring i skruens gjengede del multipliseres med 0,85. Uttrykkene for $F_{d,v}$ gjelder kun dersom skruene benyttes i hull med normal klaring etter 12.5.4.4.

12.5.2.2 Trykk mot hullkant

Skrusens kapasitet med hensyn til hullkanttrykk er

$$F_{d,b} = c \alpha \frac{2,5 f_u d t}{\gamma_{M2}}$$

der

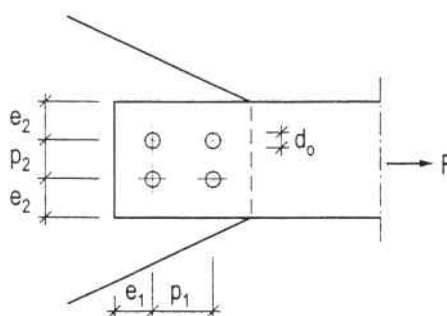
$$\alpha \text{ er den minste av } \left(\frac{e_1}{3d_0}, \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}, \frac{f_{u,b}}{f_u} \text{ eller } 1 \right)$$

Forbindelsens kant- og endeavstander er definert i figur 14. d_0 er hulldiameteren, se 12.5.4.4.

Dersom kantavstanden $e_2 \geq 1,5 d_0$ og skruavstanden normalt på kraftretningen $p_2 \geq 3,0 d_0$ settes $c = 1,0$. I motsatt fall settes

$$c = \min \begin{cases} \frac{e_2}{0,9d_0} - \frac{2}{3} & \text{for } 1,2d_0 \leq e_2 \leq 1,5d_0 \\ \frac{p_2}{1,8d_0} - \frac{2}{3} & \text{for } 2,4d_0 \leq p_2 \leq 3,0d_0 \end{cases}$$

Skruesens kapasitet med hensyn til hullkanttrykk reduseres ikke dersom den gjengede del er helt eller delvis i kontakt med grunnmaterialet.



Figur 14 – Definisjon av hull- og kantavstander

For énsnittet skjøt med kun én skrue settes

$$F_{d,b} = \frac{1,5 f_u d t}{\gamma_{M2}}$$

Underlagsskiver skal benyttes under både hode og mutter dersom høyfaste skruer anvendes i énsnittede skjøter med kun én skruerad vinkelrett på kraftretningen.

12.5.2.3 Strekkbelastede skruer

Skruens kapasitet i strekk er

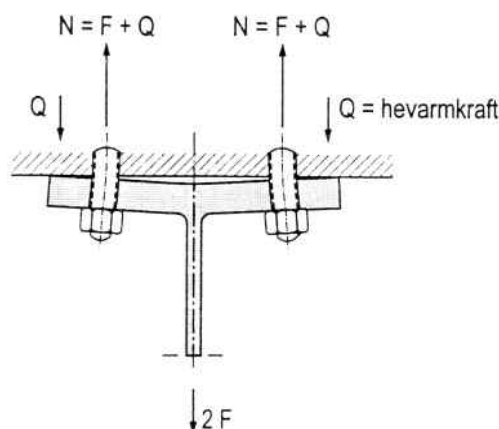
$$F_{d,t} = \frac{0,9 f_{u,b} A_s}{\gamma_{M2}}$$

For skruer med skårne gjenger skal $F_{d,t}$ multipliseres med 0,85.

Ved beregning av dimensjonerende lastvirkning F_f skal det tas hensyn til hevarmeffekten som skyldes deformasjoner i forbindelsen, se 12.5.2.4.

12.5.2.4 Hevarmvirkning

I skrudde forbindelser belastet med en ytre strekkraft skal skruene dimensjoneres for både den ytre last samt eventuelle hevarmkrefter som skyldes deformasjonene i forbindelsen, se figur 15.



Figur 15 – Krefter på grunn av hevarmvirkning

Hevarmkraftens størrelse avhenger av den relative stivhet og geometrien av elementene i forbindelsen.

12.5.2.5 Skruer belastet i strekk og avskjæring

Skruer som er belastet i både avskjæring og strekk, skal tilfredsstille kravet

$$\left(\frac{F_{f,v}}{F_{d,v}} \right)^2 + \left(\frac{F_{f,t}}{F_{d,t}} \right)^2 \leq 1$$

der

$F_{f,v}$ er dimensjonerende avskjæringskraft i skrue (lastvirkning)

$F_{f,t}$ er dimensjonerende strekkraft i skrue (lastvirkning)

12.5.2.6 Bolteleddforbindelse

Bolteleddforbindelser er avskjæringsforbindelser utført med én skrue, og der det stilles krav til fri rotasjon.

Forbindelsens geometri skal tilfredsstille kravene på figur 16.

Boltens kapasitet skal tilfredsstille følgende betingelser:

Avstj. bolt.

$$N_f \leq 2 F_{d,v} = \frac{2 \times 0,6 f_{u,p} A}{\gamma_{M2}}$$

A - areal bolt

$f_{u,p}$ - brennspenning bolt.

Hull kant

$$N_f \leq F_{d,b} = 1,5 \frac{f_y}{\gamma_{M2}} t d$$

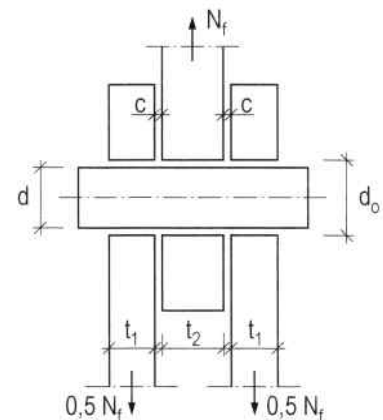
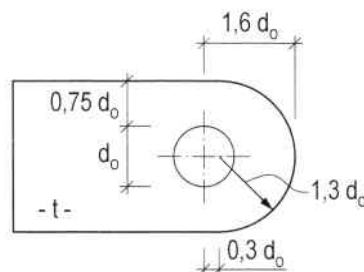
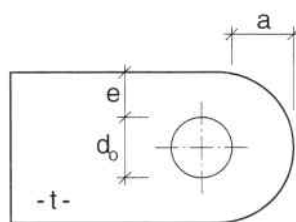
$$M_f \leq M_d = \frac{0,8 f_{y,p} W_{el}}{\gamma_{M2}}$$

$$\left(\frac{N_f}{F_{d,v}} \right)^2 + \left(\frac{M_f}{M_d} \right)^2 \leq 1$$

der momentet i boltene forenklet kan settes lik

$$M_f = \frac{1}{8} N_f (2t_1 + 4c + t_2)$$

og t_1 , t_2 og c er definert på figur 16.



Valgt tykkelse :

$$a \geq \frac{\gamma_{M2} N_f}{2 f_y t} + \frac{2 d_o}{3}$$

$$e \geq \frac{\gamma_{M2} N_f}{2 f_y t} + \frac{d_o}{3}$$

Valgt geometri :

$$t \geq 0,7 \sqrt{\frac{\gamma_{M2} N_f}{f_y}}$$

$$d_o \leq 2,5 t$$

Figur 16 – Geometrikrav til bolteleddforbindelse

12.5.2.7 Friksjonskapasitet

Skrusens kapasitet mot glidning er

$$F_{d,s} = \frac{k_s n \mu}{\gamma_{M3}} F_{c,d}$$

der

$F_{c,d}$ er forspenningskraft

n er antall friksjonsflater

μ er friksjonskoeffisient

$$k_s = \begin{cases} 1,0 & \text{for normale hull} \\ 0,85 & \text{for overstore hull} \\ 0,7 & \text{for avlange hull} \end{cases}$$

Den beregningsmessige forspenningskraft $F_{c,d}$ settes lik

$$F_{c,d} = 0,63 f_{ub} A_s, \text{ se NS 3464}$$

Forbindelser med overstore hull eller avlange hull orientert parallelt med kraftretningen skal dimensjoneres i henhold til kategori C i bruddgrensetilstanden. I dette tilfellet er

$$\gamma_{M3} = 1,40$$

12.5.2.8 Friksjonskoeffisient

Friksjonskoeffisienten μ avhenger av den foreskrevne klasse for friksjonsflate, se NS 3464.

$$\mu = \begin{cases} 0,50 & \text{for klasse A friksjonsflater} \\ 0,40 & \text{for klasse B friksjonsflater} \\ 0,30 & \text{for klasse C friksjonsflater} \\ 0,20 & \text{for klasse D friksjonsflater} \end{cases}$$

12.5.2.9 Friksjonsforbindelser med strekkbelastning normalt på friksjonsflaten

Dersom en friksjonsforbindelse er belastet med en ytre strekkraft normalt på friksjonsflaten, skal skrusens kapasitet reduseres med følgende reduksjonsformel:

$$F_{d,s} = \frac{k_s n \mu}{\gamma_{M3}} (F_{c,d} - 0,8 F_{f,t})$$

For kategori B benyttes verdien av $F_{f,t}$ i bruksgrensetilstanden, mens for kategori C skal $F_{f,t}$ i bruddgrensetilstanden benyttes.

$\gamma_{M3} = 1,25$ i bruddgr.
 $\gamma_{M3} = 1,10$ i bruksgren.
 $\gamma_{M3} = 1,40$ for overstore hull

12.5.3 Kapasitet av skruegrupper

12.5.3.1 Beregningsforutsetninger

Skruegruppers kapasitet fastlegges på basis av enkeltskruenes kapasitet.

Fordelingen av kreftene på de enkelte skruer kan for alle skrue typer bestemmes ved en lineær elastisk beregning. Lange skrueforbindelser er unntatt fra denne regelen, se 12.5.3.5.

Dersom forbindelsen har tilstrekkelig duktilitet, kan de opptredende snittkrefter fordeles på de enkelte deler av forbindelsen på den mest hensiktsmessige måte. Det forutsettes at:

- den valgte fordeling av indre krefter er i likevekt med de ytre snittkrefter;
- den valgte kraftfordeling ikke overskrider kapasiteten i noen del av forbindelsen.

Duktilitetskravet er tilfredsstilt for forbindelser i kategori A og B dersom kapasiteten med hensyn til hullkanttrykk er mindre enn avskjæringskapasiteten.

12.5.3.2 Nettotverrsnitt i strekkpåkjennte staver

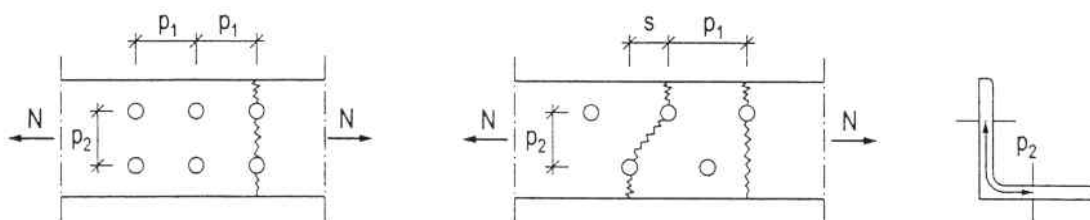
Ved beregningen av kapasiteten av en strekkpåkjent stav etter 12.2.3.1 skal det tas hensyn til svekkelser som skyldes skruehull og andre åpninger.

Stavens nettotverrsnitt A_n settes lik bruttotverrsnittet A fratrasket hulltverrsnittet $d_o t$ for alle hull som ligger i en potensiell bruddlinje normalt på stavens akse.

Dersom hullene i parallelle skrueader er innbyrdes forskjøvet, se figur 17, skal fradraget for hull settes lik den største av følgende verdier

- summen av hull i et snitt normalt på stavaksen
- summen av hull som ligger på en rett eller brukket linje gjennom hullene minus $s^2 / 4p_2$, der s er forskyvning av hullene og t er platens tykkelse.

For vinkelprofiler og andre profiler hvor skruehullene ligger i mer enn ett plan skal p_2 måles langs en linje langs platedelens midtlinje, se figur 17.

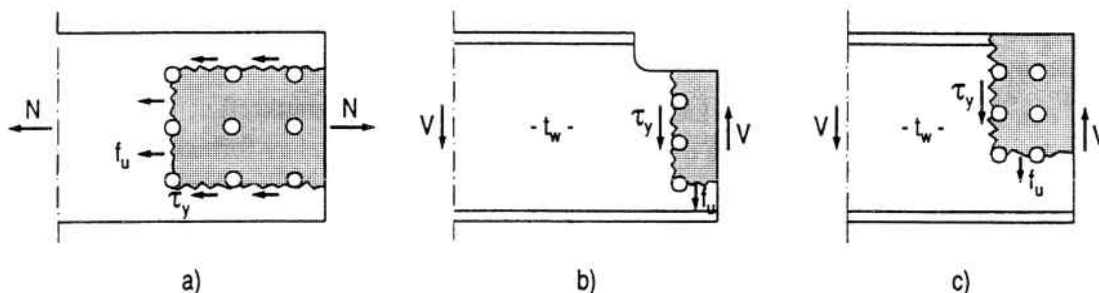


Figur 17 – Grunnlag for beregning av nettotverrsnitt

$$A_n = A - \sum d_o \cdot t$$

12.5.3.3 Utriving av skruergruppe

Utriving av en gruppe skruer nær enden av en stav eller i en knuteplate skal unngås ved valg av hensiktsmessig hullavstand. Bruddformen består normalt av strekkbrudd (f_u) i ett snitt gjennom skruerhullene normalt på kraftretningen og flytning i skjær (τ_y) i snitt gjennom hullene parallelt med kraftretningen, se figur 18.



Figur 18 – Utrivingfigurer for skruergrupper

For symmetriske skruergrupper med sentrisk belastning, se figur 18 a), er kapasiteten gitt ved

$$N_{\text{eff,d}} = \frac{f_u}{\gamma_{M2}} A_{\sigma} + \frac{f_y}{\sqrt{3}\gamma_{M1}} A_{\tau}$$

der

A_{σ} er netto strekkbelastet areal

A_{τ} er brutto skjærbelastet areal

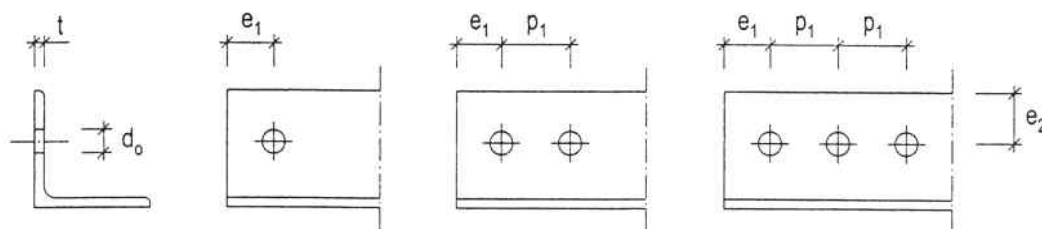
For bjelkeender har skjærkraften normalt en eksentrisitet, se figur 18 b), c), og kapasiteten kan settes lik

$$V_{\text{eff,d}} = 0,5 \frac{f_u}{\gamma_{M2}} A_{\sigma} + \frac{f_y}{\sqrt{3}\gamma_{M1}} A_{\tau}$$

Faktoren 0,5 er innført for å ivareta virkningen av skjærkraftens eksentrisitet.

12.5.3.4 Innfesting av vinkelprofil i ett ben

For staver med usymmetrisk tverrsnitt og staver med usymmetrisk innfesting, for eksempel for staver av vinkelprofil skjøtt med skruer kun i det ene benet, skal det tas hensyn til virkningen av skruens eksentrisitet, kant- og endeavstand ved beregningen av stavens aksialkraftkapasitet.



Figur 19 – Vinkelprofil festet i ett ben

For vinkelprofil med kun én rad av skruer, se figur 19, er kapasiteten i stavens nettotverrsnitt

$$N_d = \frac{2,0(e_2 - 0,5d_o)tf_u}{\gamma_{M2}} \quad \text{for 1 skrue}$$

$$N_d = \frac{\beta_2 A_n f_u}{\gamma_{M2}} \quad \text{for 2 skruer}$$

$$N_d = \frac{\beta_3 A_n f_u}{\gamma_{M2}} \quad \text{for 3 skruer eller flere}$$

Reduksjonsfaktorene β_2 og β_3 avhenger av avstanden p_1 mellom skruenhullene, se tabell 16. For verdier $2,5 d_o < p_1 < 5,0 d_o$ interpoleres lineært mellom de gitte verdier.

A_n er vinkelprofillets nettotverrsnitt. For ulikebenet vinkel festet i det minste benet skal A_n settes lik nettotverrsnittet av en likebenet vinkel med samme dimensjon som det minste benet.

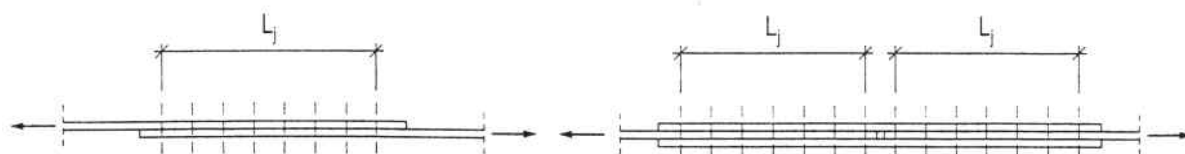
Tabell 16 – Reduksjonsfaktorer β_2 og β_3 for innfesting av vinkelprofiler

Hullavstand	$p_1 \leq 2,5 d_o$	$p_1 \geq 5,0 d_o$
2 skruer	0,4	0,5
3 skruer eller flere	0,5	0,7

12.5.3.5 Lange forbindelser

Dersom avstanden L_j (målt i lastretningen) mellom de ytterste skruer i en avskjæringsforbindelse overskrider $15 d$, vil ikke kapasiteten av alle skruer kunne utnyttes fullt ut.

For $L_j \geq 65 d$ reduseres kapasiteten med 25 %. For $15 d < L_j < 65 d$ bestemmes reduksjonen ved lineær interpolasjon.



Figur 20 – Lange skrueforbindelser

Reduksjonen gjelder ikke tilfeller der skjærkraften overføres jevnt fordelt over forbindelsens lengde, for eksempel ved overføring av skjærkraft fra steg til flens i et tverrsnitt.

12.5.4 Konstruktive krav

12.5.4.1 Generelt

En forbindelse skal normalt ha minst to skruer. Unntatt fra denne regelen er f. eks. innfesting av diagonaler i master og lignende konstruksjoner.

Ved skjøter skal lasketverrsnittet dimensjoneres for en kraft som er 10 % større enn den som skal opptas.

Ved bruk av fôr med samlet tykkelse t_p større enn $1/3$ av skruediameteren skal den beregningsmessige kapasitet etter 12.5.2 reduseres med en faktor

$$\beta_p = \frac{9d}{8d + 3t_p} \text{ og } \beta_p \leq 1$$

For dobbelsnittede avskjæringsforbindelser med fôr på begge sider av skjøtsnittet settes t_p lik tykkelsen av det tykkeste fôr.

Skjøter i trykkstaver utsatt for knekking skal utføres med samme stivhet og styrke som staven for øvrig.

12.5.4.2 Minste hull- og kantavstander

Avstandene e_1 og e_2 fra skruelhullets senter til grunnmaterialets kant, henholdsvis i og normalt på kraftens angrepsretning, skal ikke underskride minsteverdiene gitt i tabell 17. Minsteverdiene for senteravstandene p_1 og p_2 mellom hullene, henholdsvis i og normalt på kraftretningen, er gitt i samme tabell.

Tabell 17 – Minste hull- og kantavstander

	Minste avstander	Optimale avstander
e_1	$1,2 d_o$	$3,0 d_o$
p_1	$2,2 d_o$	$3,75 d_o$
e_2	$1,2 d_o$	$1,5 d_o$
p_2	$2,4 d_o$	$3,0 d_o$

De optimale verdier gitt i tabell 17 for hull- og kantavstandene er de verdier som gir størst kapasitet med hensyn på hullkanttrykk.

For avlange hull skal avstanden fra hulllets lengdeakse til nærmeste kant av platematerialet ikke være mindre enn $1,5 d_o$. Avstanden fra sentrum av hulllets enderadius til nærmeste kant skal ikke være mindre enn $1,5 d_o$.

12.5.4.3 Største hull- og kantavstander

Dersom konstruksjonen er eksponert for vær eller annet korrosivt miljø, skal den største ende- eller kantavstand ikke overskride $40 \text{ mm} + 4 t$, der t er tykkelsen av den tynneste platedel som inngår i forbindelsen. I andre tilfeller skal disse avstandene ikke overskride den største av verdiene $12 t$ eller 150 mm .

Skrueavstanden p_1 i hver skruerad og p_2 mellom skrueradene skal ikke overskride den minste av verdiene $14 t$ eller 200 mm .

I trykkpåkjennte forbindelser skal ikke kantavstanden fra skruelhullets senter være så stor at platematerialet kan knekke utenfor skruene. Den største kantavstand kan bestemmes ut fra kravene til b/t for utstikkende flens i 12.1.2. Disse kravene gjelder ikke endeavstanden. Tilsvarende skal ikke avstanden p_2 mellom

skrueradene være så stor at platematerialet kan knekke lokalt mellom radene. Forholdet b/t fra 12.1.2 for et tosidig opplagt platefelt legges til grunn for bestemmelse av største avstand.

12.5.4.4 Klaring i skruehull

Krav til klaring i skruehull er gitt i NS 3464.

For vanlige hull skal

$$M12-M14 : d_o \leq d + 1 \text{ mm}$$

$$M16-M24 : d_o \leq d + 2 \text{ mm}$$

$$M27- : d_o \leq d + 3 \text{ mm}$$

I friksjonsforbindelser kan hull med stor klaring og lange hull benyttes i henhold til NS 3464.

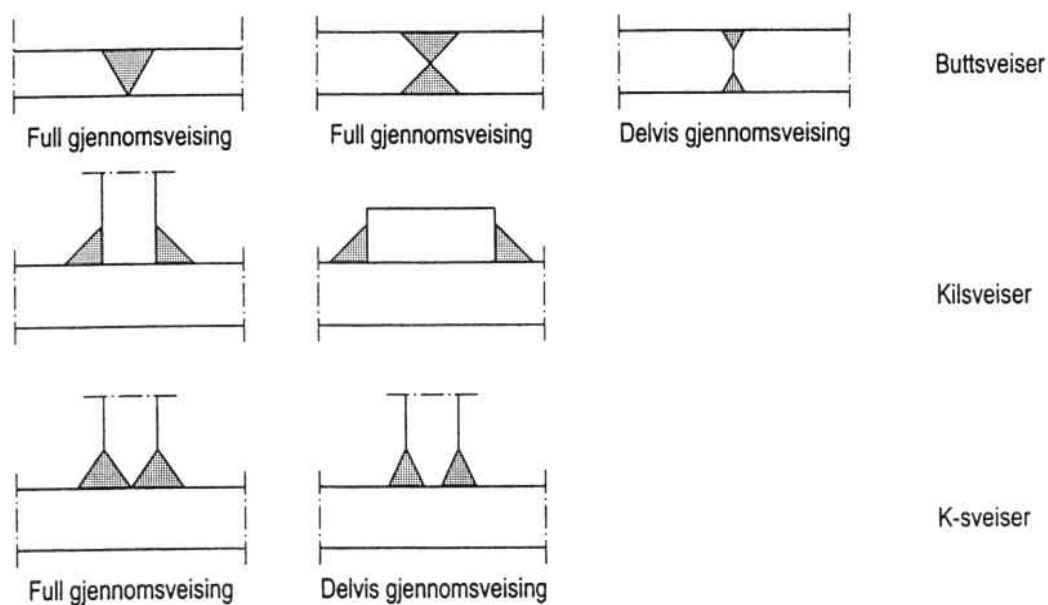
12.6 Sveiste forbindelser

12.6.1 Generelt

Som lastbærende sveiser benyttes:

- buttsveiser, med full eller delvis gjennomsvøising;
- kilsveiser;
- K-sveiser, med full eller delvis gjennomsvøising.

Slot- og pluggsveiser kan benyttes for overføring av skjærkrefter eller for å hindre separasjon av overlappende plater.



Figur 21 – Illustrasjon av buttsveiser, kilsveiser og K-sveiser

12.6.2 Kilsveiser

12.6.2.1 Kapasitet av kilsveiser

Sveisens kapasitet per lengdeenhet kan beregnes etter metode a) eller b) gitt nedenfor.

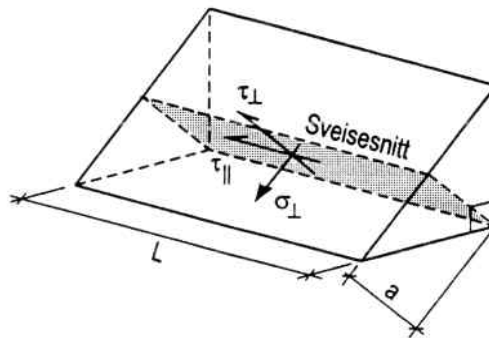
a) Spenningskomponentene på basis av opptredende krefter per sveisens lengdeenhet og følgende spenningskomponenter defineres, se figur 22:

$\sigma_{\perp}$ normalspenning vinkelrett på sveisesnittet

$\tau_{\perp}$ skjærspenning i sveisesnittet vinkelrett på sveisens lengdeakse

$\tau_{\parallel}$ skjærspenning i sveisesnittet parallelt med sveisens lengdeakse

Spennningene antas jevnt fordelt over sveisens rotmål a .



Figur 22 – Spenningskomponenter i kilsveisen

Sveisens kapasitet påvises ved spenningene med følgende uttrykk

$$\sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)} \leq \frac{f_u}{\gamma_{M2} \beta_w}$$

og

$$\sigma_{\perp} \leq \frac{f_u}{\gamma_{M2}}$$

der

f_u er bruddfastheten for forbindelsens svakeste del

β_w er korrelasjonsfaktor

Korrelasjonsfaktoren β_w avhenger av grunnmaterialets nominelle bruddfasthet og er gitt i tabell 18.

Tabell 18 – Korrelasjonsfaktor β_w

Stålsort	Bruddfasthet f_u (N/mm ²)	Korrelasjonsfaktor β_w
S 235	360	0,8
S 275	430	0,85
S 355	510	0,9
S 420	520	1,0
S 460	550	1,0

Notale b) Forenklet - kan gi lavere kap.

b) Sveisens kapasitet per lengdeenhet, uavhengig av kraftens retning i forhold til sveisens orientering, er gitt ved

$$F_{w,d} = f_{w,d} a$$

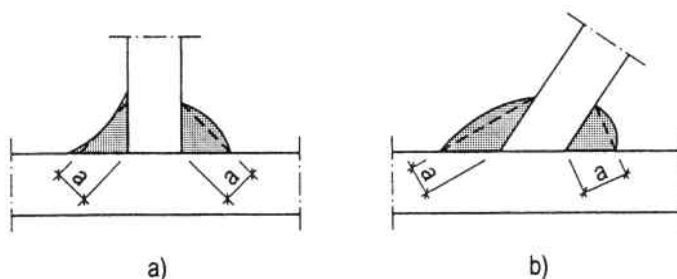
der a er sveisens rotmål, se 12.6.2.2 og figur 23.

Sveisens dimensjonerende skjærspenning er

$$f_{w,d} = \frac{f_u}{\gamma_{M2} \sqrt{3}} \frac{1}{\beta_w}$$

12.6.2.2 Sveiseseømmens geometri

Kilsveisens nominelle a -mål skal settes lik høyden av den største trekant som kan innskrives i kilsveisens tverrsnitt, figur 23 a) og b). Sveisens a -mål skal ikke være mindre enn 3 mm.



Figur 23 – Definisjon av a -mål for kilsveiser

Dersom sveisen utføres med automatisk pulversveising, kan det tas hensyn til den ekstra innsveisingen. Det skal ikke regnes med større innsveising enn 20 % eller 2 mm.

Forutsatt at sveisens a -mål ikke underskrides langs sveisen, settes sveisens beregningsmessige lengde lik den totale lengden.

Sveiser med lengde mindre enn den minste av verdiene 40 mm eller 6 ganger a -målet skal ikke benyttes for lastoverføring.

I laskeskjøter der kilsveisens lengde er større enn $150 a$, vil sveisen ikke være uniformt påkjent, og kapasiteten skal reduseres med en faktor

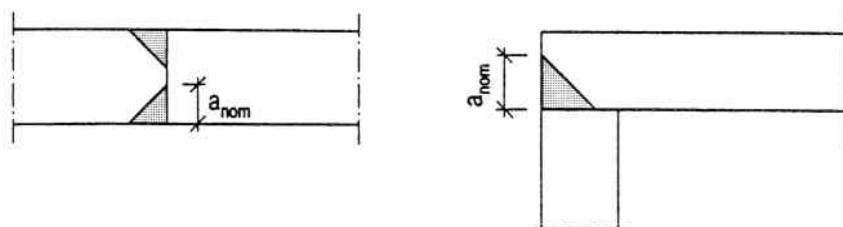
$$\beta_{Lw,1} = 1,2 - \frac{0,2L_j}{150a} \leq 1,0$$

der L_j er sveisens lengde i lastoverføringens retning.

12.6.3 Kapasitet av buttsveiser

Kapasiteten av en buttsveis med full gjennomsvøising er lik kapasiteten av den svakeste av de platedeler som inngår i forbindelsen, forutsatt at det benyttes en elektrode som gir et sveiseavsett som har en flytespenning og bruddfasthet som ikke underskrider grunnmaterialets verdier.

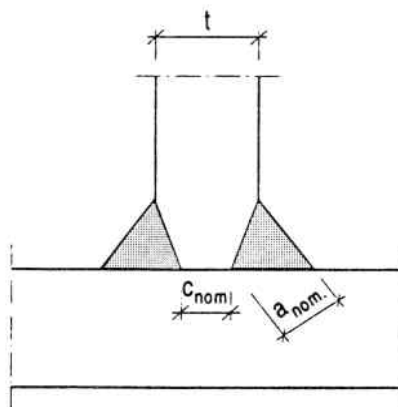
Buttsveiser med delvis innsveising dimensjoneres som kilsveiser. Det beregningsmessige a -mål skal settes lik den nominelle dybde a_{nom} av fugen minus 2 mm, se figur 24.



Figur 24 – Buttsveiser med delvis gjennomsvøising

K-sveiser (T-buttsveiser) som består av delvis gjennomsvøiste buttsveiser forsterket med kilsveiser, se figur 25, kan dimensjoneres som en buttsveis med full gjennomsvøising. Dette forutsetter at det totale nominelle a -mål ikke er mindre enn tykkelsen t av platen som utgjør T-ens steg, og at det usveiste gapet ikke er større enn den minste av verdiene $0,2 t$ eller 3 mm .

Dersom disse forutsetninger ikke er tilfredsstillt, skal K-sveisen dimensjoneres som en kilsveis. Sveisens a -mål skal settes lik det nominelle a -mål minus 2 mm , med mindre forsøk understøtter bruk av større verdi.



Figur 25 – Fuger for K-sveiser (T-buttsveiser)

12.6.4 Kapasitet av sveisegrupper. Beregningsforutsetninger

Sveisegruppens kapasitet bestemmes på basis av enkeltveisenes kapasitet per lengdeenhet.

Kraftfordelingen i en sveist forbindelse kan bestemmes ved en lineær elastisk beregning.

Forutsatt at forbindelsen har tilstrekkelig duktilitet, kan en plastisk beregning benyttes, der de opptredende snittkrefter fordeles på de enkelte deler av forbindelsen på den mest hensiktsmessige måte. Det forutsettes at den valgte fordeling av de indre krefter er i likevekt med de ytre snittkrefter, og at den valgte kraftfordeling ikke overskrider sveisenes kapasitet noe sted i forbindelsen.

Egenspenninger og spenningskomponenter som ikke deltar i kraftoverføringen, kan neglisjeres i kapasitetsberegningen. For lange sveiser henvises til 12.6.2.2.

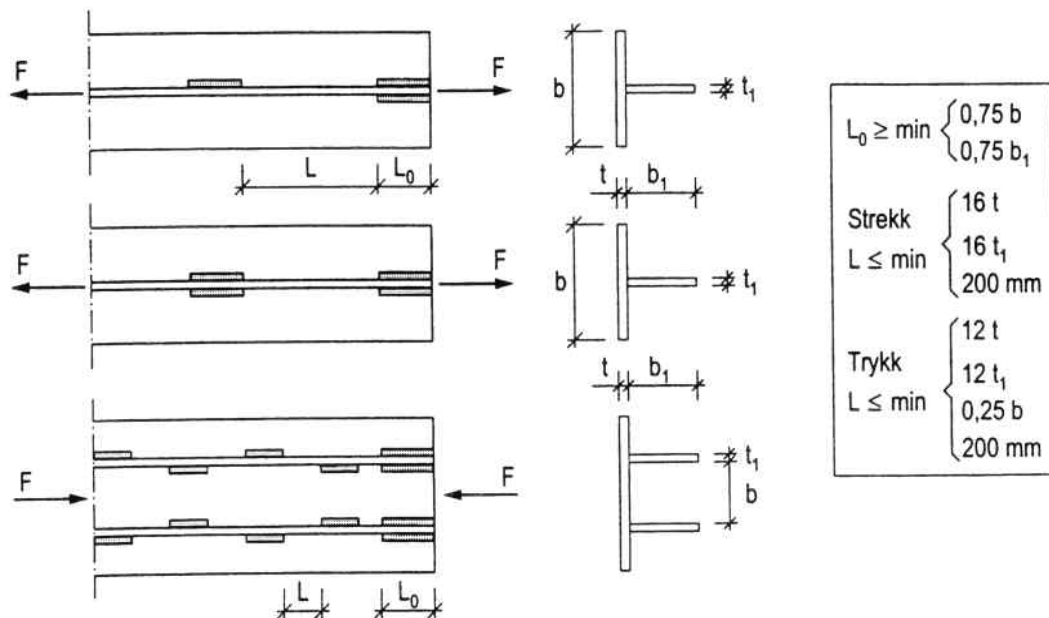
12.6.5 Utforming av kilsveiser

Kilsveiser skal normalt utføres med en fugevinkel mellom 60° og 120° . Kilsveiser skal ikke avsluttes på hjørnet av de sammenføyde komponenter, men føres rundt hjørnet i en lengde på to ganger a -målet, der dette kan skje i samme plan.

Dersom kilsveiser utføres som avbrutte sveiser, skal gapet L_1 mellom hver delveis ikke overskride den minste av følgende verdier:

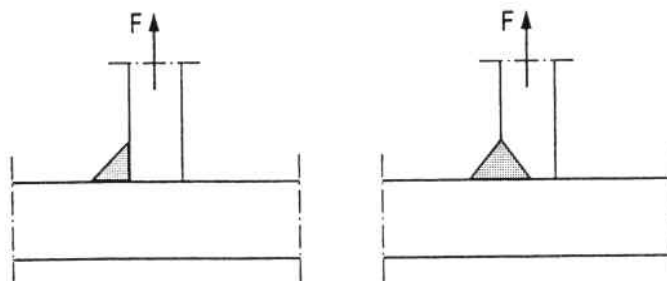
$$L_1 \text{ er den minste av } \begin{cases} 200 \text{ mm} \\ 12 \text{ ganger tykkelsen av tynneste platedel ved trykk} \\ 16 \text{ ganger tykkelsen av tynneste platedel ved strekk} \\ 25 \% \text{ av stiveravstanden for stivere som er forbundet til plate} \\ \text{påkjent i trykk eller skjær} \end{cases}$$

Avbrutte kilsveiser skal avsluttes med en to-sidig sveis med lengde minst lik 75 % av bredden av den smaleste platedel som forbindes. Avbrutte kilsveiser skal ikke brukes for konstruksjoner i korrosivt miljø eller utmatningspåkjente konstruksjoner.



Figur 26 – Avbrutte kilsveiser

En enkel kilsveis eller K-sveis skal ikke benyttes i en usymmetrisk forbindelse der det på grunn av lastens eksentrisitet oppstår et moment om sveisens rot, se figur 27 a) og b). Derimot kan slike sveiser benyttes ved sveising rundt periferien av et hulprofil uten at eksentrisitet oppstår.



Figur 27 – Ugunstige ensidige K- og kilsveiser

13 Dimensjonering mot utmatting

13.1 Generelt

Påvisning av kapasitet mot utmatting skal sikre at det ikke oppstår konstruksjonssvikt eller skade på grunn av spennings- eller tøyningsindusert sprekkvekst i løpet av konstruksjonens levetid.

Lavsyklus utmatting er karakterisert ved vekslende plastiske tøyninger i plastiske soner ved et begrenset antall vekslinger, og dekkes ved dimensjoneringen i den normale bruddgrensetilstanden.

Høysyklus utmatting skyldes lokal sprekkvekst på grunn av vekslende spenning eller tøyning ved et høyt antall vekslinger. Dimensjoneringen kan gjennomføres ved en kapasitetspåvisning basert på S-N-kurver for relevante utforminger av konstruksjonsdetaljen. I spesielle tilfeller kan en bruddmekanisk analyse av sprekkveksten i et kritisk område i en konstruksjonsdetalj legges til grunn.

13.1.1 Begrensninger

Bestemmelsene i dette punktet gjelder for konstruksjoner med flytespenning mindre enn 700 N/mm^2 , og for skruer i luft eller i sjøvann med korrosjonsbeskyttelse opptil 10.9.

13.1.2 Krav om dimensjonering mot utmatting

Krav om dimensjonering mot utmatting er normalt ikke nødvendig for bygninger. Dimensjonering for utmatting kan være nødvendig for bæresystemer for kraner og vibrerende maskiner og konstruksjoner som utsettes for svingninger på grunn av vind, bølger, strøm og menneskemengder i bevegelse.

Påvisning av utmattingskapasitet er ikke nødvendig for konstruksjoner i luft dersom den største nominelle spenningsvidde tilfredsstiller følgende betingelse

$$\gamma_{Ff} \Delta\sigma \leq \frac{1}{\gamma_{Mf}} 21 \quad (\text{N/mm}^2)$$

13.2 Lastvirkningsanalysen

13.2.1 Utmattende laster

Påvisning av levetid for byggverk med utmattende laster skal utføres i samsvar med relevante standarder og forskrifter.

MERKNAD Retningslinjer for fastsettelse av utmattingslaster for bruer blir gitt i NS 3491-8.

Med mindre det motsatte er eksplisitt angitt, er partialfaktoren γ_{Ff} for utmattingslasten medtatt i disse lastene, og verdien $\gamma_{Ff} = 1,0$ benyttes normalt ved dimensjoneringen.

13.2.2 Spenningsberegning

Dimensjonerende lastvirkninger som skyldes utmattingslasten, skal beregnes etter elastisitetsteorien.

Dynamiske effekter pga. støt eller vibrasjoner skal ivaretas der dette er relevant.

13.2.2.1 Spenninger i grunnmaterialet

Avhengig av den aktuelle konstruksjonsdetalj skal enten den nominelle eller den geometriske spenningsvidde (*hot spot* spenning) legges til grunn for dimensjoneringen.

For klassifiserte detaljer legges den nominelle spenningsvidden til grunn. Virkningen av spenningskonsentrasjoner som er typisk for detaljens geometriske utforming, er ivaretatt i S-N-kurvene. Det skal tas hensyn til eventuelle eksentrisiteter i forbindelsen, tvangsdeformasjoner og

sekundærspenninger pga. knekking, skjærdeformasjoner og hevarmvirkning. Dersom den potensielle utmattingsprekken er lokalisert i et område med store spenningskonsentrasjoner som skyldes endringer i komponentens tverrsnitt, store hull eller utkapp, skal den geometriske spenningsvidden legges til grunn.

Den geometriske spenningsvidden er den største hovedspenningsvidden i grunnmaterialet i det punktet der utmattingsprekken vil initieres, normalt ved sveisens tå eller ved en annen kjerv. Spenningsvidden bestemmes ved å multiplisere den nominelle spenning med en spenningskonsentrasjonsfaktor (SCF), som ivaretar virkningen av tverrsnittsendringer, hull og utkapp, samt sekundærspenninger i knutepunkter.

For rørknutepunkt og uklassifiserte detaljer legges den geometriske spenningsvidde til grunn.

13.2.2.2 Spenninger i sveisen

For lastbærende kil- og K-sveiser kan utmattingsprekken initieres fra sveisens rot og gå gjennom sveisen. Dimensjoneringen skal baseres på største spenningsvidde $\Delta\sigma_w$ i sveisemetallet, beregnet på basis av spenningen

$$\sigma_w = \sqrt{\sigma_{\perp}^2 + \tau_{\perp}^2 + 0,2\tau_{\parallel}^2}$$

der $\sigma_{\perp}$ er normalspenningen og $\tau_{\perp}$ er skjærspenningen i sveisesnittet, begge rettet normalt på sveisens akse. $\tau_{\parallel}$ er skjærspenning langs sveisens akse.

13.2.2.3 Spektrum for spenningsvidde

Spenningsvariasjonen som skyldes en gitt lastsituasjon, skal transformeres til et spenningsspektrum ved hjelp av en metode for syklustelling. For en konstruksjonsdetalj utsatt for flere lastsituasjoner skal disse kombineres til et dimensjonerende spektrum for spenningsvidden.

En syklustelling basert på "rainflow-" eller "reservoar"-metoden kan normalt benyttes sammen med Miner-Palmgrens delskadehypotese.

For tilfeller der lasten er gitt ved effektspektra (bølge- og vindspektra), kan det dimensjonerende spektrum for spenningsvidden bestemmes ved en statistisk modell.

13.3 Utmattingskapasitet

13.3.1 Spenningsvidde med konstant amplitude

For konstruksjoner der utmattingslasten medfører spenningsvariasjon med konstant amplitude (konstant spenningsvidde), gjelder

$$\gamma_{Ff} \Delta\sigma \leq \frac{1}{\gamma_{Mf}} \Delta f_R$$

der $\Delta\sigma$ er spenningsvidden (nominell eller hot-spot) i det punktet i konstruksjonsdetaljen der den potensielle sprekkene vil initieres. Δf_R er karakteristisk utmattingsfasthet for den aktuelle konstruksjonsdetalj relatert til antall vekslinger N i løpet av konstruksjonens levetid.

Alternativt kan påvises at antall vekslinger N ikke overskrider antall vekslinger N_R som gir brudd for en spenningsvidde $\Delta\sigma$.

Materialfaktoren for utmatting settes normalt lik $\gamma_{Mf} = 1,0$. Andre verdier av γ_{Mf} kan fastsettes dersom man ønsker å ta hensyn til usikkerheten i lastantakelsene, konstruksjonsdetaljens betydning for konstruksjonens totale sikkerhet og tilgjengeligheten for inspeksjon.

13.3.2 Spenningsvidde med varierende amplitude

For konstruksjoner der utmattingslasten gir spenningsvidder med varierende amplitude, er lastvirkningen med hensyn på utmatting definert ved spektret for spenningsvidden, se 13.2.2.3.

Kapasitetskontrollen kan gjennomføres etter Miner-Palmgrens delskadehypotese

$$D = \sum_i^k \frac{n_i}{N_i} \leq \eta$$

der n_i er antall lastvekslinger med spenningsvidde $\gamma_{Mf} \gamma_{Ff} \Delta \sigma_i$, og N_i er antall lastvekslinger som for den gitte konstruksjonsdetalj gir brudd for denne spenningsvidden. k er antall blokker i spenningsspektret, og velges slik at summasjonen har tilstrekkelig nøyaktighet.

Utnyttelsesgraden η settes normalt 1,0. Andre verdier av η kan fastsettes i relevante forskrifter og regelverk, der det tas hensyn til usikkerheten i lastantakelsene, de enkelte konstruksjonskomponenters betydning for konstruksjonens totale sikkerhet og tilgjengeligheten for inspeksjon.

Alternativt kan kapasitetskontrollen baseres på en ekvivalent spenningsvidde $\Delta \sigma_E$

$$\gamma_{Ff} \Delta \sigma_E \leq \frac{1}{\gamma_{Mf}} \Delta f_R$$

Den ekvivalente spenningsvidde med konstant amplitude $\Delta \sigma_E$ gir den samme utmattingskade som spenningsviddens spektrum for det totale antall vekslinger N . Δf_R er konstruksjonens karakteristiske utmattingsfasthet for N vekslinger.

Et konservativt estimat for $\Delta \sigma_E$ fås ved at man tar utgangspunkt i en utmattingskurve med konstant helning $m = 3$:

$$\Delta \sigma_E = \left(\frac{1}{N} \sum_i^k n_i \Delta \sigma_i^3 \right)^{1/3}$$

13.4 Utmattingsfastheter

13.4.1 Generelt

Den karakteristiske utmattingsfastheten Δf_R , gitt i form av $\log \Delta f_R - \log N$ kurver (S-N-kurver), avhenger av konstruksjonsdetaljens utforming, spenningsfeltet ved detaljen og korrosiviteten av omgivelsene.

Det skilles mellom følgende hovedgrupper:

- konstruksjoner i luft;
- konstruksjoner med katodisk vern i sjøvann;
- konstruksjoner utsatt for fri korrosjon i sjøvann;
- rørknutepunkt i luft;
- rørknutepunkt med katodisk vern i sjøvann.

Utmattingskurvene er gitt ved

$$\log N = \log a - m \log \Delta f_R$$

der

Δf_R	er karakteristisk utmattingsfasthet
N	er antall lastvekslinger
m	er helningskoeffisient for kurven ($m = 3$ eller $m = 5$)
a	er en konstant som definerer kurvens nivå

Dimensjonerende utmattingsfasthet er

$$\Delta f_{Rd} = \frac{\Delta f_R}{\gamma_{Mf}} = \frac{1}{\gamma_{Mf}} \left(\frac{a}{N} \right)^{\frac{1}{m}}$$

Utmattingsgrensen Δf_D for spenningsvariasjon med konstant amplitude er definert som utmattingsfastheten ved $N = 10^7$ vekslinger, og eksisterer kun for konstruksjoner i luft og konstruksjoner med katodisk vern i sjøvann. Ved belastning med varierende amplitude vil utmatting ikke inntreffe dersom den maksimale spenningsvidden maks $\Delta \sigma$ er mindre enn Δf_D .

13.4.2 Klassifisering av detaljer

Konstruksjonsdetaljene grupperes som klassifiserte og uklassifiserte detaljer. Klassifiserte detaljer tilordnes definerte S-N-kurver på basis av typiske trekk ved geometrisk utforming og sveisens bærevirkning. Uklassifiserte detaljer har ingen slike fellestrekk og skal behandles enkeltvis.

13.4.2.1 Klassifiserte detaljer med åpne tverrsnitt

Konstruksjonsdetaljer utført med komponenter med åpne tverrsnitt er klassifisert i åtte grupper:

- detaljer uten sveis, tabell A.1;
- skrudde forbindelser, tabell A.2;
- kontinuerlige sveiser orientert parallelt med lastvirkningen, tabell A.3;
- avbrutte sveiser orientert parallelt med lastvirkningen, tabell A.4;
- tverrgående buttsveiser, tosidig sveist, tabell A.5;
- tverrgående buttsveiser, ensidig sveist, tabell A.6;
- påsveiste detaljer på overflate eller kant, tabell A.7;
- forbindelser med lastbærende sveiser, tabell A.8.

I tabellene er både spenningsvariasjonens retning og posisjonen av den potensielle utmattingsprekk gitt.

13.4.2.2 Klassifiserte detaljer for rørformede komponenter

Konstruksjonsdetaljer knyttet til komponenter utført med sirkulære eller rektangulære rør er klassifisert i tabellene A.9. og A.10.

13.4.2.3 Rørknutepunkt

Knutepunkter utført med sirkulære eller rektangulære rør er ikke klassifisert, og utmattingskapasiteten fastlegges på basis av den geometriske spenningsvidde (hot-spot-spenning).

For rørknutepunkt benyttes utmattingskurve T.

13.4.2.4 Uklassifiserte detaljer

Utmattingskapasiteten fastlegges på basis av den geometriske spenningsvidde.

13.4.3 Utmattingsfasthet for klassifiserte detaljer

13.4.3.1 Generelt

De klassifiserte konstruksjonsdetaljene tilordnes 14 utmattingskurver (S-N-kurver), betegnet B1 til W3.

Ved tilordningen tas hensyn til:

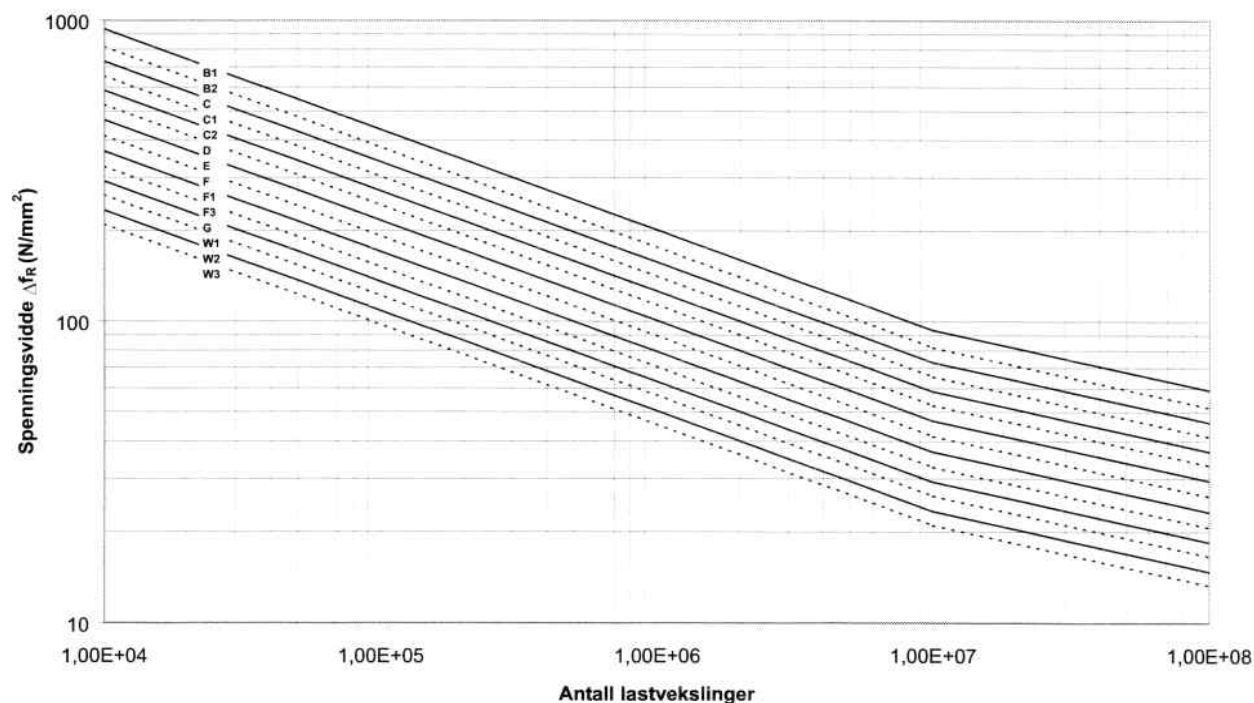
- konstruksjonsdetaljens utforming;
- spenningsvariasjonens orientering i forhold til detaljen;
- fabrikasjonsmetode.

Utmattingskurvene er etablert på basis av eksperimentelle data der det er tatt hensyn til:

- lokale spenningskonsentrasjoner som skyldes sveisens geometri;
- form og størrelse på diskontinuiteter som ligger innenfor toleransegrensene;
- spenningsvariasjonens retning;
- egespenninger som er typiske for detaljen;
- metallurgiske forhold;
- utførelsesmåte.

13.4.3.2 Konstruksjoner i luft

Utmattingskurvene er vist på figur 28. Kurveparametrene og utmattingsgrensen Δf_D for spenningsvariasjon med konstant amplitude er gitt i tabell 19.



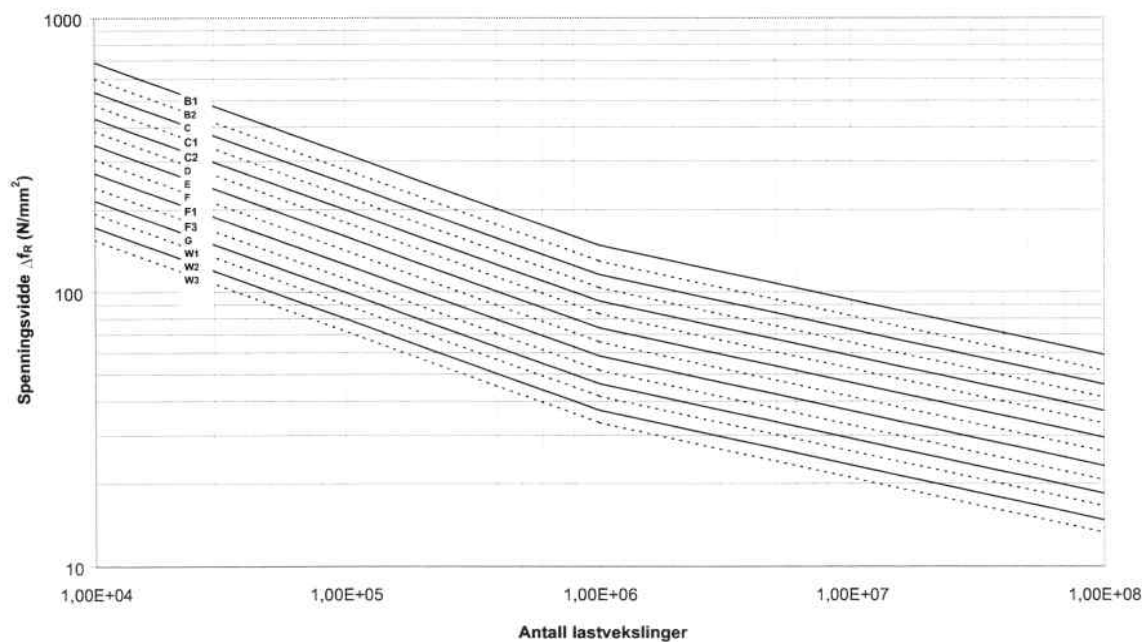
Figur 28 – Utmattingskurver for konstruksjoner i luft

Tabell 19 – Utmatningsparametre for konstruksjoner i luft

S-N-kurve	log a		Δf_D N/mm ²
	$N \leq 10^7$ (m = 3)	$N > 10^7$ (m = 5)	
B1	12,913	16,856	94
B2	12,739	16,566	82
C	12,592	16,320	73
C1	12,449	16,081	66
C2	12,301	15,835	58
D	12,164	15,606	53
E	12,010	15,350	47
F	11,855	15,091	42
F1	11,699	14,832	37
F3	11,546	14,576	33
G	11,398	14,330	29
W1	11,261	14,101	26
W2	11,107	13,845	23
W3	10,970	13,617	21

13.4.3.3 Konstruksjoner i sjøvann

For konstruksjoner med katodisk vern er utmatningskurvene vist på figur 29. Kurveparametre og utmatningsgrense Δf_D for spenningsvariasjon med konstant amplitude er gitt i tabell 20.

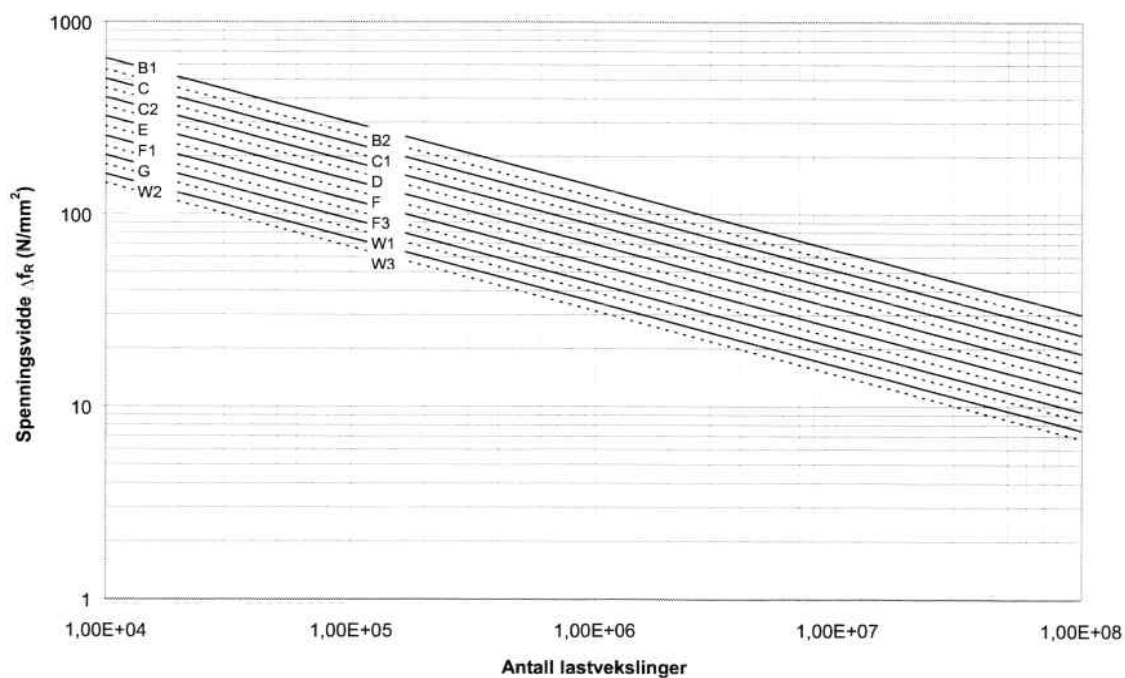


Figur 29 – Utmatningskurver for konstruksjoner med katodisk beskyttelse i sjøvann

Tabell 20 – Utmattingsparametre for konstruksjoner med katodisk beskyttelse i sjøvann

S-N-kurve	log a		Δf_D N / mm ²
	$N \leq 10^6$ (m = 3)	$N > 10^6$ (m = 5)	
B1	12,513	16,856	94
B2	12,339	16,566	82
C	12,192	16,320	73
C1	12,049	16,081	66
C2	11,901	15,835	58
D	11,764	15,606	53
E	11,610	15,350	47
F	11,455	15,091	42
F1	11,299	14,832	37
F3	11,146	14,576	33
G	10,998	14,330	29
W1	10,861	14,101	26
W2	10,707	13,845	23
W3	10,570	13,617	21

For konstruksjoner uten katodisk beskyttelse er utmattingskurvene vist på figur 30, og kurveparametrene er gitt i tabell 21. Kurvene er lineære i $\log \Delta f_R - \log N$ diagrammet, og utmattingsgrensen Δf_D er ikke definert.



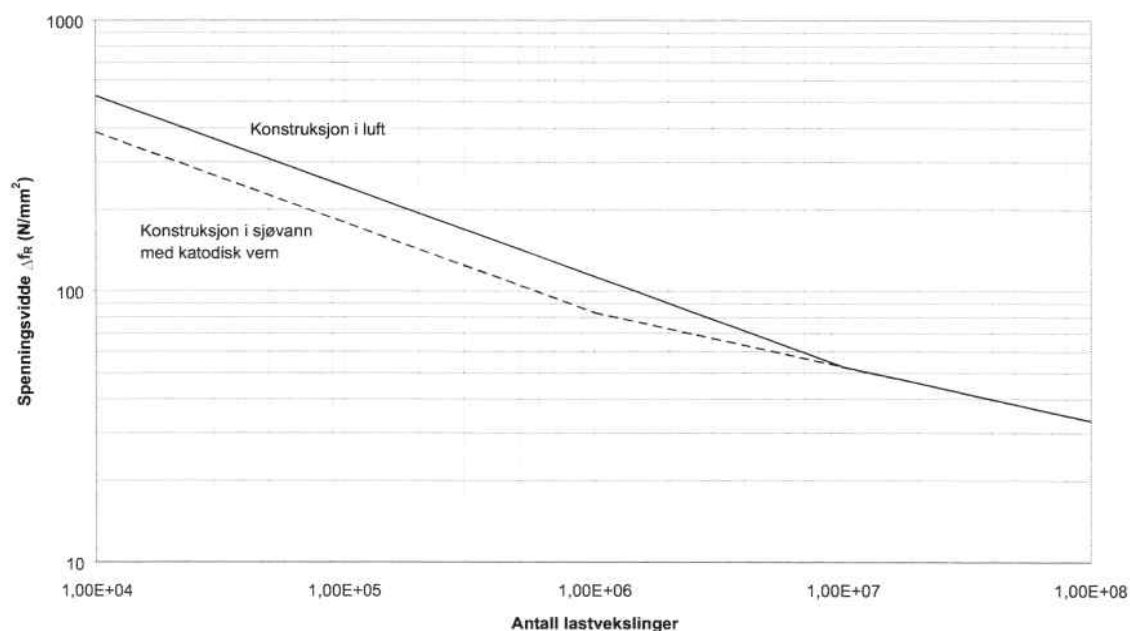
Figur 30 – Utmattingskurver for konstruksjoner i sjøvann uten katodisk beskyttelse

Tabell 21 – Utmattingsparametre for konstruksjoner i sjøvann uten katodisk beskyttelse

S-N- kurve	log a (m = 3)
B1	12,436
B2	12,262
C	12,115
C1	11,972
C2	11,824
D	11,687
E	11,533
F	11,378
F1	11,222
F3	11,068
G	10,921
W1	10,784
W2	10,630
W3	10,493

13.4.3.4 Rørknutepunkt

Utmattingskurver T for rørknutepunkt i luft og i sjøvann med katodisk beskyttelse er vist på figur 31, og kurveparametrene er gitt i tabell 22.



Figur 31 – Utmattingskurver T for rørknutepunkt

Tabell 22 – Utmattingsparametre for rørknutepunkt

Luft			Sjøvann, katodisk vern		
log a		Δf_D N/mm ²	log a		Δf_D N/mm ²
$N \leq 10^7$ $m = 3$	$N > 10^7$ $m = 5$		$N \leq 10^6$ $m = 3$	$N > 10^6$ $m = 5$	
12,164	15,606	53	11,764	15,606	53

13.4.4 Utmattingsfasthet for uklassifiserte detaljer

Ved utmattingskontroll av konstruksjonsdetaljer som ikke er tatt med i tabellene A.1 til A.10, samt detaljer utført i hulprofiler med veggtykkelse større enn 12,5 mm, skal den geometriske spenningsvidden (*hot-spot*-spenning) legges til grunn.

For buttsveiser med full innsveising benyttes kurve D på figur 28 når sveiseprofil og sveisefeilene tilfredsstiller akseptkriteriene, og kurve F når kun akseptkriteriene for sveisefeilene er tilfredsstilt.

For lastbærende kilsveiser og buttsveiser med delvis innsveising benyttes kurve W3 på figur 28, alternativt utmattingsfastheter bestemt ved forsøk.

13.5 Modifisert utmattingsfasthet

13.5.1 Tykkelseseffekter

Det skal tas hensyn til utmattingsfasthetens tykkelsesavhengighet.

Dersom grunnmaterialets tykkelse overskrider t_{ref} , skal følgende reduksjon innføres

$$\Delta f_{R,t} = \Delta f_R \left(\frac{t_{\text{ref}}}{t} \right)^k$$

der t er tykkelsen i millimeter, og eksponenten k er gitt i tabell 23. For rørknutepunkt er $t_{\text{ref}} = 32$ mm, mens $t_{\text{ref}} = 25$ mm benyttes for alle øvrige detaljer.

Tabell 23 – Eksponenten k for tykkelseseffekt

S-N kurve	B1 – B2	C – C2	D – E	F – W3	T
k	0,0	0,15	0,20	0,25	0,25

Dersom $SCF > 10,0$, settes $k = 0,30$. For strekkbelastete skruer og gjengede konstruksjonsdeler settes k lik 0,4, med en referansediameter $d = 25$ mm.

Dersom det i klassifiseringstabellene allerede er tatt hensyn til eventuell tykkelseseffekter, skal denne reduksjonen ikke anvendes.

13.5.2 Bearbeiding av sveiste detaljer

Utmattingsfastheten av sveiste konstruksjonsdetaljer kan økes ved profilering av sveisen ved maskinering, sliping eller ved TIG-dressing. Sliping eller hammer-peening av sveisens tå vil også kunne øke utmattingsfastheten.

13.5.3 Spenningsglødete og ikke-sveiste detaljer

I konstruksjoner som ikke er sveist eller konstruksjonsdetaljer som er spenningsglødet, kan den beregningsmessige spenningsvidde reduseres.

Den reduserte spenningsvidde settes lik summen av strekkdelen pluss 60 % av trykkdelen av spenningsvidden.

14 Ulykkesgrensetilstanden

14.1 Generelt

Kapasitet i ulykkesgrensetilstanden påvises etter reglene i punkt 12.

14.2 Brannteknisk dimensjonering

14.2.1 Generelt

Stålkonstruksjoner med krav til brannmotstand skal utformes slik at de har tilstrekkelig bæreevne under brannpåvirkning gitt i norske forskrifter.

MERKNAD Brannklasse og krav til brannmotstand for bygninger er fastsatt i Tekniske forskrifter til plan- og bygningsloven.

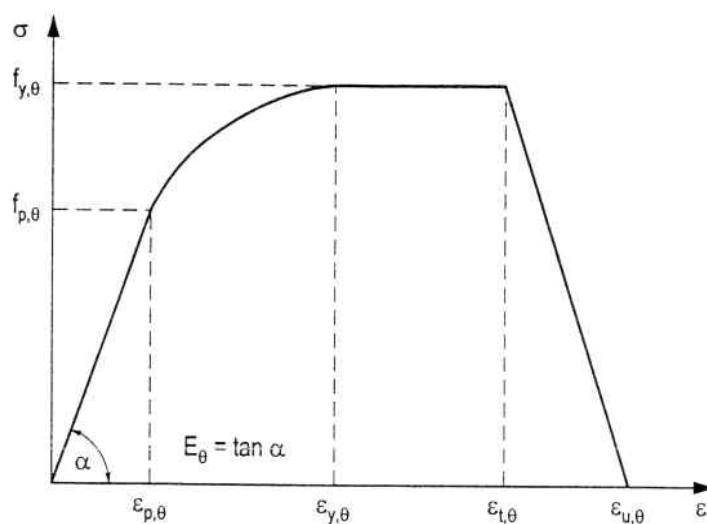
Påvisning av at en konstruksjon eller en konstruksjonsdel har tilstrekkelig bæreevne under brannpåvirkning kan skje ved beregning, ved prøving eller ved en kombinasjon av disse. Bæreevnen kan påvises, enten ved en kapasitetsberegning ved forhøyet temperatur etter 14.2.6 eller ved beregning av kritisk temperatur etter 14.2.7.

14.2.2 Stålets mekaniske egenskaper

Ved beregningsmessig påvisning av bæreevnen for en stålkonstruksjon kan det antas at stålets karakteristiske spenning-tøyningsdiagram har en form som vist på figur 32.

MERKNAD Formler for diagrammet er gitt i ENV 1993-1-2.

Kap. beregning - ved forhøyet temp. 14.2.6
- ved beregning av krit. temp. 14.2.7



Figur 32 – Spenning-tøyningsdiagram for stål ved høye temperaturer

Symbolene på figur 32 er definert som følger

$f_{y,\theta}$ er effektiv flytespenning

$f_{p,\theta}$ er proporsjonalitetsgrensen

E_θ er helning på den lineært elastiske delen av kurven (E-modul)

$\varepsilon_{y,\theta}$ er flytetøyning

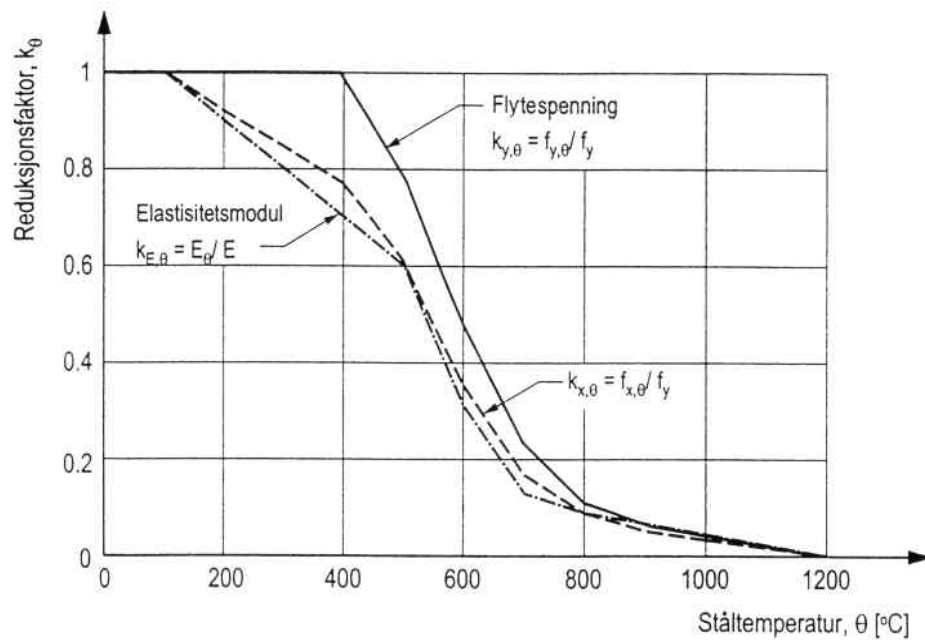
$\varepsilon_{p,\theta}$ er tøyning ved proporsjonalitetsgrensen

$\varepsilon_{t,\theta}$ er tøyning ved grense for flytning

$\varepsilon_{u,\theta}$ er bruddtøyning

Reduksjonsfaktorene $k_{y,\theta}$, $k_{x,\theta}$ og $k_{E,\theta}$, som uttrykker forholdet mellom stålets mekaniske egenskaper ved høy temperatur og ved 20 °C, er gitt i figur 33 og på tabell 24.

Stålets massetethet kan forutsettes å være uavhengig av temperaturen og settes lik $\rho = 7850 \text{ kg/m}^3$.



Figur 33 – Temperaturavhengige reduksjonsfaktorer

Tabell 24 – Relative verdier for flytegrense og elastisitetsmodul

Ståltemperatur θ_t (°C)	Flytegrense $k_{y,\theta} = \frac{f_{y,\theta}}{f_y}$	Flytegrense $k_{x,\theta} = \frac{f_{x,\theta}}{f_y}$	Elastisitetsmodul $k_{E,\theta} = \frac{E_\theta}{E}$
20	1,0	1,0	1,0
100	1,0	1,0	1,0
200	1,0	0,922	0,90
300	1,0	0,845	0,80
400	1,0	0,770	0,70
500	0,78	0,615	0,60
600	0,47	0,354	0,31
700	0,23	0,167	0,13
800	0,11	0,087	0,09
900	0,06	0,051	0,0675
1000	0,04	0,034	0,0450
1100	0,02	0,017	0,0225
1200	0	0	0

Benyttes ved forenklet beregning
når det er avgjørende.

14.2.3 Stålets termiske egenskaper

Stålets temperaturutvidelseskoeffisient α og varmekapasitet c_a kan forutsettes å være uavhengig av temperaturnivået og settes lik henholdsvis $\alpha = 14 \cdot 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$ og $c_a = 600 \text{ J/kg K}$.

14.2.4 Brannisoleringssystemets termiske egenskaper

Brannisoleringssystemets termiske egenskaper skal bestemmes ved prøving etter NT-FIRE 021.

MERKNAD Brannteknisk klassifisering av materialer, bygningsdeler, kledninger og overflater skjer etter NS 3919.

14.2.5 Bestemmelse av temperaturforløpet

Temperaturforløpet i en brannpåvirket stålkonstruksjon kan bestemmes på grunnlag av prøving etter NS-EN 1363 eller ved beregning, se NS 3491-2.

14.2.5.1 Uisolerte stålkomponenter

For uisolerte stålkomponenter kan stålets midlere temperaturstigning $\Delta\theta_{a,t}$ (°C) i tidsintervallet Δt (s) bestemmes av uttrykket:

$$\Delta\theta_{a,t} = \frac{A_m}{V} \frac{1}{c_a \rho_a} h_{\text{net,d}} \Delta t$$

der

A_m er areal av eksponert overflate per lengdeenhet

V er volum per lengdeenhet

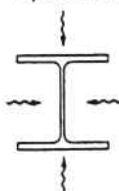
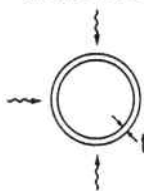
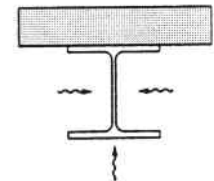
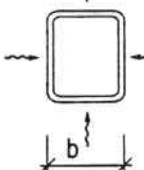
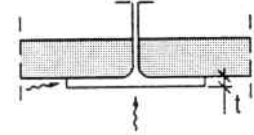
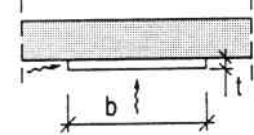
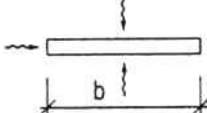
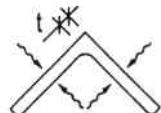
c_a er spesifikk varmekapasitet for stål (J/kgK)

ρ_a er stålets massetetthet (kg/m³)

$h_{\text{net,d}}$ er dimensjonerende varmefluks per arealenhet (W/m²), se NS 3491-2.

Profilfaktoren $\frac{A_m}{V}$ er gitt i tabell 25.

Tabell 25 – Profilmfaktor for uisolerte ståltverrsnitt

Åpent tverrsnitt eksponert på alle sider  $\frac{A_m}{V} = \frac{\text{omkrets}}{\text{tverrsnittsareal}}$	Sirkulært rør eksponert på alle sider  $\frac{A_m}{V} = \frac{1}{t}$
Åpent tverrsnitt eksponert på tre sider  $\frac{A_m}{V} = \frac{\text{eksponert omkrets}}{\text{tverrsnittsareal}}$	Hulprofil (eller sveist hulprofil med konstant tykkelse)  $\frac{A_m}{V} \approx \frac{1}{t} \text{ for } t \ll b$
Flens eller flattstål eksponert på tre sider  $\frac{A_m}{V} = \frac{b + 2t}{bt}$  $\frac{A_m}{V} = \frac{1}{t} \text{ for } t \ll b$	Flattstål eksponert på alle sider  $\frac{A_m}{V} = \frac{2(b+t)}{bt}$ Vinkelprofil eksponert på alle sider  $\frac{A_m}{V} = \frac{2}{t}$

Dersom ambient gasstemperatur er bestemt fra standard tid-temperaturkurve etter NS 3491-2, kan følgende forenklete uttrykk benyttes:

$$\theta_{a,15} = 310 \left[\left(\frac{A_m}{V} \right)^{0,2} - 0,83 \right] \quad \text{for R15}$$

$$\theta_{a,30} = 153 \left[\left(\frac{A_m}{V} \right)^{0,2} + 2,38 \right] \quad \text{for R30}$$

14.2.5.2 Isolerte stålkomponenter

For isolerte stålkomponenter kan stålets midlere temperaturstigning $\Delta\theta_{a,t}$ i tidsintervallet Δt (s) bestemmes av uttrykket

$$\Delta\theta_{a,t} = \frac{A_p}{V} \cdot \frac{\lambda_p}{c_a \rho_a d_p} \cdot \frac{\theta_{g,t} - \theta_{a,t}}{1 + \frac{\phi}{3}} \Delta t - (e^{0,1\phi} - 1) \Delta\theta_{g,t}, \quad \text{der } \Delta\theta_{g,t} \geq 0$$

der

$$\phi = \frac{A_p}{V} \frac{c_p \rho_p}{c_a \rho_a} d_p$$

A_p er isolasjonens indre areal per lengdeenhet

d_p er isolasjonstykkelse (m)

c_p er isolasjonens spesifikke varmekapasitet (J/kg K)

λ_p er isolasjonens varmeledningsevne (W/m K)

ρ_p er isolasjonens densitet (kg/m³)

$\theta_{g,t}$ er ambient gasstemperatur ved tiden t (°C)

θ_t er stålets temperatur ved tiden t (°C)

$\Delta\theta_{g,t}$ er økningen i ambient gasstemperatur under tidsintervallet Δt (°C)

Dersom ambient gasstemperatur er bestemt fra standard tid-temperaturkurve etter NS 3491-2, kan følgende forenklete uttrykk benyttes:

$$\theta_{a,15} = 112 \left\{ \left[\left(\frac{A_p}{V} \frac{\lambda_p}{d_p} \right)^{0,2} - 2,83 \right] \right\} \quad \text{for R15}$$

$$\theta_{a,30} = 218 \left\{ \left[\left(\frac{A_p}{V} \frac{\lambda_p}{d_p} \right)^{0,2} - 2,79 \right] \right\} \quad \text{for R30}$$

$$\theta_{a,60} = 318 \left\{ \left[\left(\frac{A_p}{V} \frac{\lambda_p}{d_p} \right)^{0,2} - 2,54 \right] \right\} \quad \text{for R60}$$

$$\theta_{a,90} = 324 \left\{ \left[\left(\frac{A_p}{V} \frac{\lambda_p}{d_p} \right)^{0,2} - 2,15 \right] \right\} \quad \text{for R90}$$

Tabell 26 angir profilfaktoren $\frac{A_p}{V}$ for noen typiske brannbeskyttede ståltverrsnitt.

Tabell 26 – Profilmfaktor for isolerte ståltverrsnitt

	Konturfølgende isolasjon med konstant tykkelse, eksponert på alle sider $\frac{A_p}{V} = \frac{\text{profilets omkrets}}{\text{profilets tverrsnittsareal}}$
	Omsluttende isolasjon med konstant tykkelse $\frac{A_p}{V} = \frac{2(b+h)}{\text{profilets tverrsnittsareal}}$
	Konturfølgende isolasjon med konstant tykkelse, eksponert på tre sider $\frac{A_p}{V} = \frac{\text{profilets omkrets} - b}{\text{profilets tverrsnittsareal}}$
	Omsluttende isolasjon, eksponert på tre sider $\frac{A_p}{V} = \frac{2h+b}{\text{profilets tverrsnittsareal}}$
Merknad: Avstandene c_1 og c_2 skal normalt ikke overskride $h/4$	

14.2.6 Påvisning av bæreevne – kapasitet

14.2.6.1 Generelt

Ved beregning av bæreevne under brannpåvirkning skal det benyttes statiske modeller som avspeiler forventet virkemåte når konstruksjonen/konstruksjonsdelene utsettes for høye temperaturer. Ved beregningen skal det tas hensyn til endringen av materialegenskapene ved høye temperaturer, samt deformasjoner og tilleggskrefter som skyldes temperaturpåvirkning. Temperaturforløpet bestemmes etter 14.2.5.

Ved en forenklet beregning kan bæreevnen påvises ved hjelp av prinsippene og formlene i punkt 12, supplert med bestemmelsene i dette avsnittet. Ved bruk av kapasitetsformlene i punkt 12 skal flytespenningen $f_{y,\theta}$ etter figur 33 eller tabell 24 benyttes. Når begrensing av konstruksjonens deformasjon

er nødvendig for å bibeholde funksjonsdyktigheten til isoleringssystemer og atskillende bygningsdeler under brann, kan den reduserte flytegrensen $f_{x,\theta}$ på figur 33 og tabell 24 benyttes.

I de følgende bestemmelser skal reduksjonsfaktorene $k_{y,\theta}$ og $k_{E,\theta}$ innsettes med verdier bestemt for den maksimale ståltemperatur $\theta_{a,\text{maks}}$ som opptrer under brannforløpet.

14.2.6.2 Tverrsnittsklasser

Tverrsnittsklassifikasjonen etter tabell 7 kan beholdes uendret i følgende tilfeller:

- for trykkstaver;
- for fritt opplagte bjelker med en betongplate i full termisk kontakt med trykkflensen;
- ved beregninger der deformasjonskriterier er avgjørende.

I øvrige tilfeller beregnes tverrsnittsklassen i henhold til tabell 7 med ε lik

$$\varepsilon_{\theta} = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \cdot \sqrt{\frac{k_{E,\theta}}{k_{y,\theta}}}$$

Denne forenklede påvisningen gjelder ikke for tverrsnittsklasse 4, der mer nøyaktigere beregningsmetoder skal benyttes. Alternativt påvises bæreevnen etter 14.2.7.

14.2.6.3 Trykkstaver

Trykkstavers kapasitet ved høye temperaturer er for tverrsnittsklassene 1, 2 og 3 gitt ved

$$N_{k,d,\text{fi}} = \frac{\chi_{\text{fi}}}{1,2} A k_{y,\theta} \frac{f_y}{\gamma_{M,\text{fi}}}$$

Knekkingsfaktoren χ_{fi} for bøyingsknekking er gitt ved knekkurve c på figur 3 for alle tverrsnittsformer og bøyingsakser, og faktoren 1,2 er en empirisk korreksjonsfaktor.

Den reduserte slankheten $\bar{\lambda}_{\theta}$ bestemmes ved

$$\bar{\lambda}_{\theta} = \bar{\lambda} \sqrt{\frac{k_{y,\theta}}{k_{E,\theta}}}$$

For trykkstaver som er sideveis fastholdt og momentativt forbundet til staver i tilgrensende brannceller, kan det regnes med en redusert knekk lengde. For en trykkstav med systemlengde L som er momentstivt forbundet i begge ender, regnes det med en knekk lengde $0,5 L$. For énsidig momentstiv forbindelse settes knekk lengden lik $0,7 L$.

Det forutsettes at bygningsdeler som skiller brannceller ikke har mindre brannmotstand enn trykkstaven.

14.2.6.4 Vipping

Vippingskapasiteten av en bjelke er

$$M_{b,d,\text{fi}} = \frac{\chi_{LT,\text{fi}}}{1,2} \beta_w W_{p,y} k_{y,\theta} \frac{f_y}{\gamma_{M,\text{fi}}}$$

Knekkingsfaktoren $\chi_{LT,\text{fi}}$ bestemmes i henhold til 12.3.4.1, basert på den reduserte slankhet

$$\bar{\lambda}_{LT,fi} = \bar{\lambda}_{LT} \sqrt{\frac{k_{y,\theta}}{k_{E,\theta}}}$$

Faktorene $k_{y,\theta}$ og $k_{E,\theta}$ er referert til den maksimale temperatur i bjelkens trykkflens. Et konservativt resultat oppnås ved å referere til den maksimale temperatur i tverrsnittet.

14.2.6.5 Moment- og skjærkraftkapasitet

Bjelkens moment- og skjærkraftkapasitet under høye temperaturer kan bestemmes ved at verdiene etter 12.2.4 og 12.2.5 multipliseres med reduksjonsfaktoren

$$k_{y,\theta,mod} = \frac{k_{y,\theta}}{\kappa_1 \kappa_2}$$

der κ_1 og κ_2 er empiriske faktorer som tar hensyn til temperaturvariasjonen, henholdsvis over tverrsnittet og langs bjelken

$$\kappa_1 = \begin{cases} 1,0 & \text{for brannekspatering på alle sider} \\ 0,7 & \text{for tresidig brannekspatering og betongplate i termisk} \\ & \text{kontakt med fjerde side} \end{cases}$$

$$\kappa_2 = \begin{cases} 1,0 & \text{for fritt opplagte bjelker} \\ 0,85 & \text{for statisk ubestemte bjelker} \end{cases}$$

14.2.6.6 Forbindelser

Det er ikke nødvendig å påvise bæreevnen til sveiste og skrudde knutepunkter under brannpåkjenning.

14.2.7 Forenklet påvisning av brannmotstand - kritisk temperatur

Brannmotstanden til en konstruksjon eller konstruksjonskomponent kan forenklet påvises ved

$$\theta_{a,t} \leq \theta_{cr}$$

Kritisk ståltemperatur θ_{cr} for en gitt tid t og uniform temperaturfordeling kan bestemmes som en funksjon av utnyttelsesfaktoren μ_0 for tiden $t = 0$:

$$\theta_{cr} = 39,19 \ln \left[\frac{1}{0,9674 \mu_0^{3,833}} - 1 \right] + 482 \text{ } ^\circ\text{C}$$

For konstruksjonskomponenter i tverrsnittsklasse 1, 2 og 3, samt alle strekkstaver, er utnyttelsesfaktoren

$$\mu_0 = \frac{S_{fi,t}}{R_{fi,d,0}}$$

$S_{fi,t}$ er lastvirkning og $R_{fi,d,0}$ er kapasitet ved tiden $t = 0$, begge i i ulykkesgrensetilstanden brann. $R_{fi,d,0}$ er normalt lik kapasiteten ved romtemperatur, dog skal knekkurve c benyttes for trykkstaver.

Staver i tverrsnittsklasse 4 har tilstrekkelig kapasitet dersom $\theta_{a,t}$ ikke overskrider $350 \text{ } ^\circ\text{C}$ i noe snitt.

Denne beregningsmetoden gjelder ikke for deformasjonsberegninger, f.eks. påvisning av nedbøyninger av bjelken.

15 Bruksgrensetilstanden

15.1 Generelt

I bruksgrensetilstanden skal konstruksjonen tilfredsstillende de funksjonskrav som er spesifisert for konstruksjonen.

Funksjonskravene skal ivareta restriksjoner med hensyn til deformasjoner, tøyninger, vibrasjoner og bestandighet.

15.2 Deformasjoner

Konstruksjonens deformasjoner/nedbøyninger skal ikke begrense den effektive bruk av konstruksjonen eller påvirke konstruksjonens utseende i negativ retning. Deformasjonene skal ikke gi skade på andre komponenter, kledning eller tilstøtende konstruksjoner.

15.3 Vibrasjoner

For konstruksjoner som har dynamiske egenskaper som gjør dem utsatt for variasjoner i lasten skal det påvises at vibrasjoner som skyldes vind, trafikk, maskiner og mennesker ikke begrenser konstruksjonens funksjon.

15.4 Analyse og dimensjonering

Påvisningen av konstruksjoners eller konstruksjonskomponenters egenskaper i bruksgrensetilstanden skal baseres på elastisitetsteorien. Materialfaktoren settes lik 1,0, bortsett fra at verdien $\gamma_{M2} = 1,10$ skal benyttes for avskjæringsforbindelser i kategori C.

16 Korrosjonsbeskyttelse

16.1 Generelt

Stålkonstruksjoner beregnet etter denne standarden skal utformes, korrosjonsbeskyttes og vedlikeholdes slik at det ikke oppstår korrosjonsskader som påvirker konstruksjonens sikkerhet og funksjonsdyktighet.

Avhengig av hvor aggressivt miljøet er overfor stål, foretas en inndeling i korrosivitetskategorier etter NS-EN ISO 12944-2.

16.2 Typer av korrosjonsbeskyttelse

16.2.1 Korrosjonsvern ved økning av godstykkelse

Korrosjonsbeskyttelse kan skje ved å bruke en godstykkelse eller et ståltverrsnitt større enn det som er beregningsmessig og konstruktivt nødvendig. Denne økningen (rusttillegget) skal være avpasset konstruksjonens korrosjonsklasse og brukstid.

Ved dynamisk påkjente konstruksjoner tillates ikke korrosjonsvern i form av godstykkelsesøkning.

16.2.2 Korrosjonsbeskyttende belegg

Korrosjonsbeskyttelsen kan være korrosjonshindrende maling etter NS-EN ISO 12944 eller varmforsinking etter NS-EN ISO 14713.

Dersom det er påkrevd kan korrosjonsbeskyttelsen bestå av et metallbelegg kombinert med et egnet malingssystem. Det metalliske belegget kan påføres ved varmforsinking, eller ved varmsprøyting av sink eller aluminium etter NS-EN ISO 14713.

16.2.3 Korrosjonsbeskyttelse ved innstøping i betong

Konstruksjonen kan korrosjonsbeskyttes ved innstøping i betong. Betongoverdekningen skal tilfredsstille de krav som er gitt i NS 3473.

16.2.4 Katodisk korrosjonsvern

Konstruksjoner i vann kan vernes katodisk ved hjelp av offeranoder og påtrykt spenning.

MERKNAD Informasjon om korrosjonsvern for bærende konstruksjoner i marine omgivelser er gitt i Oljedirektoratets veiledning.

Tillegg A (normativt)

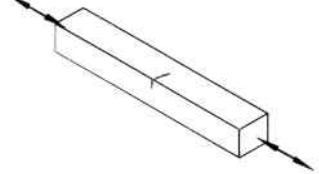
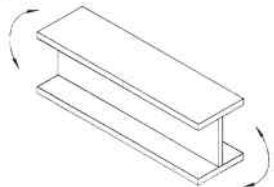
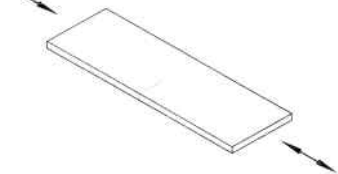
Dette tilleggset inngår i den normative del av standarden, og er utfyllende til 13.4.2 i denne.

A.13 Dimensjonering mot utmatting

A.13.4.2 Klassifisering av detaljer

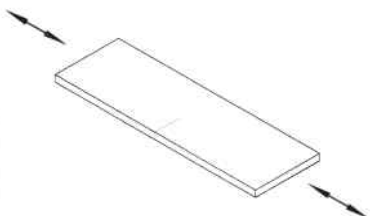
Utmattingsprekker som kan initiere et brudd er antydnet på figurene.

Tabell A.1 – Detaljer uten sveis

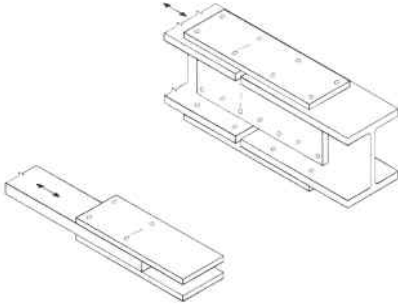
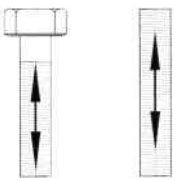
Utfyllende opplysninger: Utmattingsprekker vil vanligvis starte fra uregelmessigheter i overflate og kanter, og fra kjerver som skyldes tverrsnittsendringer. Ved beregning av dimensjonerende spenningsvidde skal det tas hensyn til de spenningskonsentrasjoner disse forårsaker.			
Kurve-klasse	Konstruksjonsdetaljer	Beskrivelse	Krav
B1	1.  2. 	1. Valsede plater og flattstål. 2. Valsede profiler.	1. og 2. - Skarpe kanter, overflate- og valeskader skal utbedres ved sliping. - Komponenter med rustgroper som kan gi spenningskonsentrasjoner, klassifiseres ved kurve C.
B2	3. 	3. Maskinelt termisk eller mekanisk skåret materiale, uten skjærestriper.	3. - Alle synlige kantujevnheter fjernes. - Ingen reparering ved sveising. - Defekter ved hjørner i tverrsnittsinnsnevninger, med helning < 1:4, skal fjernes ved sliping. - Ved hull/åpninger beregnes spenningsvidden på basis av tverrsnittets nettoareal.

(fortsettes)

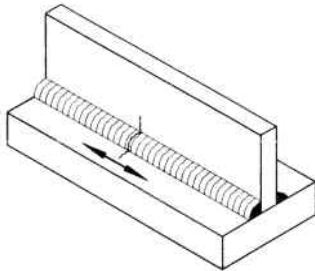
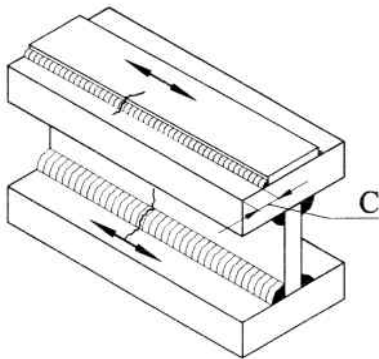
Tabell A.1 – Detaljer uten sveis (fortsett)

C	4. 	4. Manuelt termisk eller mekanisk skåret materiale, med jevne og grunne skjærestriper.	4. - Kanter re-smeltes for å fjerne kantujevnheter. Ingen reparering ved sveising. - Defekter ved hjørner i tverrsnittsinnsnevninger, med helning $< 1:4$, skal fjernes ved sliping. - Ved hull/åpninger beregnes spenningsvidden på basis av tverrsnittets nettoareal.
---	---	---	--

Tabell A.2 – Skrudde forbindelser

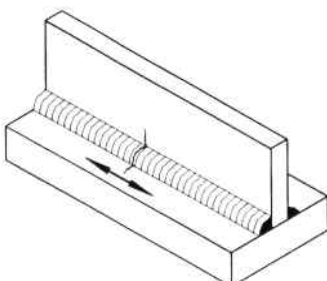
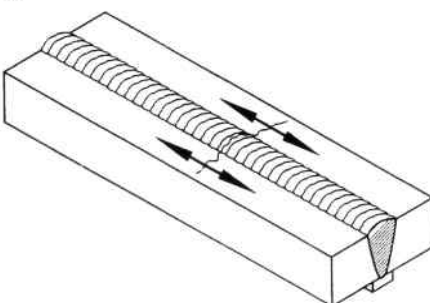
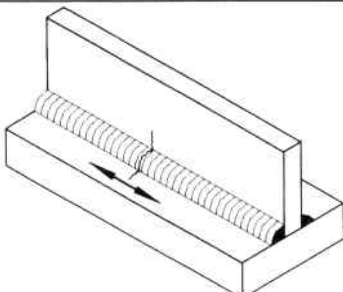
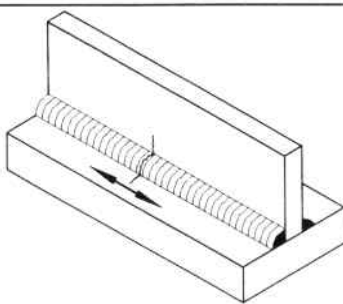
Utfyllende opplysninger: For konstruksjonsdeler med skruehull skal dimensjonerende spenningsvidde beregnes på basis av netto tverrsnitt. Utmattingspåkjennte avskjæringsforbindelser skal utføres som glidningsforhindret forbindelse (kategori C). Det er ikke nødvendig å påvise skruens utmattingskapasitet i skjær.			
Kurve-klasse	Konstruksjonsdetaljer	Beskrivelse	Krav
C1	1., 2. 	1. Dobbeltsnittende forbindelser og avstivede enkeltsnittende forbindelser. 2. Enkeltsnittende forbindelser uten avstiving (bør unngås).	1. og 2. - Brutto tverrsnittsareal benyttes ved spenningsberegningen. - Det skal tas hensyn til eksentrisiteter ved spenningsberegningen.
F1	3. 	3. Strekkbelastede skruer og gjengede konstruksjonsdeler. Kaldvalsede gjenger uten påfølgende varmebehandling som f.eks. varmforsinking.	3. - Skruens spenningsareal benyttes ved spenningsberegningen. - Strekkpåkjennte skruer i forbindelser utsatt for vekslende last skal forspennes.
W3		Skårne gjenger.	

Tabell A.3 – Kontinuerlige sveiser orientert parallelt med lastvirkningen

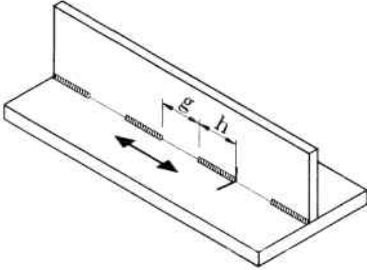
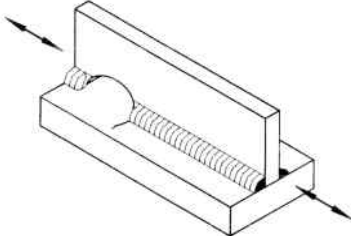
Utfyllende opplysninger: Ved ubehandlede sveiser vil utmattingssprekken vanligvis starte ved start-stoppesteder eller andre uregelmessigheter i sveisens overflate og vokse inn i grunnmaterialet. Der detaljer forutsettes å være fri for start-stoppesteder, skal slike steder være utbedret. Virkningen av utbedringen skal påvises ved inspeksjon.			
Kurve- klasse	Konstruksjonsdetaljer	Beskrivelse	Krav
C	1. 	1. Automatsveist buttsveis med full gjennomsvøising (innsmelting), uten start-stoppesteder. Dersom en NDT-inspeksjon viser at sveisen er fri for alvorlige feil, kan klasse B2 benyttes.	1. og 2. - Start-stoppesteder forutsettes utbedret. Virkningen av utbedringen skal påvises ved inspeksjon. - Kantavstand fra sveisens tå (C) skal være større enn 10 mm.
	2. 	2. Automatsveist kilsveis. Avslutning av forsterkningsplater klassifiseres etter detalj 5 i tabell A.8.	

(fortsettes)

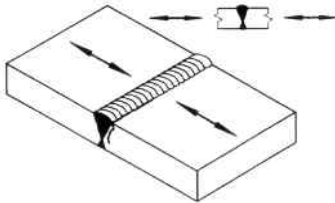
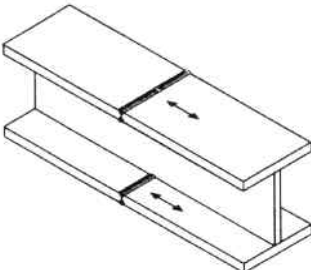
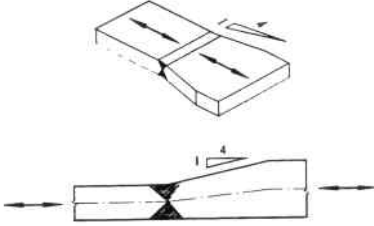
Tabell A.3 – Kontinuerlige sveiser orientert parallelt med lastvirkningen (fortsett)

Kurve-klasse	Konstruksjonsdetaljer	Beskrivelse	Krav
C1	3. 	3. Automatsveist battsveis med full innsmelting eller dobbelt kilsveis, med start-stopp steder.	3. Ingen spesielle krav.
	4. 	4. Automatsveist battsveis med motlegg, uten start-stopp steder.	4. - Motlegget skal være kontinuerlig. Dersom motlegget er festet med sveiser, skal disse klassifiseres iht. relevant klasse. - Dersom sveisen inneholder start-stopp- steder, benyttes kurve C2.
C2		5. Manuelt utført butt- eller kilsveis. 6. Ensidig battsveis, manuelt eller automatsveist (f.eks. for oppsveiste hulprofil)	5. Ingen spesielle krav. 6. - God tilpasning mellom flens og steg. Stegkant tilpasses slik at god innsveising uten gjennom Brenning oppnås.
C2		7. Utbedret butt- eller kilsveis, manuelt eller automatsveist.	7. - Dersom en verifisert utbedringsmetode benyttes, kan den opprinnelige detaljklassifiseringen benyttes.

Tabell A.4 – Avbrutte sveiser orientert parallelt med lastvirkningen

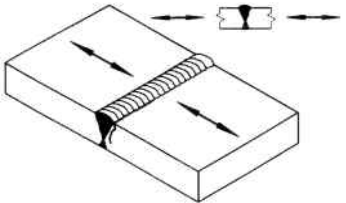
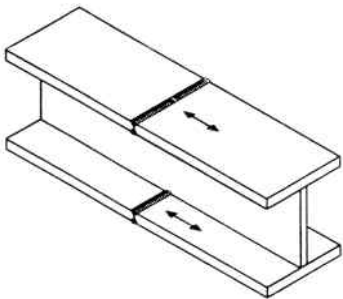
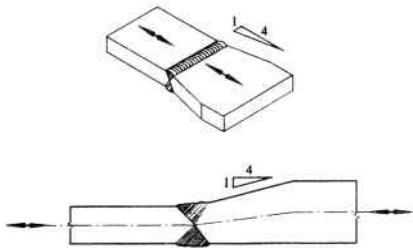
Kurve- klasse	Konstruksjonsdetaljer	Beskrivelse	Krav
E	1. 	1. Avbrutte sveiser som ikke oversveises av kontinuerlige sveiser.	1. - Avbrutt kilsveis med gap-forhold $g/h \leq 2,5$.
F	2. 	2. Enden av kontinuerlige sveiser ved utsparinger (musehull).	2. - Utsparingen skal ikke fylles av sveisematerialet.

Tabell A.5 – Tverrgående buttsveiser, tosidig sveist

Utfyllende opplysninger:			
Der sveisens ender er planslipt ved platens kanter vil sprekken vanligvis oppstå ved sveisens tå, og kapasitet bestemmes i stor grad av sveisråkens form. Dersom råkens overhøyde er fjernet, vil sprekken starte fra sveisefeil.			
Ved beregning av dimensjonerende spenningsvidde skal det tas hensyn til fluktavvik og eksentrisiteter på grunn av tykkelsesendringer. Forenklet kan dette ivaretas ved en spenningskonsetrasjonsfaktor $(1 + 3 e/t)$, der t er tykkelsen av tynneste plate og e er eksentrisitet utover det tillatte geometriske avvik som S-N kurvene tar hensyn til. For buttsveiser tar S-N kurvene hensyn til 0,1 t. Dersom platen er understøttet, f.eks. flens understøttet av steg, kan eksentrisiteten normalt neglisjeres.			
Kurve-klasse	Konstruksjonsdetaljer	Beskrivelse	Krav
C1	1. 	Slipte sveiser: 1. Skjøter i plater, flattstål eller valsede profiler.	1. og 2. - Detaljene kan oppklassifiseres til kurve C dersom sveisen er av høy kvalitet og det er påvist ved NDT at sveisen er uten alvorlige feil.
	2. 	2. Flensskjøter i platebærere.	1., 2 og 3. - Alle sveiser slipes til plan overflate, i spennings retning. - Start-stoppbrikker skal brukes og fjernes etter bruk. Platekanter planslipes i spenningsretningen. - Alle sveiser utføres i horisontal posisjon i verksted.
	3. 	3. Skjøter i plater eller flattstål med maskinerte tykkelses- eller breddeendringer med helning mindre enn 1:4.	

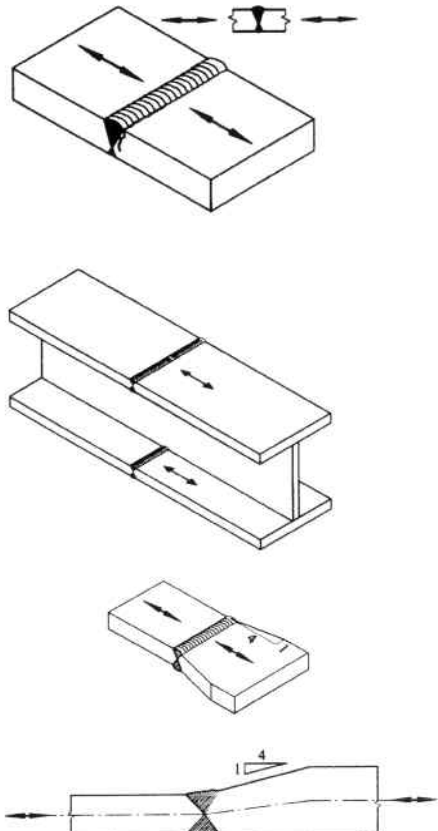
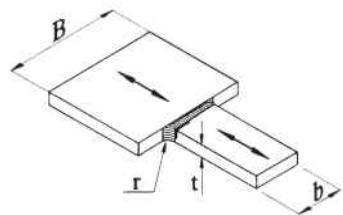
(fortsettes)

Tabell A.5 – Tverrgående butt sveiser, tosidig sveist (fortsett)

Kurve-klasse	Konstruksjonsdetaljer	Beskrivelse	Krav
D	4. 	Uslipte sveiser: 4. Skjøter i plater og flattstål.	4., 5. og 6. - Råkens høyde skal ikke overskride 10 % av sveisens bredde, med jevn overgang til platens overflate. - Start-stoppbrikker skal brukes og fjernes etter bruk. Platekanter planslipes i spenningsretningen. - Alle sveiser utføres i horisontal posisjon i verksted.
	5. 	5. Skjøter i valsede profiler eller sveiste platebærere.	
	6. 	6. Skjøter i plater eller flattstål med maskinerte tykkelses- eller breddeendringer med helning mindre enn 1:4.	

(fortsettes)

Tabell A.5 – Tverrgående buttsveiser, tosidig sveist (fortsett)

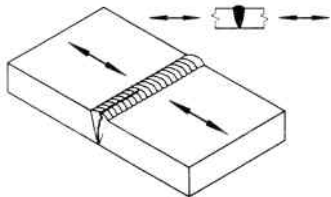
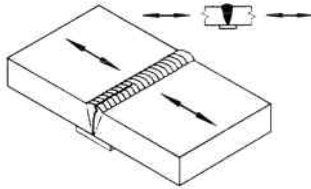
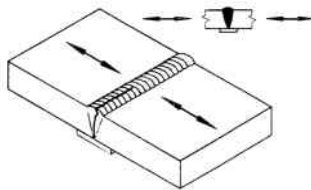
Kurve- klasse	Konstruksjonsdetaljer	Beskrivelse	Krav
E	7. 	7. Skjøter i plater, flattstål, eller sveiste platebærere utført på byggeplass.	7. - Råkens høyde skal ikke overskride 20 % av sveisens bredde. - Start-stoppbrikker skal brukes og senere fjernes etter bruk. Platekanter skal planslipes i spenningsretningen.
F1	8. 	8. Skjøt av plater med ulik bredde. Sveisens ender slipt til foreskrevet radius.	8. - Breddeforholdet B/b skal være mindre enn 2. (Spenningskonsentrasjonen pga. breddeendringen er tatt hensyn til ved klassifikasjonen.)
F3	$\frac{r}{h} \geq 0.16$ $\frac{r}{h} \geq 0.11$		

Tabell A.6 – Tverrgående buttsveiser, ensidig sveist

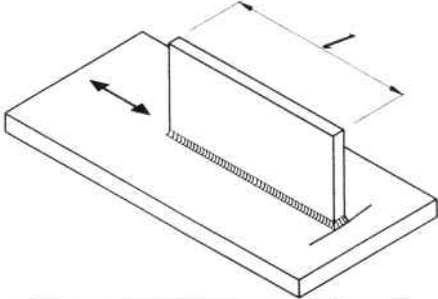
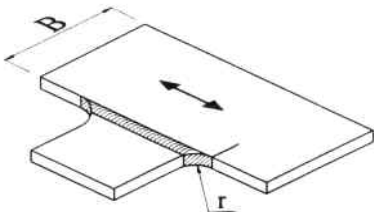
Utfyllende opplysninger:

Der sveisens ender er slipt plane ved platens kanter, vil sprekken vanligvis oppstå ved sveisens tå, og kapasiteten bestemmes i stor grad av sveiseråkens form. Dersom råkens overhøyde er fjernet vil sprekken starte fra sveisefeil.

Ved beregning av dimensjonerende spenningsvidde skal det tas hensyn til fluktavvik og eksentrisiteter, bl.a. på grunn av tykkelsesendringer. Forenklet kan dette ivaretas ved en spenningskonsentrasjonsfaktor $(1 + 3 e/t)$, der t er tykkelsen av tynneste plate og e er eksentrisitet utover det tillatte geometriske avvik som S-N kurvene tar hensyn til. For buttsveiser tar S-N kurvene hensyn til 0,1 t. Dersom platen er understøttet, f.eks. flens understøttet av steg, kan eksentrisiteten vanligvis neglisjeres.

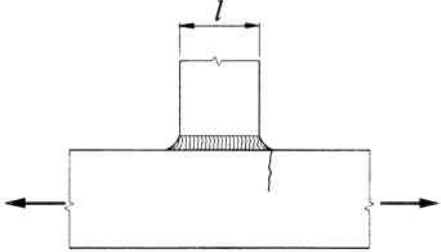
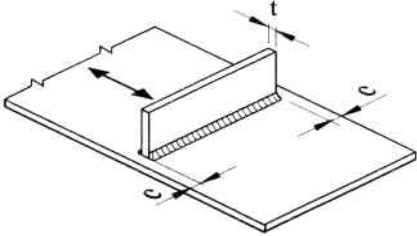
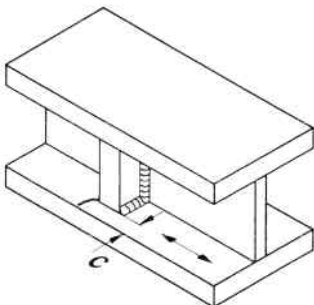
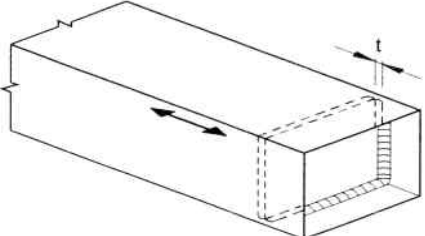
Kurve-klasse	Konstruksjonsdetaljer	Beskrivelse	Krav
W3	1. 	1. Buttsveis utført uten motlegg.	1. Dersom det ved NDT er påvist at sveisens rot ikke har større defekter enn 1-2 mm i tykkelsesretningen, kan detaljen oppgraderes til F3.
F	2. 	2. Buttsveist utført mot permanent motlegg som ikke er festet med sveiser.	2. Ingen spesielle krav.
G	3. 	3. Buttsveis sveist mot motlegg som er festet til platen med kilsveis.	3. Ingen spesielle krav.

Tabell A.7 – Påsveiste detaljer på overflate eller kant

Utfyllende opplysninger:			
Utmattingssprekker vil vanligvis starte fra sveisens ender for langsgående sveiser, og ved sveisens tå for sveiser normalt på spenningsretningen. For detaljer som er sveist med en enkel sveis (ikke dobbel sveis), kan sprekken også starte ved sveisens tå. Kravet til kantavstand er innført for å ivareta virkningen av spenningskonsentrasjonen.			
Kurve-klasse	Konstruksjonsdetaljer	Beskrivelse	Krav
	1. 	1. Langstående detalj sveist på platens overflate.	1. - Klassifiseringen gjelder for kantavstand $c \geq 10$ mm. - For mindre kantavstand skal detaljen nedgraderes én kurve.
E	$l \leq 50$ mm		
F	$50 < l \leq 120$ mm		
F1	$120 < l \leq 300$ mm		
F3	$l > 300$ mm		
	2. 	2. Platedel sveist til platekant eller kant av flens, med sveisens ender maskinert til foreskrevet radius r .	2. Ingen spesielle krav.
D	$\frac{1}{3} \leq \frac{r}{B}, r \geq 150$ mm		
F	$\frac{1}{6} \leq \frac{r}{B} < \frac{1}{3}$		
F1	$\frac{1}{10} \leq \frac{r}{B} < \frac{1}{6}$		
F3	$\frac{1}{16} \leq \frac{r}{B} < \frac{1}{10}$		
G	$\frac{1}{25} \leq \frac{r}{B} < \frac{1}{16}$		

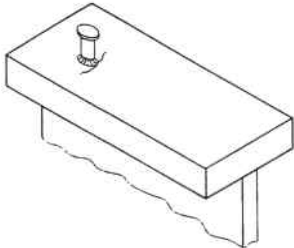
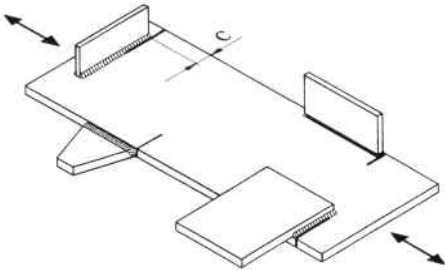
(fortsettes)

Tabell A.7 – Påsveiste detaljer på overflate eller kant (fortsatt)

Kurve-klasse	Konstruksjonsdetaljer	Beskrivelse	Krav
	3. 	3. Platedel sveist til platekant eller kant av flens, uten maskinering av sveisens ender.	3. Ingen spesielle krav.
G	$l \leq 150 \text{ mm}$		
W1	$150 < l \leq 300 \text{ mm}$		
W2	$l > 300 \text{ mm}$		
	4.  5.  6. 	4. Tverrgående platedel sveist på platens overflate, med kantavstand $c \geq 10 \text{ mm}$. 5. Vertikalstiver sveist til flens eller steg i valseprofil eller platebærer. 6. Innvendig stiver (skott) i valset eller sveist hulprofil.	4. Ingen spesielle krav. 5. - Dersom sveisen avsluttes på steget, skal spenningsvidden bestemmes på basis av hovedspenningen. 5. og 6. Klassifiseringen gjelder for kantavstand $c \geq 10 \text{ mm}$. For mindre kantavstand skal detaljen nedgraderes én kurve.
E	$t \leq 12 \text{ mm}$		
F	$t > 12 \text{ mm}$		

(fortsettes)

Tabell A.7 – Påsveiste detaljer på overflate eller kant (fortsett)

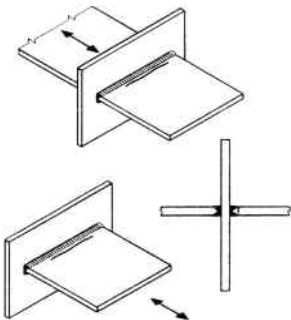
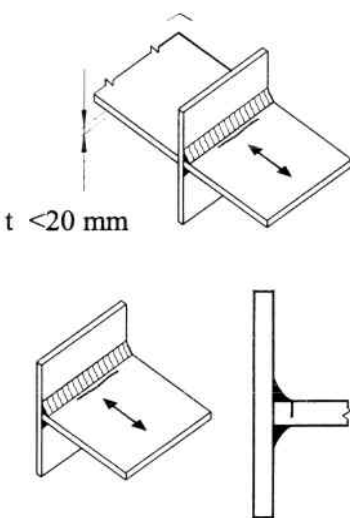
Kurve- klasse	Konstruksjonsdetaljer	Beskrivelse	Krav
	7. 	7. Grunnmateriale ved skjærdebel.	
E	Kantavstand ≥ 10 mm		
G	Kantavstand < 10 mm		
G	8. 	8. Detaljer sveist på overflate eller kant, med kantavstand $c < 10$ mm.	

Tabell A.8 – Forbindelser med lastbærende sveiser

Utfyllende opplysninger:

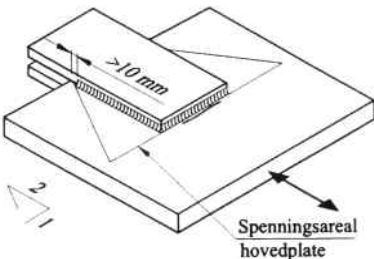
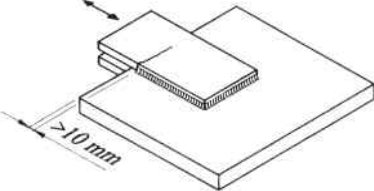
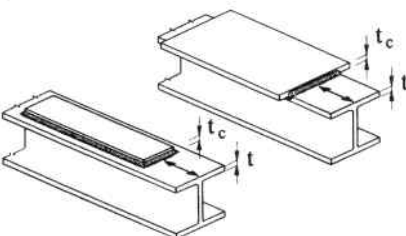
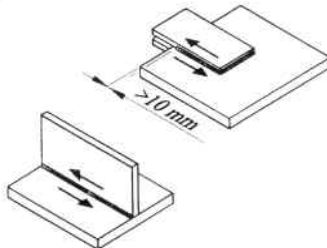
I kors- og T-formede forbindelser med K-sveiser med full gjennom sveising vil sprekken starte ved sveisens tå. Ved K-sveiser med manglende gjennom sveising og ved kilsveiser kan sprekken starte enten ved sveisens tå eller rot, og i sistnevnte tilfelle vil sprekken vokse gjennom sveisen. Ved langsgående sveiser vil sprekken vanligvis vokse i grunnmaterialet, og kapasiteten vil avhenge av kantavstanden.

Ved beregning av dimensjonerende spenning skal det tas hensyn til spenningskonsentrasjoner pga. eventuelle eksentrisiteter og skjevstillinger. Eksentrisiteten kan ved beregningen innsettes med tilvirkningstoleransens maksimalverdi minus det tillatte geometriske avvik som S-N kurvene tar hensyn til. For korsforbindelser tar S-N kurvene hensyn til 0,15 t.

Kurve-klasse	Konstruksjonsdetaljer	Beskrivelse	Krav
F	1. 	1. K-sveis med full gjennom sveising.	1. - Innpisert og funnet fri for alvorlige feil. - Klassifiseringen gjelder for kantavstand $c \geq 10$ mm. - For mindre kantavstand skal detaljen nedgraderes én kurve.
W3	2.  t < 20 mm	2. Kilsveis eller K-sveis uten full gjennom sveising.	2. - Kapasitet for sprekke i sveisen skal påvises iht. kategori W3 og spenning σ_w . - Kapasitet for sprekke i grunnmaterialet ved sveisens tå påvises iht. kategori G og spenningsvidde i belastet plate.

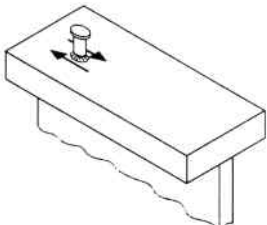
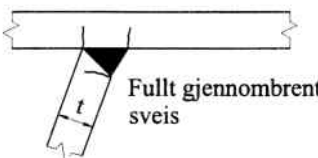
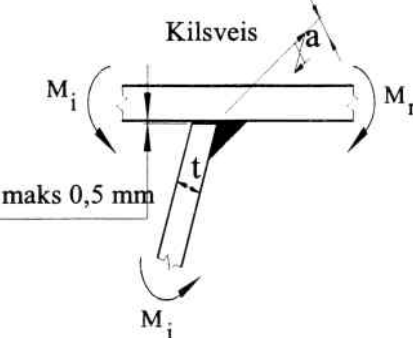
(fortsettes)

Tabell A.8 – Forbindelser med lastbærende sveiser (fortsatt)

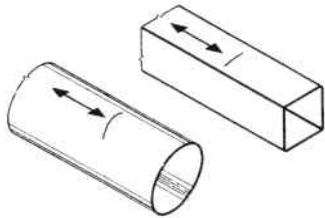
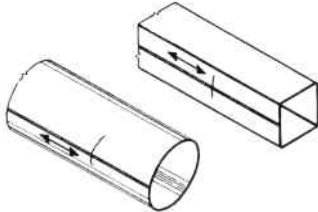
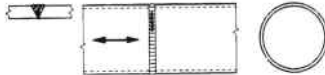
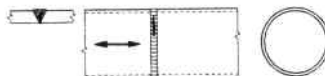
Kurve-klasse	Konstruksjonsdetaljer	Beskrivelse	Krav
F1	3. 	3. Laskeforbindelse med kilsveiser (sprekk i hovedplaten).	3. - Spenningsvidde i platen beregnes på basis av spenningsarealet definert på figuren. - Langsgående sveiser skal avsluttes minst 10 mm fra platens fri rand. - Påvisning av sveisenes kapasitet for skjær gjennomføres iht. detalj 7.
W1	4. 	4. Laskeforbindelse med kilsveiser (sprekk i laskeplaten).	4. - Langsgående sveiser skal avsluttes minst 10 mm fra platens frie rand. - Påvisning av sveisenes kapasitet for skjær gjennomføres iht. detalj 7.
	5. 	5. Endeavslutning av forsterkningsplate på flens i valseprofil eller platebærer, med eller uten endesveis.	5. - Dersom forsterkningsplaten er bredere enn flensen skal endesveisen slipes for å fjerne kantsår.
G	$t \text{ og } t_c \leq 20 \text{ mm}$		
W3	$t \text{ og } t_c > 20 \text{ mm}$		
E	6. og 7. 	6. Kontinuerlige kilsveiser som overfører skjærstrøm, f.eks. mellom steg og flens i platebærere. For K-sveiser med full gjennomsvøising benyttes kategori C2. 7. Laskeforbindelse med kilsveiser (sprekk i sveisene).	6. - Spenningsvidde skal beregnes fra sveisens a-mål. 7. - Spenningsvidden i sveisen beregnes på basis av sveisensnittets areal. - Sveisen skal avsluttes minst 10 mm fra platens frie ende.

(fortsettes)

Tabell A.8 – Forbindelser med lastbærende sveiser (fortsett)

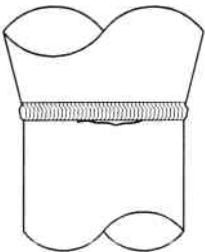
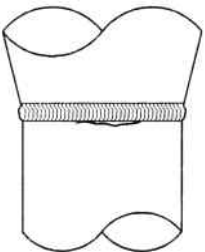
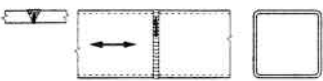
Kurve-klasse	Konstruksjonsdetaljer	Beskrivelse	Krav
E	8. 	8. Skjæradybel med brudd i sveis eller varmepåvirket sone.	8. - Skjærspenningen beregnes på basis av dybelens nominelle tverrsnittsareal.
	9. 	9. Trapesformet stiver sveist til plate med kilsveis eller K-sveis med delvis eller full gjennom sveising.	9. - Ved full gjennom sveising skal bøyespenningene beregnes på basis av stiverens tykkelse. - Ved kilsveiser eller K-sveiser med delvis gjennom sveising skal bøyespenningene beregnes på basis av den minste av sveisens a-mål og stiverens tykkelse.
F			
G			

Tabell A.9 – Hulprofiler

Kurve-klasse	Konstruksjonsdetaljer	Beskrivelse	Krav
B1	1. 	1. Profil uten sveis.	1. Skarpe kanter og overflatefeil skal utbedres ved sliping.
B2	2. 	2. Langsgående automatsveis. For annen utførelse henvises til tabell A.3.	2. - Ingen start-stoppesteder, og fri for feil.
C1	3., 4., 5. og 6. 	3. Buttsveis i ringretning sveist fra begge sider og planslipt.	3., 4., 5. og 6. - Det skal tas hensyn til spenningskonsentrasjoner pga. tykkelsesendringer og eventuelle tilvirkningsavvik ved beregning av resulterende spenningsvidde. - Kravene til tilsvarende konstruksjonsdetaljer i tabell A.5 gjelder.
D		4. Buttsveis i ringretning sveist fra begge sider.	
E		5. Buttsveis i ringretning sveist fra begge sider, utført på byggested.	
F		6. Buttsveis i ringretning sveist med motlegg.	
F3	7. 	7. Buttsveis i ringretning sveist uten motlegg.	7. - Det skal tas hensyn til spenningskonsentrasjoner pga. tykkelsesendringer og eventuelle tilvirkningsavvik. - Det skal påvises ved NDT at sveisens rot ikke inneholder feil større enn 1-2 mm.

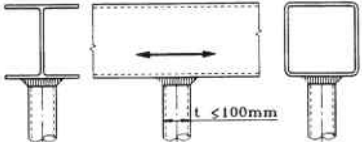
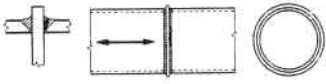
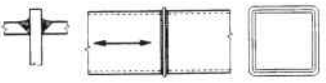
(fortsettes)

Tabell A.9 – Hulprofiler (fortsatt)

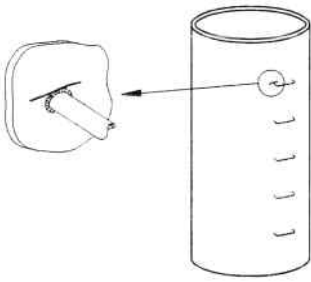
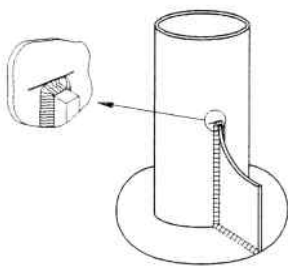
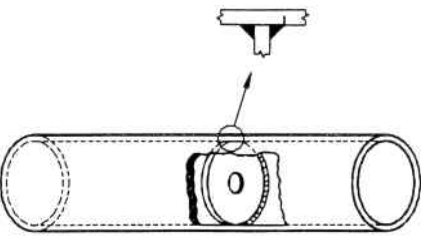
Kurve-klasse	Konstruksjonsdetaljer	Beskrivelse	Krav
C1	8., 9., 10 og 11. 	8. Buttsveis i ringretning i overgang mellom rør og kon, sveist fra begge sider og planslipt.	8, 9., 10., og 11. - Det skal tas hensyn til spenningskonsentrasjoner pga. komponentens tverrsnittform, tykkelsesendringer og eventuelle tilvirkningsavvik. - Kravene til tilsvarende konstruksjonsdetaljer i tabell A.5 gjelder.
D		9. Buttsveis i ringretning i overgang mellom rør og kon, sveist fra begge sider.	
E		10. Buttsveis i ringretning i overgang mellom rør og kon, sveist fra begge sider på byggeplass.	
F		11. Buttsveis i ringretning i overgang mellom rør og kon, sveist fra én side med motlegg.	
F3	12. 	12. Buttsveis i ringretning i overgang mellom rør og kon, sveist fra en side uten motlegg.	12.: - Det skal tas hensyn til spenningskonsentrasjoner pga. komponentenes tverrsnittform, tykkelsesendringer og eventuelle tilvirkningsavvik. - Det skal påvises ved NDT at sveisens rot ikke inneholder feil større enn 1-2 mm.
F3	13. 	13. Buttsveist skjøt i hulprofil.	13.: - Det skal påvises med NDT at sveisens rot ikke inneholder feil større enn 1-2 mm.

(fortsettes)

Tabell A.9 – Hulprofiler (fortsett)

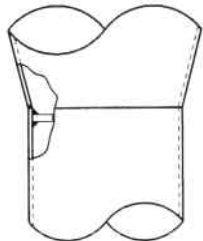
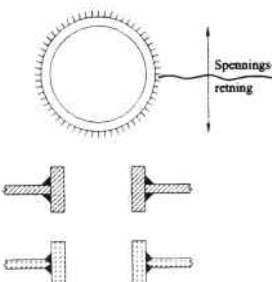
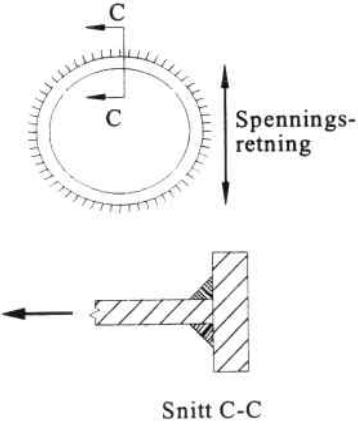
Kurve- klasse	Konstruksjonsdetaljer	Beskrivelse	Krav
F	14. 	14. Sirkulært eller rektangulært hulprofil sveist til annet profil med kilsveis.	14. - Gjelder ikke lastbærende sveiser. - Hulprofilets bredde i spenningsretningen skal være mindre enn eller lik 100 mm. - For øvrig henvises til tabell A.7.
G	15. 	15. Skjøt av sirkulært hulprofil med K-sveis og mellomliggende plate (skott).	15. - Det skal påvises med NDT at sveisene ikke inneholder feil. - Dersom veggtykkelsen er større enn 8 mm, kan detaljen klassifiseres med F3.
W1	16. 	16. Skjøt av rektangulært hulprofil med K-sveis og mellomliggende plate (skott).	16. - Det skal påvises med NDT at sveisene ikke inneholder feil. - Dersom veggtykkelsen er større enn 8 mm, kan detaljen klassifiseres som F3.

Tabell A.10 – Detaljer til rørkonstruksjoner

Kurve-klasse	Konstruksjonsdetaljer	Beskrivelse	Krav
T		1. Rørknutepunkt. Sprekk i grunn- materialet ved tå av sveis med full gjennomsveising.	1. - "Hot-spot" spenning skal legges til grunn for kapasitetspåvisningen.
F1	2. 	2. Påsveist trinn.	
F1	3. og 4. 	3. Langsgående stiver utført med K-sveis med full gjennomsveising.	3 og 4. - Det skal tas hensyn til spenningskonsentrasjoner pga. stiverens bærevirkning.
F3		4. Langsgående stiver utført med kilsveiser.	
F	5. 	5. Sprekk i grunnmaterialet ved sveisens tå i rør med innvendig ringstiver (skott).	5. - Det skal tas hensyn til spenningskonsentrasjoner som skyldes skottets stivhet i radiell retning. (Gir bøyespenninger i rørveggen.)

(fortsettes)

Tabell A.10 – Detaljer til rørkonstruksjoner (fortsatt)

Kurve-klasse	Konstruksjonsdetaljer	Beskrivelse	Krav
E til G, se tabell A.7	6. 	6. Sprekk i grunnmaterialet ved sveisens tå i rør med innvendig stiver eller påsveist del.	6. - Klassifisering avhenger av platedelens (detaljens) utbredelse, se tabell A.7. - Det skal tas hensyn til spenningskonsentrasjoner pga. endring i komponentens tverrsnittsform.
D	7. 	7. Rørformet gjennomføring (forsterkning) i plateformet konstruksjonsdel. Sprekk i sveisen eller i grunnmaterialet ved sveisen. Sprekkvekst normalt til største hovedspenning. (Kjernen ved sveisens tå vil også påvirke forventet sprekkretning.)	7. - Det skal tas hensyn til spenningskonsentrasjoner pga. gjennomføringens stivhet.
W3	8. 	8. Rørformet gjennomføring (forsterkning) i plateformet konstruksjonsdel. Sprekk i sveisen med initiering fra sveisens rot. Sprekkvekst i sveisens lengderetning.	8. - Kapasitet for sprekk i sveisen skal påvises iht. kurve W3 og spenning σ_w . Det skal tas hensyn til spenningskonsentrasjonen pga. gjennomføringens stivhet ved beregning av σ_w .

Tillegg B (informativt)

Anvisninger og forenklede metoder

For å lette forståelsen og bruken av standarden er det i dette tillegget gitt anvisninger og tilnærmede beregningsmetoder til enkelte punkter i standarden.

Nummereringen med bokstaven B foran viser til det tilsvarende punkt i standarden.

B.12.3 Knekking av staver

B.12.3.2 Bøyningsknekking

I. Enkeltstaver

Den lineariserte knekklast N_{cr} for en stav med eller uten elastisk fastholding av stavendene kan bestemmes ved løsning av stavens differensialligning eller ved hjelp av energibetraktninger. I denne knekkingsanalysen tas hensyn til eventuell variasjon i aksialkraft og tverrsnitt langs staven, og til stivheten av de tilstøtende konstruksjonsdeler.

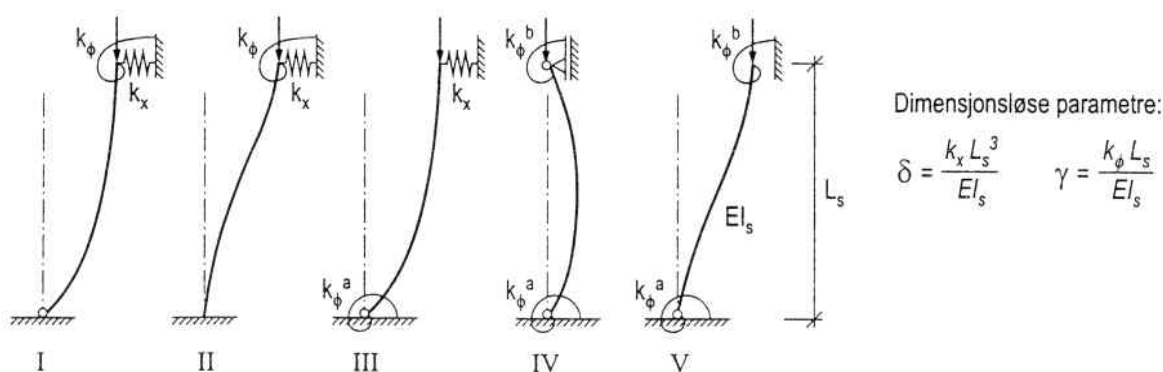
Stavens knekk lengde L_k er gitt ved

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{L_k^2}$$

og kan geometrisk tolkes som avstanden mellom stavens infleksjonspunkter.

For enkle stavsystemer kan knekk lengden $L_k = \beta L$ bestemmes med utgangspunkt i basissystemene på figur B.1, der k_x og k_ϕ representerer henholdsvis translasjons- og rotasjonsstivheten av de konstruksjonsdeler som er knyttet til stavendene a og b. k_x og k_ϕ er gitt i tabell B.1 for momentpåkjennte staver med vanlig forekommende randbetingelser og belastninger. Parametrene δ og γ er de dimensjonsløse stivhetsparametre, normalisert med hensyn på stavens stivhet, se figur B.1.

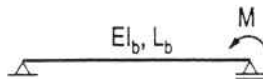
Knekk lengdefaktorer for de ulike basissystemer er gitt i figurene B.2 a til B.2 d.

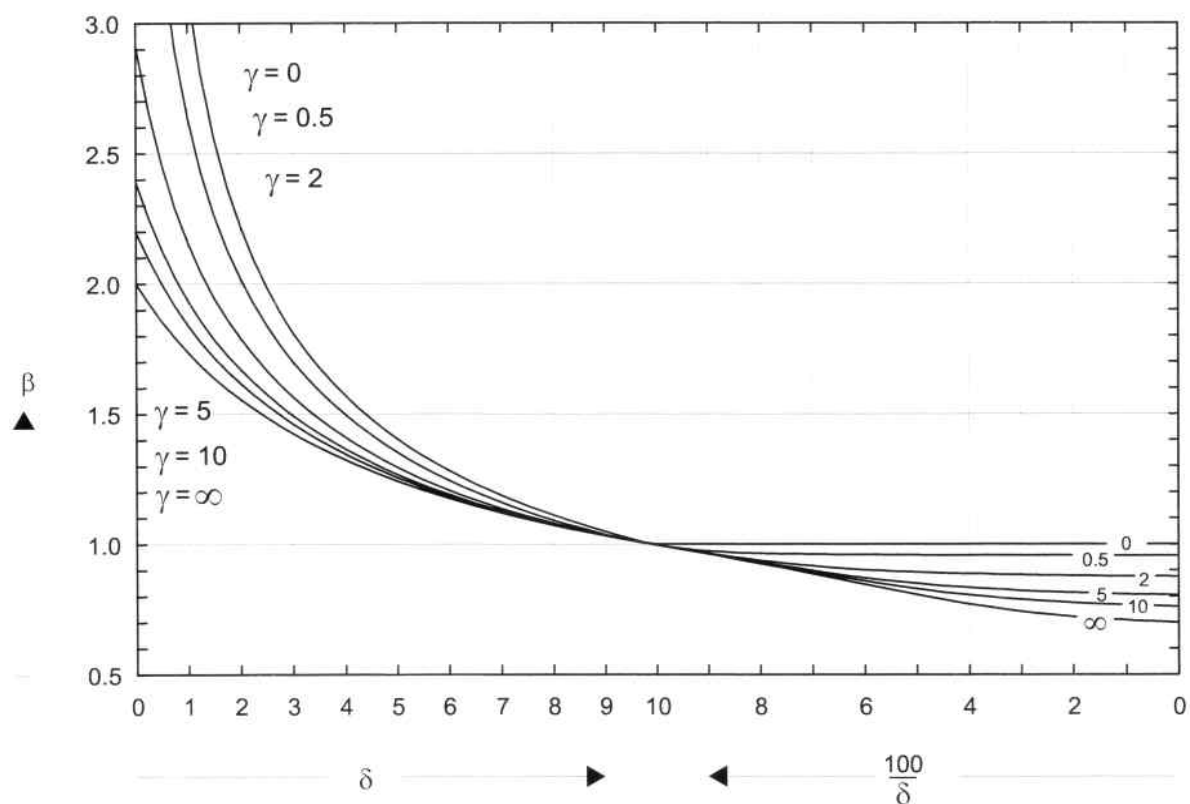


Figur B.1 – Basissystemer for beregning av knekk lengde

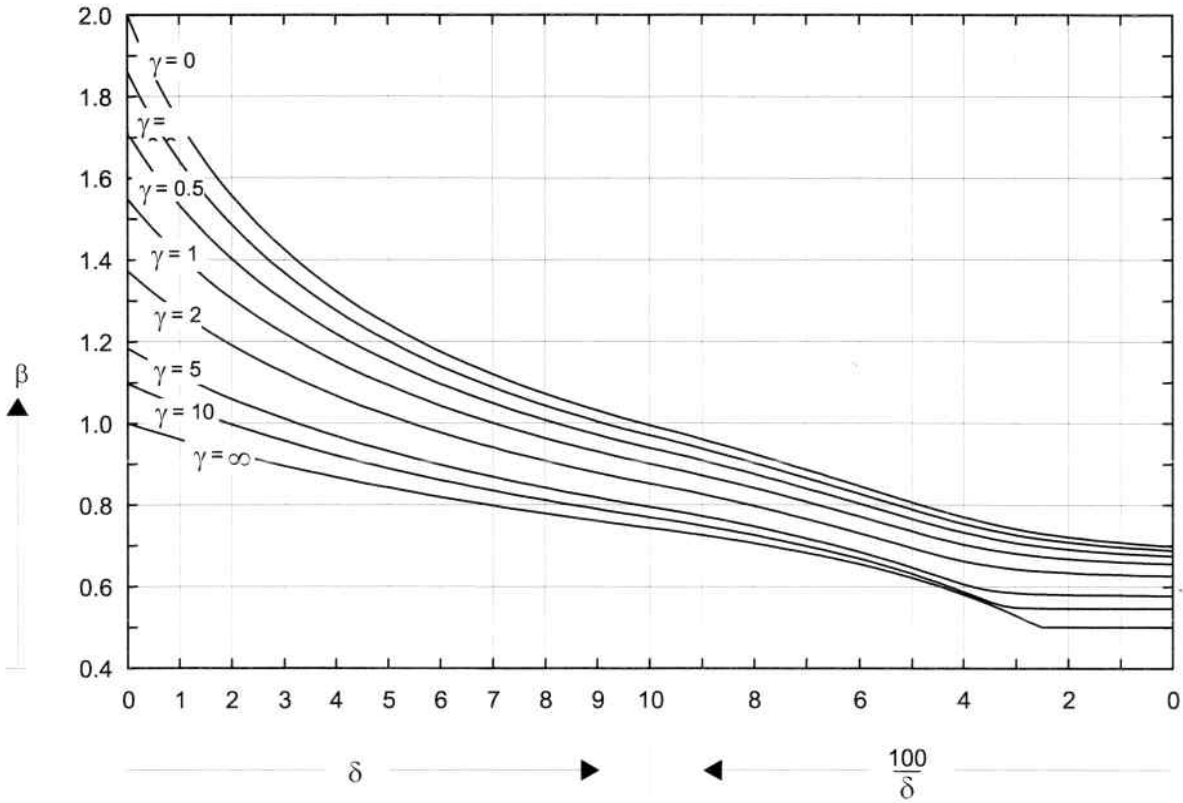
Dersom de tilstøtende stavene også er belastet med aksialkraft, skal stivhetene modifiseres. Stivhetene tar ikke hensyn til eventuell fleksibilitet i knutepunktet mellom stavene.

Tabell B.1 – Translasjons- og rotasjonsstivhet for momentpåkjennte staver

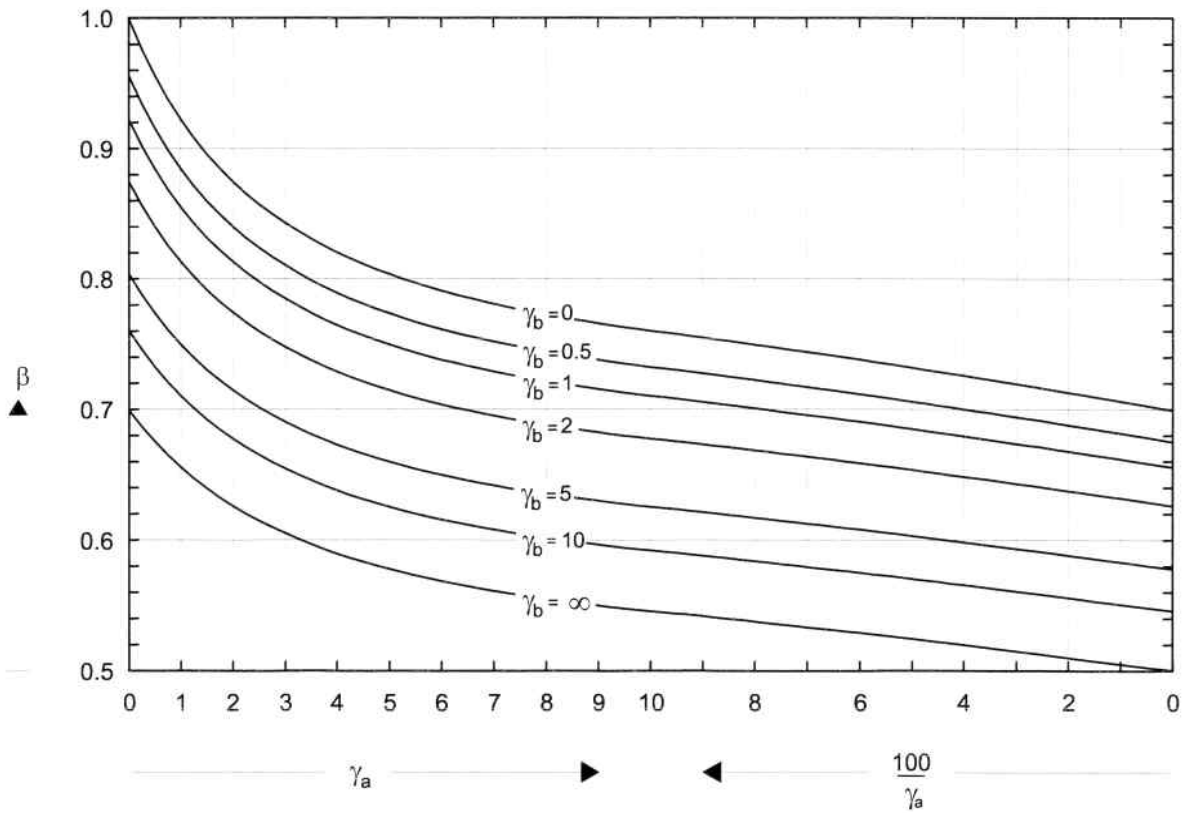
 $k_{\phi} = \frac{3EI_b}{L_b}$	 $k_{\phi} = \frac{6EI_b}{L_b}$	 $k_x = \frac{3EI_b}{L_b^3}$
 $k_{\phi} = \frac{2EI_b}{L_b}$	 $k_{\phi} = \frac{4EI_b}{L_b}$	 $k_{\phi} = \frac{GI_T}{L_b}$



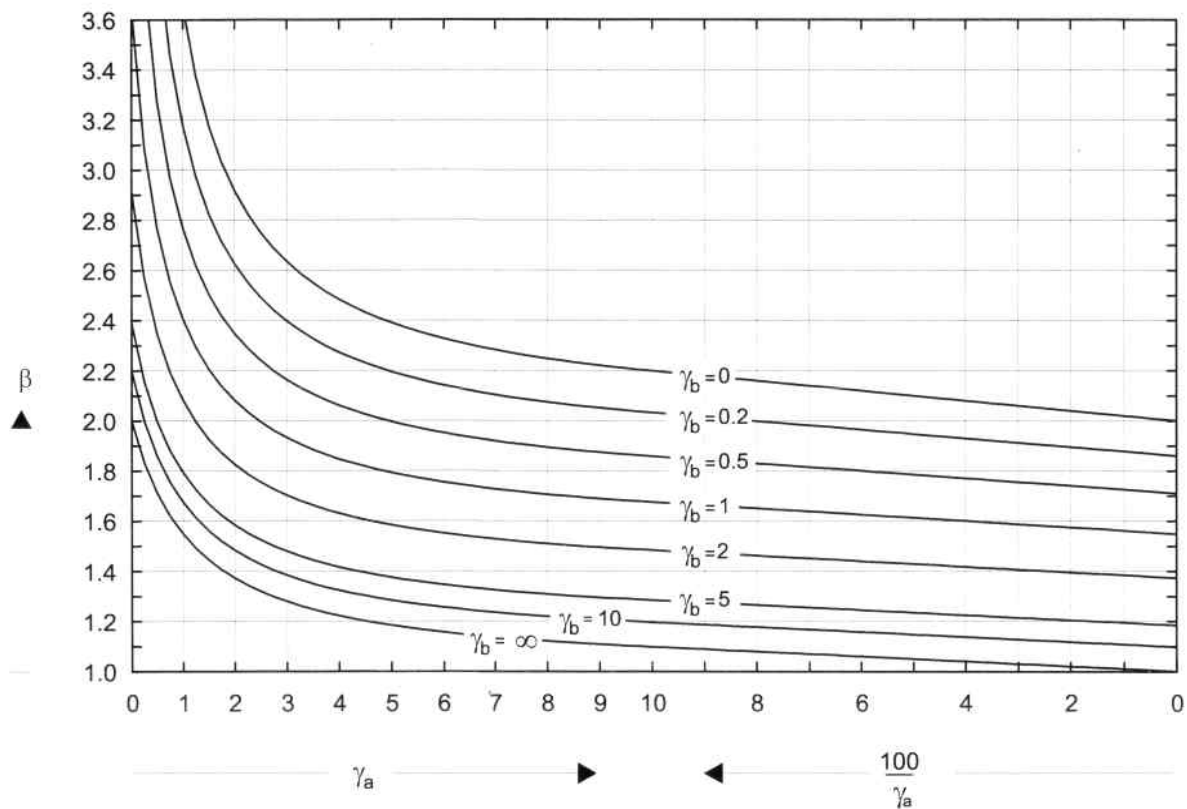
Figur B.2 a – Knekkledefaktor for system I og III



Figur B.2 b – Knekkengdefaktor for system II



Figur B.2 c – Knekkengdefaktor for system IV



Figur B.2 d – Knekkledefaktor for system V

II. Systemknekking

Stavsystemer med flere frihetsgrader analyseres mest hensiktsmessig ved en numerisk egenverdiregning. Systemets singulære likevektsligning er gitt ved

$$(\mathbf{K} - \zeta \mathbf{K}_g) \mathbf{r} = 0$$

Her er $\mathbf{K}$ og $\mathbf{K}_g$ henholdsvis systemets stivhetsmatrise og geometriske stivhetsmatrise, og ζ er en proporsjonalitetsfaktor for lasten. $\mathbf{r}$ er vektoren av systemets frihetsgrader.

Den last som gir knekking av systemet finnes ved å multiplisere den påsatte last med den minste egenverdien $\zeta_{\min}$ for ligningssystemet.

Den relative slankhet $\bar{\lambda}_i$ for stav "i" i systemet er gitt ved

$$\bar{\lambda}_i = \sqrt{\frac{N_y^{(i)}}{N_{cr}^{(i)}}} = \sqrt{\frac{N_y^{(i)}}{\zeta_{\min} N_f^{(i)}}}$$

der

$N_f^{(i)}$ er aksialkraft i stav "i" på grunn av ytre laster

$N_y^{(i)}$ er aksialkraft i stav "i" som gir flytning i staven

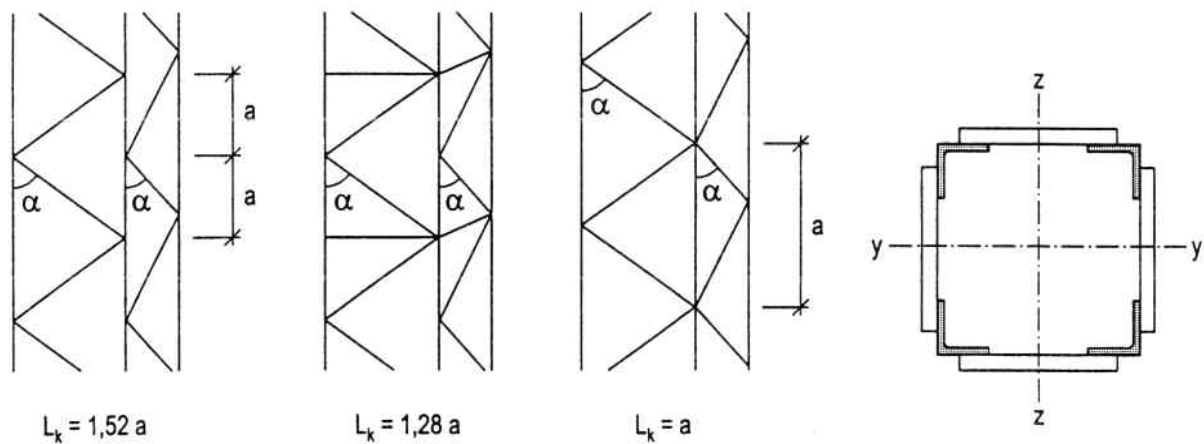
$N_{cr}^{(i)}$ er linearisert knekklast i stav "i".

$\xi_{\min}$ er en systemverdi som kan være styrt av en enkelt komponent i konstruksjonen. Det må derfor utvises akksomhet ved overgang fra systemets knekklast til dimensjonering av enkeltkomponenter.

B.12.3.3 Sammensatte staver

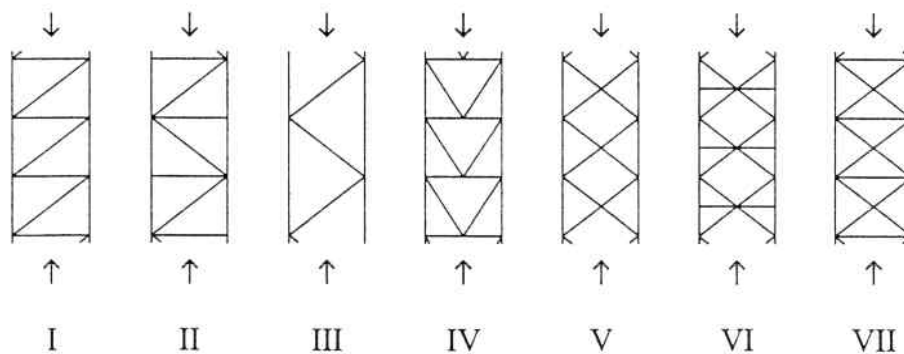
B.12.3.3.3 Gitterstaver

For staver med fire gurter, utført med likebenede vinkelprofiler og med forgitring i fire plan, vil knekking foregå om profilets svake akse. Gurtens knekk lengde L_k er gitt på figur B.3 for tre aktuelle forgitringer.



Figur B.3 – Gurtenes knekk lengde for knekking om svake akse

Forgitringen bør utformes slik at det ikke oppstår utilsiktede tvangsspenninger eller uheldige deformasjoner i systemet. Figur B.4 og tabell B.2 gir informasjon om enkelte gittersystemer.



Figur B.4 – Aktuelle gittersystemer

Tabell B.2 – Klassifisering av gittersystem

System	I	II	III	IV	V	VI	VII
Tvangsspenninger	3	2	4	4	3	2	1
Deformasjoner	3	3	5	5	4	4	4

Tallene betyr: 5 meget bra, 4 bra, 3 brukbar, 2 lite egnet, 1 uegnet.

B.12.3.4 Vipping av bjelker

I. Generelt

Det lineariserte elastiske vippemomentet M_{cr} for en bjelke kan bestemmes ved hjelp av bjelkens differensialligning eller ved hjelp av en energibasert metode. Dersom ikke en mer nøyaktig metode benyttes, kan for mange tilfeller M_{cr} avledes fra løsningen for en gaffellagret bjelke belastet med konstant moment (referansetilfellet).

II. Referansetilfellet

Det lineariserte elastiske vippemomentet $M_{cr,0}$ for en gaffellagret bjelke med dobbeltsymmetrisk tverrsnitt og med konstant moment er

$$M_{cr,0} = \left(\frac{\pi}{L}\right)^2 EI_z \sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \left(\frac{L}{\pi}\right)^2 \frac{GI_T}{EI_z}}$$

der

I_T er tverrsnittets torsjonskonstant (St.Venants torsjon)

I_w er tverrsnittets hvelvingskonstant

I_z er tverrsnittets 2. arealmoment om svake akse

L er avstanden mellom bjelkens fastholdingspunkter

III. Bjelker med varierende moment og dobbeltsymmetrisk tverrsnitt

Dersom en gaffellagret bjelke er belastet med et moment som varierer lineært mellom verdiene M og ψM i bjelkens to ender ($\psi \leq 1$), er det lineariserte vippemomentet gitt ved

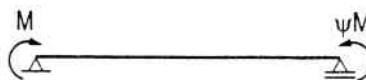
$$M_{cr} = C_1 M_{cr,0}$$

der C_1 er en faktor som avhenger av bjelkens momentvariasjon langs bjelken

$$C_1 = 1,88 - 1,40 \psi + 0,52 \psi^2 \leq 2,70$$

ψ settes inn med positivt fortegn dersom stavendemomentene gir krumning med samme fortegn.

Tabell B.3 – Koeffisienter for vipping ved lineært varierende moment

				
ψ	k	C_1	C_2	C_3
1,0	1,0	1,00	-	1,00
	0,7	1,00	-	1,11
	0,5	1,00	-	1,14
0,5	1,0	1,32	-	0,99
	0,7	1,47	-	1,56
	0,5	1,51	-	2,27
0	1,0	1,88	-	0,94
	0,7	2,09	-	1,47
	0,5	2,15	-	2,15
-0,5	1,0	2,70	-	0,68
	0,7	3,01	-	1,06
	0,5	3,09	-	1,55
-1,0	1,0	2,70	-	0,00
	0,7	3,06	-	0,00
	0,5	3,15	-	0,00

For bjelker med dobbeltsymmetrisk tverrsnitt og ulik innspenning i stavendene er

$$M_{cr} = C_1 \left(\frac{\pi}{kL} \right)^2 EI_z \left(\sqrt{\left(\frac{k}{k_w} \right)^2 \frac{I_w}{I_z} + \left(\frac{kL}{\pi} \right)^2 \frac{GI_T}{EI_z} + (C_2 z_g)^2} - C_2 z_g \right)$$

der C_2 er en faktor som tar hensyn til lastens angrepspunkt i tverrsnittet.

Avstanden z_g mellom lastangrepspunkt og skjærsenter er gitt ved

$$z_g = z_a - z_s$$

der

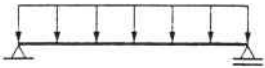
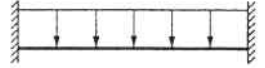
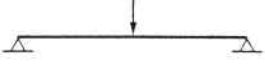
z_a er lastangrepspunktets koordinat

z_s er skjærsenterets koordinat

z_g settes inn med positivt fortegn dersom lastens angrepsretning sett fra angrepspunktet peker mot skjærsenteret. $z_s = 0$ for dobbeltsymmetriske tverrsnitt.

C_1 og C_2 er gitt i tabell B.3 og tabell B.4 for noen vanlig forekommende last- og momentvariasjoner.

Tabell B.4 – Koeffisient C_2 for vipping av bjelker med tverrlast

	k	C_1	C_2	C_3
	1,0 0,5	1,13 0,97	0,46 0,30	0,53 0,98
	1,0 0,5	1,29 0,71	1,56 0,65	0,75 1,07
	1,0 0,5	1,37 1,07	0,55 0,43	1,73 3,05
	1,0 0,5	1,57 0,94	1,27 0,71	2,64 4,80
	1,0 0,5	1,05 1,01	0,43 0,41	1,12 1,89

(kL) representerer bjelkens "vippelengde" og avhenger av flensenes innspenning om tverrsnittets svake akse. k har verdiene 1,0 for tosidig gaffellagring, 0,7 for gaffellagring i én ende og fast innspenning i motsatt ende, og verdien 0,5 for tosidig innspenning.

Faktoren k_w ivaretar hvelvingsinnspenningen i bjelkens ender, og varierer mellom verdiene 1,0 og 0,5. k_w settes lik 1,0 dersom ikke spesielle tiltak er gjort for å sikre hvelvingsforhindring i endene. Av konstruktive grunner er det normalt en kobling mellom k og k_w .

IV. Bjelker med enkeltsymmetrisk tverrsnitt

For enkeltsymmetriske tverrsnitt er

$$M_{cr} = C_1 \left(\frac{\pi}{kL} \right)^2 EI_z \left[\sqrt{\left(\frac{k}{k_w} \right)^2 \frac{I_w}{I_z} + \left(\frac{kL}{\pi} \right)^2 \frac{GI_T}{EI_z} + (C_2 z_g - C_3 z_j)^2} - (C_2 z_g - C_3 z_j) \right]$$

der C_3 og z_j ivaretar bjelkens enkeltsymmetri. C_3 er gitt i tabellene B.3 og B.4.

$$z_j = z_s - 0,5 e_z$$

Tverrsnittsparmeteren e_z er gitt ved

$$e_z = \frac{1}{I_y} \int_A z(y^2 + z^2) dA$$

For enkeltsymmetriske I-tverrsnitt med ulike flenser kan følgende forenklinger benyttes

$$I_w = \beta_f (1 - \beta_f) I_z h_s^2$$

med

$$\beta_f = \frac{I_{fc}}{I_{fc} + I_{ft}}$$

der

I_{fc} er 2. arealmoment av trykkflensen om tverrsnittets svake akse

I_{ft} er 2. arealmoment av strekkflensen om tverrsnittets svake akse

h_s er avstanden mellom de to flensers skjærsenter

For tverrsnittsparmeteren z_j kan benyttes tilnærmingen

$$z_j = \begin{cases} 0,4(2\beta_f - 1)h_s & \text{for } \beta_f > 0,5 \\ 0,5(2\beta_f - 1)h_s & \text{for } \beta_f < 0,5 \end{cases}$$

og for trykkflenser med lepper settes

$$\kappa_1 = \begin{cases} 0,4(2\beta_f - 1)\left(1 + \frac{h_L}{h}\right)h_s & \text{for } \beta_f > 0,5 \\ 0,5(2\beta_f - 1)\left(1 + \frac{h_L}{h}\right)h_s & \text{for } \beta_f < 0,5 \end{cases}$$

der h_L er leppens dybde og h er tverrsnittets høyde.

B.12.3.5 Torsjonsknekking

Torsjonsknekking opptrer kun for staver med dobbeltsymmetrisk tverrsnitt, der arealsenter og skjærsenter faller sammen.

Den kritiske last $N_{cr,T}$ for torsjonsknekking er gitt ved

$$N_{cr,T} = \frac{1}{i_0^2} \left(GI_T + \frac{\pi^2 EI_w}{L_T^2} \right)$$

der

$$i_0^2 = i_y^2 + i_z^2 + y_0^2 + z_0^2$$

L_T er stavens kneklengde for torsjonsknekking. For staver med tosidig gaffellagring er $L_T = L$. I forhold til tverrsnittssenterets koordinater er skjærsenterets koordinater gitt av y_0 og z_0 . For dobbeltsymmetrisk tverrsnitt er $y_0 = z_0 = 0$.

Det henvises til litteraturen for beregning av den kritiske last for kombinert torsjons- og bøyingsknekking.

B.12.4 Knekking av plater

B.12.4.4 Skjærbelastede plater

For steg med langsgående stivere i tillegg til tverrstivere ved opplegg (og eventuelle mellomliggende tverrstivere) kan kapasiteten påvises etter to modeller.

I modell 1 antas den langsgående stiveren å knekke ut sammen med stegpanelet, og den relative slankhet er

$$\bar{\lambda}_w = \frac{1}{37,4\varepsilon\sqrt{k_r^*}} \frac{b_w}{t_w}$$

der

$$k_r^* = k_r + k_{rst}$$

k_r bestemmes etter 12.4.4.2 for stegpanelet betraktet som fritt opplagt på flenser og tverrstivere, og k_{rst} er bidraget fra den langsgående stiver som knekker ut med panelet.

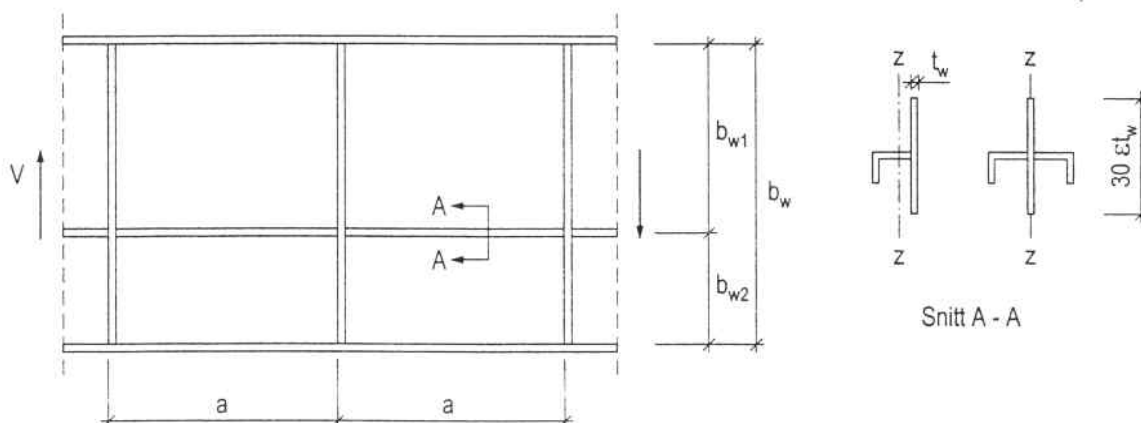
$$k_{rst} = 9 \left(\frac{h_w}{a} \right)^2 \left(\frac{I_{sl}}{h_w t_w^3} \right)^{3/4} \leq \frac{2,1}{t_w} \left(\frac{I_{sl}}{h_w} \right)^{1/3}$$

I_{sl} er 2. arealmoment av stiveren og den medvirkende platebredde om z-aksen, figur B.5. For platefelt med to eller flere like langsgående stivere er I_{sl} summen av de enkelte stiverne. Avstanden mellom stiverne kan være forskjellig.

I modell 2 betraktes den langsgående stiveren som stiv, og steget antas å knekke ut i to (eller flere) felt, begrenset av flenser, tverrstivere og langsgående stivere. Den reduserte slankhet settes lik

$$\bar{\lambda}_w = \frac{1}{37,4\varepsilon\sqrt{k_r}} \frac{b_{w1}}{t_w}$$

og beregnes for stegpanelet med størst bredde, b_{w1} se figur B.5



Figur B.5 – Plate med langs- og tverrgående stivere

Dersom flensene i en platebærer ikke er fullt utnyttet for opptak av momentet, vil de gi et bidrag $\chi_{v,f}$ til stegets skjærkapasitet.

$$\chi_{v,f} = \sqrt{3 \frac{f_{f,y}}{f_{w,y}} \frac{b_f t_f^2}{c t_w h_w} \left(1 - \left(\frac{M_f}{M_{d,fl}} \right)^2 \right)}$$

der

$$c = \left(0,25 + 1,6 \frac{f_{f,y}}{f_{w,y}} \frac{b_f t_f^2}{t_w h_w^2} \right) a$$

b_f og t_f refererer til den minste av flensene $f_{f,y}$ og $f_{w,y}$ er henholdsvis flensenes og stegets flytespenning og $M_{d,fl}$ er flensenes bidrag til tverrsnittets plastiske momentkapasitet.

Dersom flensene i tillegg er påkjent av en aksialkraft N_f , skal $M_{d,fl}$ reduseres med faktoren

$$\left(1 - \frac{N_f}{N_{d,fl}} \right)$$

der $N_{d,fl}$ er flensenes aksialkraftkapasitet.

B.12.4.7 Avstivet plate med aksiallast

B.12.4.7.2 Effektivt areal for avstivet plate

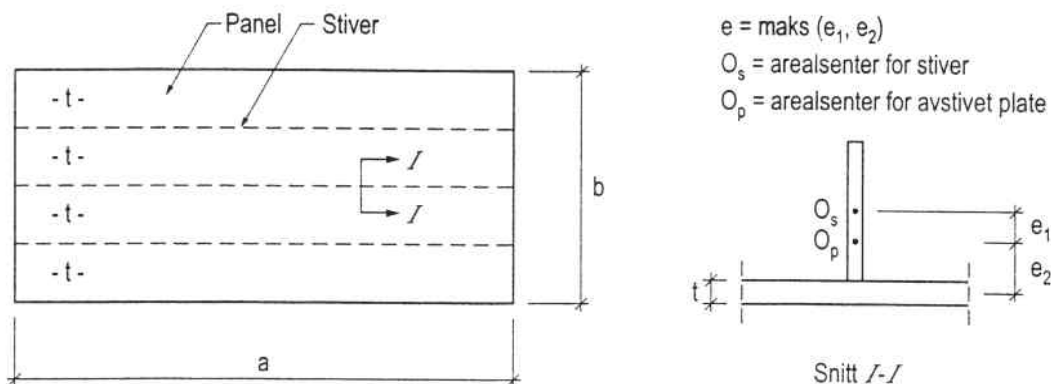
- 1) Lokal knekking av platefeltene (panelene) mellom stiverne medfører at kun en del av panelenes bredde er effektive for opptak av aksialkraften. Reduksjonsfaktoren $\chi_{p,pan}$ for hvert panel bestemmes etter 12.4.3.1.
For platefelt i flens skal spenningsfordelingen for bestemmelse av $\chi_{p,pan}$ baseres på bruttotverrsnittet, og for platefelt i steg skal det benyttes en spenningsfordeling der det er tatt hensyn til ineffektive platedeler i flensene.
- 2a) Den lineariserte elastiske knekkspenning (Eulerspenning) for global knekking av den ortotrope plate er gitt ved

$$\sigma_{cr,p} = k_{\sigma,p} \sigma_E$$

med

$$\sigma_E = \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{t}{b} \right)^2$$

der platens geometriske parametre er gitt på figur B.6.



Figur B.6 – Avstivet plate og stivergeometri

Knekkingstallet $k_{\sigma,p}$ for den globale knekkformen kan bestemmes ved hjelp av numeriske simuleringer eller fra tilgjengelig litteratur. Stiverne betraktes som glattet ut over platens bredde, og knekking mellom stiverne neglisjeres.

Dersom ikke nøyaktigere metoder benyttes, kan $k_{\sigma,p}$ tilnærmes ved

$$k_{\sigma,p} = \begin{cases} \frac{2 \left((1 + \alpha^2)^2 + \gamma \right)}{\alpha^2 (\psi + 1)(1 + \delta)} & \text{for } \alpha < (1 + \gamma)^{0,25} \\ \frac{4(1 + \sqrt{1 + \gamma})}{(\psi + 1)(1 + \delta)} & \text{for } \alpha \geq (1 + \gamma)^{0,25} \end{cases}$$

der

$$\psi = \frac{\sigma_2}{\sigma_1} > 0 \quad \delta = \frac{A_{sl}}{A_p} \quad \gamma = \frac{I_x}{I_p} > 50 \quad \alpha = \frac{a}{b} > 1$$

der

A_{sl} er bruttoareal av alle langsgående stivere (uten bidrag fra platen)

A_p er platens bruttoareal

σ_1 er platens største randspenning

σ_2 er platens minste randspenning

I_x er 2. arealmoment av den avstivede plate om dens nøytralakse

$$I_p = \frac{bt^3}{12(1 - \nu^2)} = 2. \text{ arealmoment av platen}$$

Den ortotrope plates relative slankhet er gitt ved

$$\bar{\lambda}_p = \sqrt{\frac{\beta_A f_y}{\sigma_{cr,p}}}$$

$$\beta_A = \frac{A_{eff}}{A}$$

er forholdet mellom det effektive areal av den trykkpåkjente del av den avstivede plate og det tilsvarende bruttoareal. A_{eff} beregnes på basis av $\chi_{p,pan}$ for hvert enkelt panel.

Reduksjonsfaktoren χ_p for den ortotrope plate er en funksjon av $\bar{\lambda}_p$ og bestemmes etter 12.4.3.1.

- 2a* Den fiktive søylens brutto tverrsnittsparmetre (A , I_{sl}) beregnes på basis av stiverens areal A_{sl} pluss deler av de tilstøtende paneler. Dersom hele panelet er trykkbelastet, tillegges halve platebredden, mens en tredel av bredden av trykksonen tillegges dersom spenningen skifter fortegn innenfor panelet, se figur B.7.
- 2b) Den lineariserte elastiske knekkspenning $\sigma_{cr,c}$ av den avstivede plate betraktet som en søyle finnes ved at understøtningen langs platens langsgående sidekanter neglisjeres.

$$\sigma_{cr,c} = \frac{\pi^2 EI_x}{Aa^2}$$

I_x er 2. arealmoment av bruttoarealet av den trykkbelastede del av den avstivede plate.

Dersom trykkspenningen varierer langs platens lengderetning, kan a erstattes med en effektiv lengde.

Den relative slankheten er

$$\bar{\lambda}_c = \sqrt{\frac{\beta_A f_y}{\sigma_{cr,c}}}$$

Knekkingsfaktoren χ_c bestemmes fra 12.3.2.1 ved at formfeilsfaktoren α erstattes av

$$\alpha_e = \begin{cases} 0,34 + 0,09 \frac{e}{i} & \text{for stivere med lukket tverrsnitt} \\ 0,49 + 0,09 \frac{e}{i} & \text{for stivere med åpent tverrsnitt} \end{cases}$$

der

$$i = \sqrt{\frac{I_x}{A}}$$

og $e = \max(e_1, e_2)$ for den énsidige stiver se figur B.6. For tosidige stivere erstattes e_1 med den største avstand fra stivernes arealsentra til den avstivede plates nøytralakse.

- 2c) Den avstivede plates endelige reduksjonsfaktor $\chi_{p,c}$ finnes ved interaksjon mellom χ_p for global knekking av platen og χ_c for knekking av platen som søyle

$$\chi_{p,c} = (\chi_p - \chi_c) \xi (2 - \xi) + \chi_c$$

der

$$\xi = \frac{\sigma_{cr,p}}{\sigma_{cr,c}} - 1$$

med betingelsen $0 \leq \xi \leq 1$.

- 3) Det effektive tverrsnittsareal av den trykkpåkjente del av den avstivede platen er

$$A_{c,eff} = \chi_{p,c} A_c$$

der $A_{c,eff}$ omfatter de effektive tverrsnittsarealer av alle langsgående stivere og subpaneler som er helt eller delvis i trykksonen.

$$A_c = A_{sl,eff} + \sum_i \chi_{p,pan,i} b_{pan,i} t$$

Summasjonen utføres over alle subpaneler, der

$A_{sl,eff}$ er summen av de effektive tverrsnittsarealer for stiverne

$b_{pan,i}$ er bredden av den trykkpåkjente del av hvert panel

$\chi_{p,pan,i}$ er reduksjonsfaktoren for hvert panel

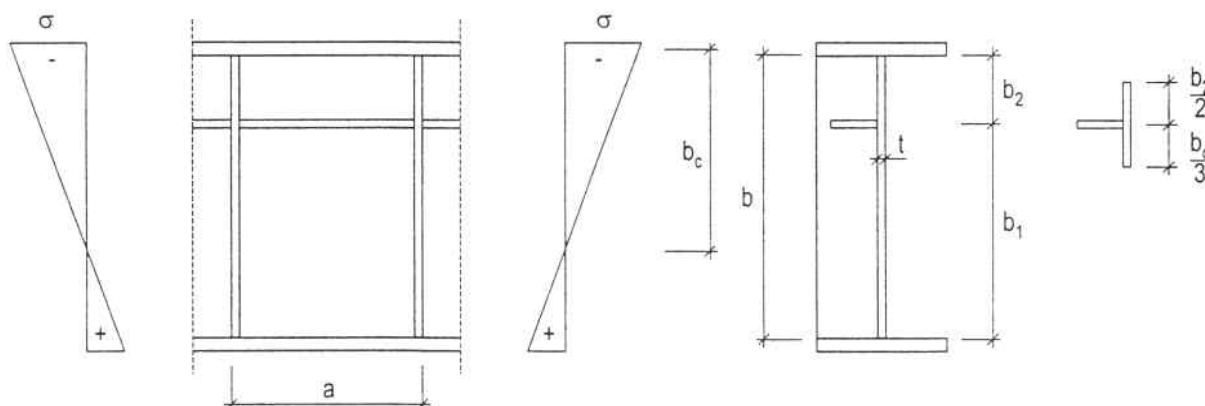
Reduksjonen i det trykkpåkjente areal, som bestemt av $\chi_{p,c}$, kan betraktes som en uniform reduksjon som opprettholder platefeltets overordnede geometri.

Det effektive tverrsnittsareal av den strekkpåkjente del av den avstivede platen settes lik bruttoarealet av strekksjonen.

Det effektive motstandsmoment W_{eff} settes lik det andre arealmoment av det effektive tverrsnitt dividert med avstanden fra dets nøytralakse til flensens arealsenter.

For steg (plater) med kun én eller to stivere i den trykkpåkjente del av platen kan den foregående beregningsmodell forenkles. Forenklingen består i at den elastiske lineariserte knekkspenning $\sigma_{cr,p}$ for den ortotrope plate erstattes av den lineariserte knekkspenning for en fiktiv søyle, som er elastisk støttet av platen.

Det effektive arealet av søylen settes lik summen av stiverens effektive areal $A_{sl,eff}$ og de effektive arealer av de tilstøtende platefelt.



Figur B.7 – Geometri av avstivet platefelt

For tilfellet med kun én stiver i trykksonen kan den lineariserte knekkspenning forenklet settes lik

$$\sigma_{cr,p} = \begin{cases} \frac{1,05E}{A} \frac{\sqrt{I_{sl} t^3 b}}{b_1 b_2} & \text{for } a \geq a_c \\ \frac{\pi^2 E I_{sl}}{A a^2} + \frac{E t^3 b a^2}{4 \pi^2 (1 - \nu^2) A b_1^2 b_2^2} & \text{for } a < a_c \end{cases}$$

der

$$a_c = 4,33 \left[\frac{I_{sl} b_1^2 b_2^2}{t^3 b} \right]^{0,25}$$

I_{sl} er 2. arealmoment av søylens bruttotverrsnitt om en akse parallelt med steget gjennom tverrsnittets arealsenter, og A er bruttoarealet.

Med to stivere i trykksonen behandles stiverne enkeltvis som ovenfor, samtidig som den andre stiveren betraktes som udeformerbar. Deretter defineres en ekvivalent søyle med I_{sl} og A lik summen av de to stiverne, plassert i et punkt som svarer til resultanten av aksialkreftene i de to stiverne. $\sigma_{cr,p}$ settes lik den minste av de tre beregnede verdier.

Ved beregning av λ_p etter punkt 2a settes det effektive tverrsnittsareal av den fiktive søylen lik summen av stiverens effektive tverrsnitt $A_{sl,eff}$ og de effektive arealer av de to medvirkende platedeler, se figur B.7.

3* Dersom $\chi_{p,c} f_y \leq \sigma_c$, der σ_c er den gjennomsnittlige spenningen over den fiktive søylens tverrsnitt, og $\chi_{p,c}$ er bestemt etter punkt 2c, multipliseres det effektive søylearealet $A_{c,eff}$ med faktoren f_d / σ_c . For $\chi_{p,c} f_y > \sigma_c$ er ingen reduksjon av det effektive areal nødvendig.

Litteratur

- NS 3480 Geoteknisk prosjektering – Fundamentering, grunnarbeider, fjellarbeider
- NS 3904 Brannteknisk prøving av bygningskonstruksjoner
- NS-EN 1365-1 Prøving av brannmotstanden til bærende bygningsdeler – Del 1: Vegger
- NS-EN 1365-4 Prøving av brannmotstanden til bærende bygningsdeler – Del 4: Søylar
- NS-EN 10164 Stålprodukter med forbedrede deformasjonsegenskaper vinkelrett på produktets overflate – Tekniske leveringsbetingelser

