



AALBORG UNIVERSITY
DENMARK

Aalborg Universitet

Stålkonstruktioner

Samlinger. Udvalgte ESDEP-lektioner

Albertsen, A.; Ehlers, P.; Kloch, Søren; Larsen, I.

Publication date:
1997

Document Version
Tidlig version også kaldet pre-print

[Link to publication from Aalborg University](#)

Citation for published version (APA):

Albertsen, A., Ehlers, P., Kloch, S., & Larsen, I. (1997). *Stålkonstruktioner: Samlinger. Udvalgte ESDEP-lektioner*. Institut for Bygningsteknik, Aalborg Universitet. U/ Nr. U9713

General rights

Copyright and moral rights for the publications made accessible in the public portal are retained by the authors and/or other copyright owners and it is a condition of accessing publications that users recognise and abide by the legal requirements associated with these rights.

- ? Users may download and print one copy of any publication from the public portal for the purpose of private study or research.
- ? You may not further distribute the material or use it for any profit-making activity or commercial gain
- ? You may freely distribute the URL identifying the publication in the public portal ?

Take down policy

If you believe that this document breaches copyright please contact us at vbn@aub.aau.dk providing details, and we will remove access to the work immediately and investigate your claim.

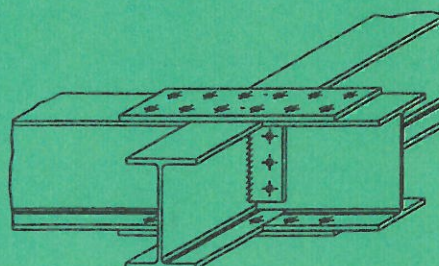
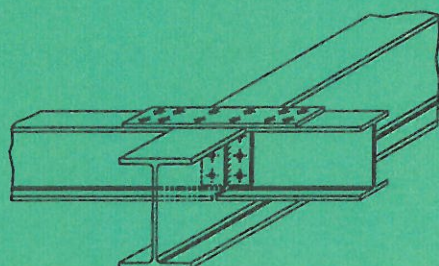
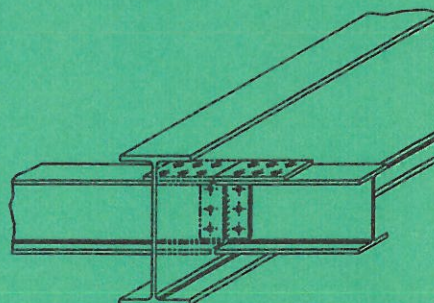
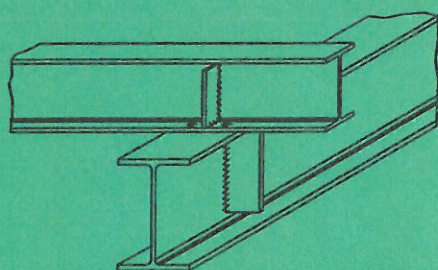
INSTITUTTET FOR BYGNINGSTEKNIK
AALBORG UNIVERSITET

BYGNINGSTEKNISK AFDELING
INGENIØRHØJSKOLEN I ÅRHUS



STÅLKONSTRUKTIONER

SAMLINGER



A. ALBERTSEN, P. EHLERS, S. KLOCH, I. LARSEN
STÅLKONSTRUKTIONER: SAMLINGER
DECEMBER 1997

Udvalgte ESDEP lektioner
ISSN 1395-8232 U9713

FORORD

Dette kompendium er et resultat af et arbejde udført under netværket "Konstruktioner og materialer" kaldet KONMAT, der er gennemført med støtte fra Undervisningsministeriets TUR-midler. Der er desuden ydet tilskud til arbejdet fra Dansk Stålinstitut, Odense.

Med henblik på at tilvejebringe et undervisningsmateriale til et grundkursus i stålkonstruktioner for ingeniørstuderende har en arbejdsgruppe oversat og bearbejdet udvalgte dele af ESDEP-materialet der er et fælleseuropæisk undervisningsmateriale, udarbejdet under projektet European Steel Design Education Programme. Materialet stilles vederlagsfrit til rådighed for undervisningen i stålkonstruktioner i alle de deltagende europæiske lande. Der sigtes mod undervisning på følgende 3 niveauer:

Niveau A:	Grundkurser for ingeniørstuderende
Niveau B:	Kurser for studerende med speciale i stålkonstruktioner
Niveau C:	Efteruddannelseskurser

Materialet er udarbejdet på engelsk og fylder i alt 23 ringbind. En oversigt over samtlige lektioner findes på næste side. Nærmere oplysninger om materialet kan fås ved henvendelse til undertegnede eller til Dansk Stålinstitut, Odense.

Arbejdsgruppen, der bestod af Aksel Albertsen og Søren Kloch, begge Aalborg Universitet, Peter Ehlers, Ingeniørhøjskolen i Århus, Ida Larsen, Ingeniørhøjskolen i Sydsjælland og O. Al-Erhayem, DTU-Helsingør, har i perioden 1995 - 1997 udvalgt, oversat og bearbejdet en række lektioner fra ESDEP-materialet. Formålet med arbejdet har været at udarbejde et undervisningsmateriale på digital form bestående af en række selvstændige lektioner således at disse frit kan kombineres efter behov.

Da alle figurer i originalmaterialet er placeret på selvstændige ark har det været nødvendigt at gennemføre en konvertering og redigere disse ind i teksten. Lektionerne tager udgangspunkt i Eurocode 3: Stålkonstruktioner som den nye danske norm DS 412 (august 98) ligge tæt op ad, derfor er der generelt set ikke redigeret i normstoffet i lektionerne.

Originalmaterialet består af selvstændige lektioner, men redigeringen har ikke omfattet en egentlig sammenskrivning; der vil derfor være en del gentagelser, når de læses i sammenhæng.

Nærværende kompendium indeholder et antal af de oversatte ESDEP-lektioner, udvalgt og samlet af undertegnede til brug for den grundlæggende undervisning i stålkonstruktioner på Aalborg Universitet og Ingeniørhøjskolen i Århus. Af praktiske årsager er materialet opdelt i 2 bind: "Elementer" og "Samlinger".

I indledningen til hver lektion er der henvisninger til andre lektioner, der indeholder nødvendige forudsætninger for at forstå den aktuelle lektion samt henvisninger til lektioner om beslægtede emner. Danske titler henviser til oversatte lektioner, medens *engelske titler* refererer til lektioner, der ikke er oversat. Ved hver lektion er desuden anført den eller de personer, der har oversat og bearbejdet den pågældende lektion. Af hensyn til den løbende revision af materialet anmodes læserne om at meddele konstaterede fejl og mangler direkte til disse personer. En foreløbig udgave af kompendiet (august 1997) har været benyttet i undervisningen i efterårssemesteret 1997.

December 1997

Aksel Albertsen Peter Ehlers Søren Kloch

Genoptrykt med mindre rettelser august 1998 , august 1999 og august 2000.

OVERSIGT OVER ESDEP- MATERIALETS INDHOLD:

- Kapitel 1A Økonomiske og kommercielle faktorer
- 1B Introduktion til udformning og beregning af stålkonstruktioner
- 2 Anvendt metallurgi
- 3 Fabrikation og montage
- 4A Beskyttelse mod korrosion
- 4B Beskyttelse mod brand
- 5 CAD/CAM (computer aided design and manufacture)
- 6 Anvendt stabilitetsteori
- 7 Konstruktionselementer
- 8 Tynde plader og skaller
- 9 Tyndpladekonstruktioner
- 10 Komposit-konstruktioner
- 11 Samlinger - statisk last
- 12 Udmattelse
- 13 Konstruktioner af rør
- 14 Konstruktionssystemer - bygninger
- 15A Konstruktionssystemer - offshore
- 15B Konstruktionssystemer - broer
- 15C Beholdere, master, tårne og skorstene
- 16 Reparation og levetidsvurdering
- 17 Jordskælvpåvirkede konstruktioner
- 18 Konstruktioner af rustfrit stål

ENGELSKKE KAPITELOVERSKRIFTER:

- Chapter 1A Steel Construction: Economic and Commercial Factors
- 1B Steel Construction: Introduction to Design
- 2 Applied Metallurgy
- 3 Fabrication and Erection
- 4A Protection: Corrosion
- 4B Protection: Fire
- 5 Computer Aided Design and Manufacture
- 6 Applied Stability
- 7 Elements
- 8 Plates and Shells
- 9 Thin-Walled Construction
- 10 Composite Construction
- 11 Connection Design: Static loading
- 12 Fatigue
- 13 Tubular Structures
- 14 Structural Systems: Buildings
- 15A Structural Systems: Offshore
- 15B Structural Systems: Bridges
- 15C Structural Systems: Miscellaneous (Bins, Towers & Masts, Chimneys)
- 16 Structural Systems: Refurbishment
- 17 Seismic Design
- 18 Stainless Steel

INDHOLDSFORTEGNELSE

Lektion	Emne	Side
SAMLINGER GENERELT		
11.1.1	Samlinger i bygninger	5
11.1.2	Introduktion til dimensionering af samlinger	19
DIMENSIONERING AF SVEJSESØMME		
11.2.1	Generelt om svejste samlinger	31
11.2.2	Svejste samlinger - Grundlag for svejseberegning	47
11.2.3	Svejste samlinger - Anvendelse af beregningsmetoder for kantsømme	59
DIMENSIONERING AF BOLTE		
11.3.1	Samlinger med uspændte bolte	73
11.3.2	Samlinger med forspændte bolte	91
DIMENSIONERING OG UDFORMNING AF SAMLINGER		
11.4.1	Beregning af samlinger: Grundlæggende bestemmelse af kræfter	105
11.4.2	- - - Fordeling af kræfter i grupper af bolte og svejsninger	121
11.4.3	- - - Overførsel af rent træk eller tryk og forskydning	137
11.4.4	- - - Optagelse af moment ved hjælp af træk- og trykkræfter	153
RAMMER		
14.3	Plastisk beregning af stålrammer	173

SAMLINGER GENERELT

Lektion 11.1.1: Samlinger i bygninger.

FORMÅL

At beskrive måderne, hvorpå samlinger udføres i stålbygninger og at gøre rede for vigtigheden af et korrekt valg af samlingstype, både med hensyn til konstruktionens samlede bæreevne og økonomi.

Desuden omtales grundprincipperne for beregning af samlinger.

FORUDSÆTNINGER

Lektion 1B.5: *Introduction to the Design of Simple Industrial Buildings*

Lektion 1B.7: *Introduction to the Design of Multi-Storey Buildings*

Lektion 3.1.1: *General Fabrication of Steel Structures I*

Lektion 3.5: *Fabrication/Erection of Buildings*

LEKTIONER VEDR. BESLÆGTEDE EMNER

Lektion 11.1.2: Introduktion til dimensionering af samlinger

Lektion 11.2.1-3: Svejste samlinger

Lektion 11.3.1-2: Boltede samlinger

Lektion 11.4.1-4: Beregning af samlinger

Lektion 11.5: *Simple Connections for Buildings*

Lektion 11.6: *Moment Connections for Continuous Framing*

Lektion 11.7: *Partial Strength Connections for Semi-Continuous Framing*

Lektion 11.8: *Splices*

Lektion 13: *Tubular Structures*

RESUMÉ

Behovet for forskellige typer af samlinger i stålkonstruktioner fastlægges, og deres grundlæggende udformning gennemgås. Der gøres rede for forskellige måder, samlinger kan udføres på, når der skal være sammenhæng imellem den lokale overførsel af kræfter i samlingen, konstruktionens bæreevne som helhed og endelig de praktiske aspekter i forbindelse med fremstilling og montage.

Oversat og bearbejdet af: Ida Larsen, Ingeniørhøjskolen i Sydsjælland, august 1996
Peter Ehlers, Ingeniørhøjskolen i Århus, august 1997

1. INDLEDNING

Stålrammebygninger består af et vist antal konstruktionselementer af varierende udformning; disse skal hver især fastgøres på passende måde til de tilstødende dele af konstruktionen. Dette medfører et stort antal samlingstyper.

Indledningsvis kan det være nyttigt at gøre sig klart, i hvilke situationer der typisk vil være behov for at anordne en samling:

- i) Ved retningsændringer, f.eks. bjælke-søjlesamlinger, bjælke-bjælkesamlinger og samlinger mellem forskellige dele i gitre.
- ii) For at sikre håndterbare størrelser af konstruktionsdele ved transport og montage, f.eks. "afbrydes" søjlers længde normalt med stødsamlinger for hver to eller tre etager.
- iii) Ved ændring af konstruktionsdeles type, herunder også fastgørelse af stålele til andre bygningsdele, f.eks. søjlefundamenter, fastgørelse til betonkerner, vægge, gulve og tage.

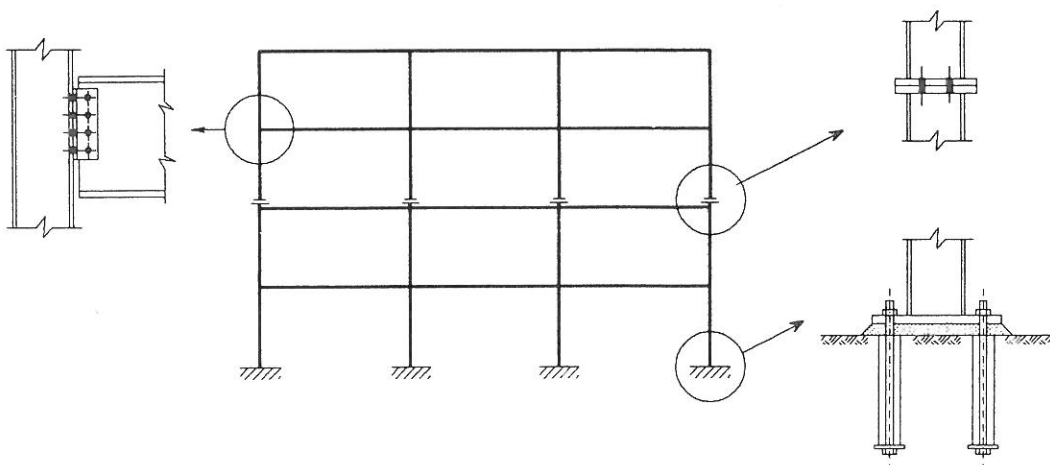
Figur 1 viser eksempler på samlinger i en fleretages ramme.

Samlinger er vigtige dele i enhver stålkonstruktion. Deres mekaniske egenskaber har stor indflydelse på hele konstruktionens styrke, stivhed og stabilitet.

Antallet og kompleksiteten af samlingerne har en afgørende betydning for, hvor meget tid der er påkrævet til de statiske beregninger og fremstilling af tegninger.

Produktion af samlinger, d.v.s. udskæring, boring og svejsning af hovedkomponenterne med tilhørende plader, beslag og afstivninger, bruger en stor del af den samlede tid i fremstillingsvirksomheden. For montagesamlinger er det væsentligt, at de kan udføres på byggepladsen uden besvær.

Derfor har valget, dimensioneringen og detaljeringsgraden af samlingerne i en stålramme en meget stor indflydelse på omkostningerne.



Figur 1. Samlinger i en fleretages ramme.

2. EN SAMLINGS BESTANDDELE

Til samlinger i stålkonstruktioner bruges normalt svejsninger og/eller bolte.

Svejsninger

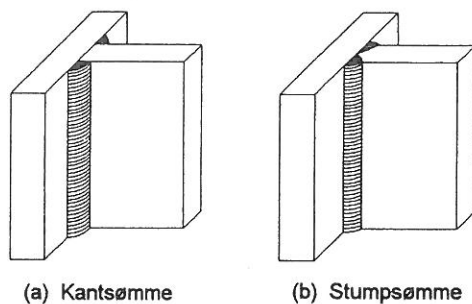
Selvom der er mulighed for forskellige svejsningsformer, foretrækkes kantsvejsninger (se figur 2a) fremfor stumpsvejsninger (se figur 2b), idet disse kun kræver en enkel klargøring af delene før samling. De kan som regel færdiggøres med relativt simpelt udstyr, og kræver ikke specielle færdigheder hos svejseren.

Svejsninger kan udføres på byggepladsen, hvilket dog ofte bliver dyrt af følgende årsager:

- Der skal etableres midlertidige platforme med sikker adgang.
- Arbejdet kan forsinkes, hvis ikke svejsningerne er beskyttet mod vejrliget.
- Arbejdsstederne skal have strømforsyning.
- Der er alligevel brug for midlertidige bolte og beslag for at sammenholde elementer ved montage.
- Inspektionsomkostninger.
- En længere montageperiode kan betyde, at kunden ikke kan overtage bygningen så hurtigt, som det måske er ønskeligt.

Det normale er altså boltede montagesamlinger.

Figur 2.
Forskellige typer af
svejsesamlinger i
T-samlinger.



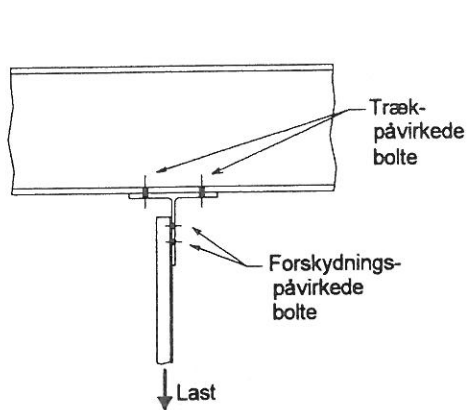
Bemærk tildannelse og detaljer
i den viste T-samling

Bolte

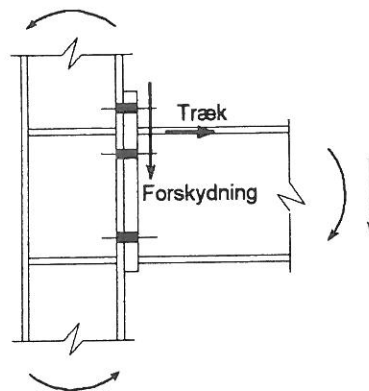
Afhængig af samlingens form og boltens placering belastes de af træk, forskydning eller en kombination af træk og forskydning, se figur 3 og figur 4.

For at undgå de problemer, der kan opstå, når hul- og boltediametre ikke passer helt sammen, bores huller normalt med en diameter, der er 2 mm større end boltediameteren (huller med frigang). Hvor frigangen forårsager flytninger, som ikke er acceptable, kan boltene forspændes for at imødegå glidning.

I konstruktioner med statisk virkende last, f.eks. bygninger, bør forspændte bolte normalt undgås. Både den specielle behandling af kontaktfladerne, der er nødvendig for at få en høj og pålidelig værdi af friktionskoefficienten og de procedurer, der skal til for at opnå den beregnede forspænding, er dyre.



Figur 3. Bolte belastet med træk
hvv. forskydning.



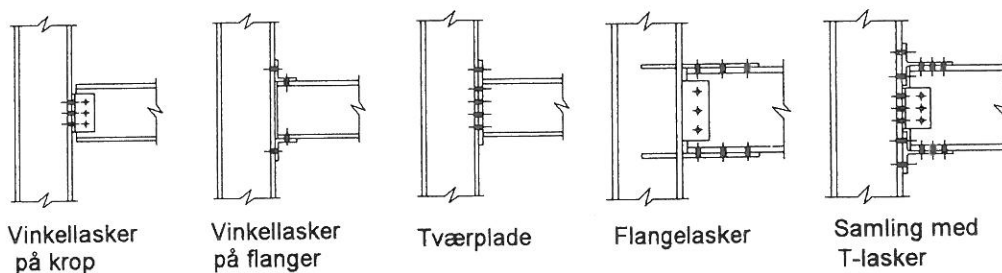
Figur 4. Bolte belastet med samtidig
træk og forskydning.

Andre dele

Ud over bolte og svejsninger er det også tit nødvendigt med andre dele til at overføre kræfter, f.eks. plader og vinkelbeslag. *Figur 5* viser nogle eksempler på bjælke-søjlesamlinger.

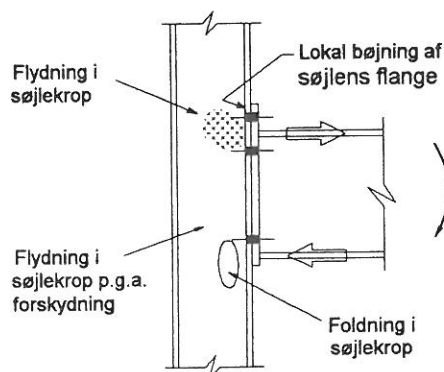
I samlinger kan der opstå svage områder. I bjælke-søjlesamlingen på *figur 6* kan sådanne områder være søjleflangen og søjlekroppen.

Overførslen af meget koncentrerede kræfter til søjlen kan give årsag til lokal flydning og lokal foldning. Disse svigtformer kan blive afgørende for en samplings momentbæreevne. For eksempel er momentbæreevnen for samlingen i *figur 6* mindre end bjælkens fulde plastiske momentbæreevne.

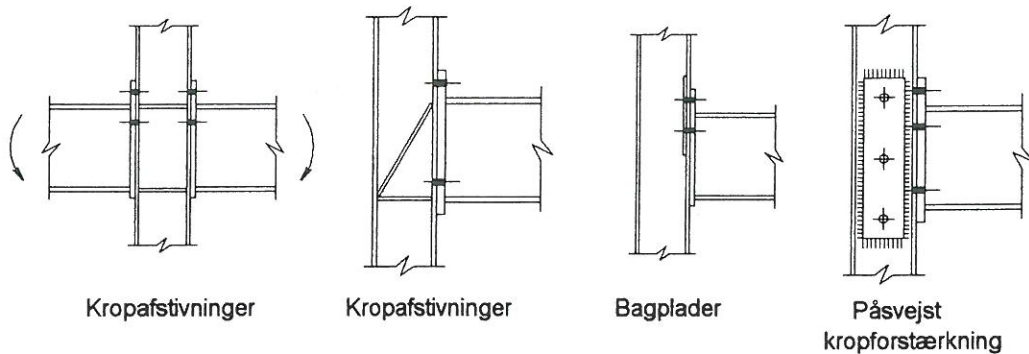


Figur 5. Boltede bjælke-søjlesamlinger.

Figur 6.
Svigtformer i en uafstivet
bjælke-søjle samling.



Hvis det er nødvendigt, kan momentbæreevnen øges ved at afstive de relevante svage områder i samlingen, se *figur 7*.



Figur 7. Eksempler på mulige afstivninger.

3. SAMLINGSTYPER

I bygninger, der er dimensioneret til hovedsaglig at modstå statisk virkende last inklusive vindlast, vil det normalt være tilstrækkeligt at dimensionere samlingerne til at modstå kræfter, der først og fremmest virker i kun en retning. Imidlertid kan der forekomme store lastskift i jordskælvsområder.

Disse lastskift vil normalt kræve en anderledes fremgangsmåde ved dimensioneringen af den bærende konstruktion og dermed føre til andre former for samlinger.

I fleretages bygninger kan samlingerne imellem konstruktionens hoveddele passende klassificeres i:

- Bjælke-bjælkesamlinger.
- Bjælke-søjlesamlinger.
- Søjlestød.
- Søjlefødder.
- Samlinger i gitterafstivninger.

Denne liste indeholder selvfølgelig ikke samlinger imellem hovedkonstruktionen og andre dele af bygværket, f.eks. mellem bjælker og gulve, fastgørelse af pladebeklædning o.s.v.

Til trods for de fem typers forskelle i både geometriske udformning og specielle bæreevnekrav, kommer følgende generelle hensyn dog altid i betragtning:

- Samlingerne bør være stærke nok til at overføre de regningsmæssige belastninger. Med det formål bør de indrettes til at overføre indre kræfter fra en konstruktionsdel til en anden ad jævne "krafruter" så man dermed undgår kraftige spændingskoncentrationer.
- De skal besidde den tilsigtede grad af fleksibilitet eller stivhed.
- Samlingsdelene (plader og beslag) bør placeres således, at de så vidt muligt "falder på plads" på en naturlig måde, er tilgængelige for fastgørelse (i værksted og på byggeplads) - og har en god "pasform".

Projekteringen af enhver stålkonstruktion skal altså på en gang opfylde behovet for tilstrækkelig bæreevne og egnet virkemåde - og kunne udføres i praksis.

Det er klart, at det ofte vil være tilfældet, at forskellige udformninger af en samling opfylder disse behov i forskellig grad. Der kræves en vis portion dømmekraft og erfaring for at afgøre, hvor vigtige de enkelte udformningskriterier er, når det skal besluttet hvilket behov, der skal lægges størst vægt på i en given situation.

Selvfølgelig har den projekterende ikke fuldstændig frit valg, da det altid skal sikres, at samlingen kan overføre de krævede belastninger. Valget i denne henseende afhænger af den aktuelle udformning af samlingen og måske også af i hvilken grad en mere enkelt fremstillet samling ville give mere styrke, end der faktisk kræves.

Som følge heraf bør også værkstedet have indflydelse på projekteringen. Dets erfaring og udstyr bør tages i betragtning, når samlingerne detailprojekteres.

Samlinger med rørprofiler kræver særlig omtanke, idet de udformninger, der bruges ved åbne profiler ikke bare kan kopieres. Hovedårsagen er selvfølgelig de begrænsede adgangsforhold, som hindrer brug af bolte med møtrikker inde i røret. I tilfælde hvor samlingerne kan bestå udelukkende af svejsninger, f.eks. ved værkstedsfremstillede gitre, er løsningen mere enkel. Derimod kræver montagesamlinger større agtpågivenhed, især hvis man ønsker at bevare de karakteristiske "rene linier", som ofte er årsagen til at der vælges netop en konstruktion af rørprofiler.

Flere oplysninger om dette findes i lektionerne i kapitel 13.

For at give et indtryk af de mange forskellige måder, samlinger kan udformes på, vises på *figurerne 8, 9, 10, 11, 12, 13, 14 og 15* eksempler på de ovennævnte samlingstyper.

Figureerne gennemgås i det følgende:

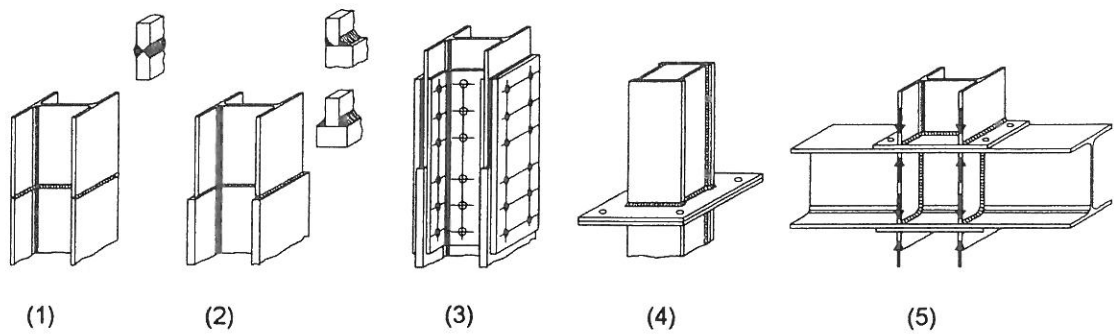
3.1 Søjlestød (Figur 8)

8.1 og 8.2: Dette er svejste stød. Hvis godstykkelserne er forskellige, kan de billigere kantsvejsninger benyttes. Der mindes om, at svejsning nok ikke er den mest velegnede samlingsmetode til montagesamlinger.

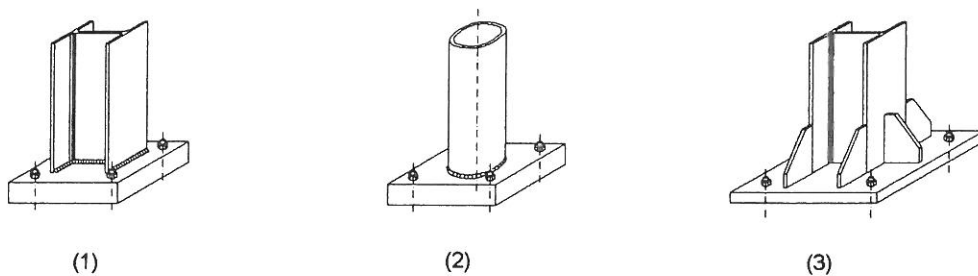
8.3: Boltet stød. De lodrette kræfter kan forudsættes overført ved kontaktryk og/eller gennem pladerne. Pladerne tjener også til at overføre bøjende momenter og forskydningskræfter. Hvis flangerne/kroppene ikke har de samme tykkelser er mellemlader nødvendige.

8.4: En meget brugt stødsamling. På grund af værkstedssvejsningen er pladerne måske ikke fuldstændig plane. Normalt er det dog ikke nødvendigt med en senere maskinbehandling for at opnå en større planhed.

8.5: Af og til er det lettere at gøre bjælken gennemgående. Af stabilitetsgrunde og for at kunne overføre kræfter, er det nødvendigt at afstive bjælken mellem søjlens flanger.



Figur 8. Søjlestød.



Figur 9. Søjlefødder.

3.2 Søjlefødder (Figur 9)

9.1 og 9.2: Tykke fodplader behøver ikke afstivning. Normalt er dette den billigste løsning.

9.3: Tyndere fodplade med afstivninger, som det brugtes tidligere.

3.3 Simple bjælke – søjlesamlinger (Figur 10)

10.1: Samling med laskeplader svejst på søjlen (et-snitsforbindelse).

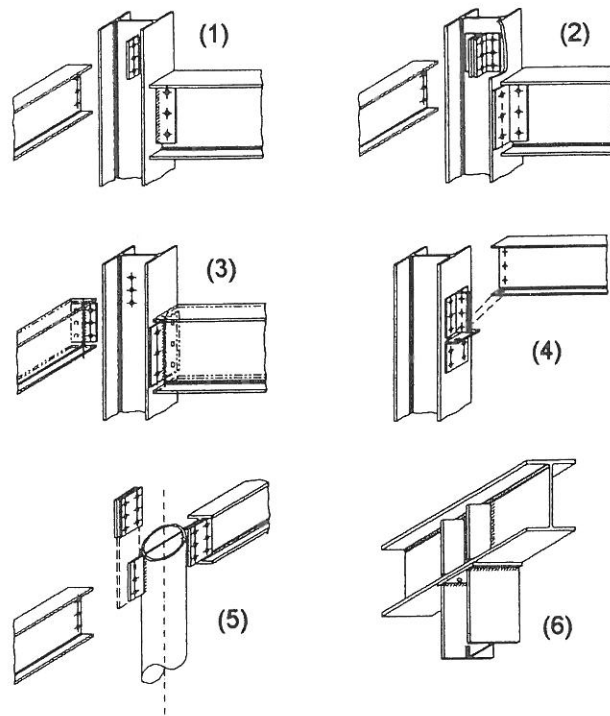
10.2: Boltet samling med vinkelbeslag. Beslagene kan eventuelt svejses på hver sin konstruktionsdel.

10.3: Samling med tynde, fleksible endeplader, som svejses på bjælken.

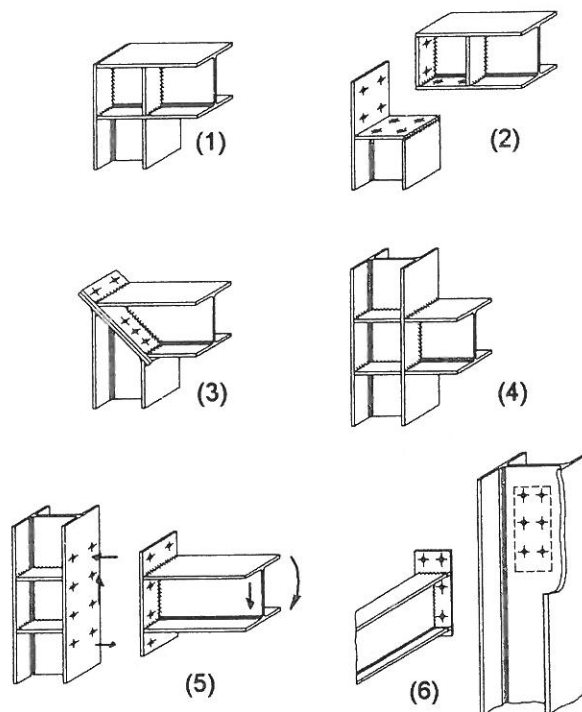
10.4: Boltet samling med vinkelbeslag. Det vandrette vinkelbeslag giver ekstra bæreevne i forhold til samlingen på figur 10.3.

10.5: Ved rør med stor godstykkelse kan pladerne svejses direkte på rørvæggen - her er det ikke nødvendigt at lave slidser i røret til en gennemgående plade. Rørsamlinger omtales mere detaljeret i lektionerne i kapitel 13.

10.6: Stivheden afhænger i høj grad af tykkelsen på søjlens endeplade og af tykkelsen på søjlens flanger. Afstivningspladerne kan i mange tilfælde udelades.



Figur 10.
Simple bjælke-søjlesamlinger.



Figur 11.
Momentstive
bjælke-søjlesamlinger.

3.4 Momentstive bjælke – søjlesamlinger (Figur 11)

11.1: Fuldsvejst samling.

11.2: Boltet hjørnesamling.

11.3: Hjørnesamling med påsvejste endeplader.

11.4: Svejst T-samling.

11.5: Boltet T-samling

11.6: Boltet endepladesamling. Det forudsættes at bjælken fortsætter på den anden side af søjlekroppen.

3.5 Simple bjælke – bjælkesamlinger (Figur 12)

12.1: Behovet for afstivninger afhænger af geometrien og de påførte kræfter. En fordel ved denne samling er at den er billig i fremstilling; men ulempen ved den er, at den har en større total konstruktionshøjde end de andre samlinger på figur 12.

12.2: I denne samling er der ingen grund til at udføre en flangeafskæring som i samling 12.3. Samlingen er derfor billig at fremstille.

12.3: Overflangerne er i samme niveau. Flangeafskæringen gør denne samling dyrere end 12.2.

12.4: Tværbjælken er højere end hovedbjælken. Denne samling er ret billig at fremstille. Charnieret vil opstå, hvor pladen er svejst på kroppen (af hovedbjælken).

3.6 Momenstive bjælke – bjælkesamlinger (Figur 13)

13.1: Denne samling kan sammenlignes med samlingen på figur 12.1. Selvfølgelig bør afstivningerne udelades, hvor det er muligt.

13.2: Trækkraften i tværbjælkens overflange overføres via flangepladen, som krydser hovedbjælkens kropplade gennem en slids. Hvad angår den trykkede del af bjælken, kan det blive nødvendigt med mellemlægsplader til overførsel af trykkraften (kontakttryk).

13.3: I denne samling er en flangeafskæring også nødvendig, som i jvf. figur 12.3.

13.4: Bjælkerne har samme højde.

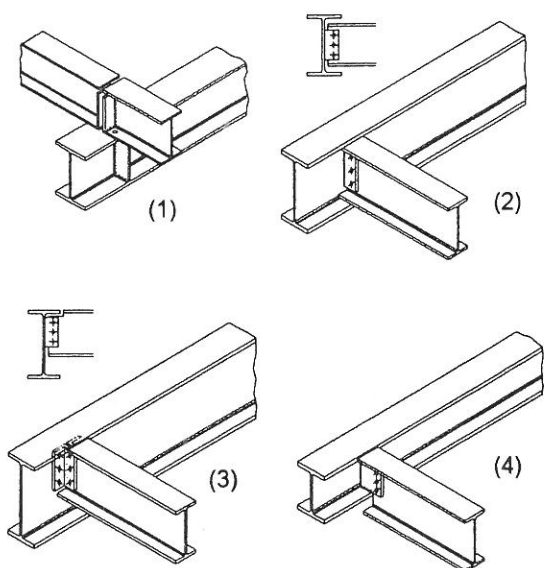
3.7 Samlinger i vandrette afstivninger (Figur 14)

14.1, 14.2, 14.3: Knudepladerne på overflangerne kan give problemer, hvis tag eller gulv udføres af metalplader, der fastgøres direkte oven på bjælkerne.

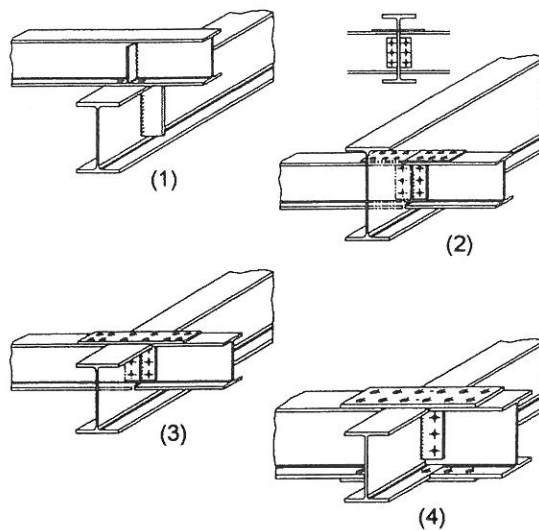
14.4, 14.5, 14.6: U-profilet i figur 14.4 er påkrævet som "gitterhoved" i det vandrette gitter.

3.8 Samlinger i lodrette afstivninger (Figur 15)

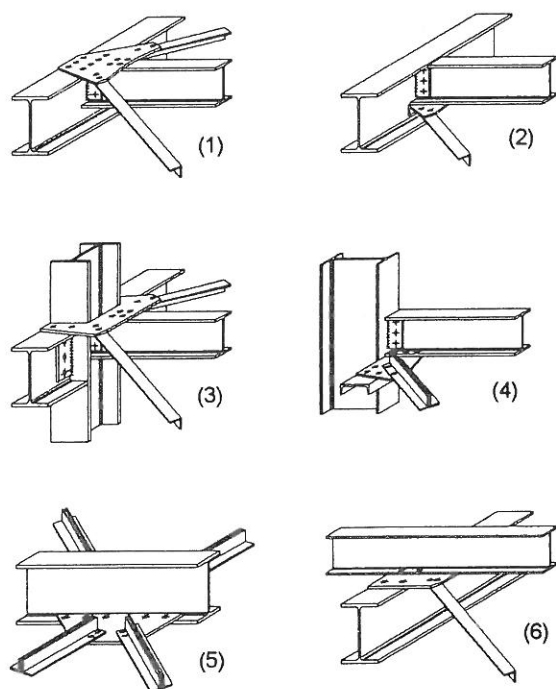
15.1, 15.2, 15.3, 15.4: Forskellige muligheder ved samlinger i afstivninger.



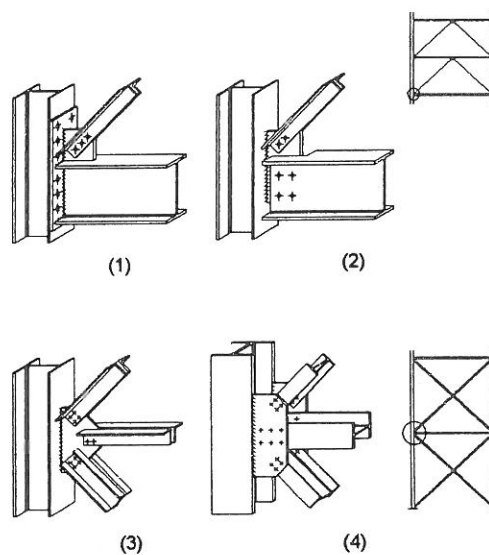
Figur 12. Simple bjælke-bjælkesamlinger.



Figur 13. Momentstive bjælke-bjælkesamlinger.



Figur 14. Samlinger i vandrette afstivninger.



Figur 15. Samlinger i lodrette afstivninger.

4. ØKONOMISK VURDERING

Som allerede nævnt, er der mange krav, der skal imødekommes ved projektering af samlinger. Kravene i forbindelse med konstruktionens bæreevne er videre behandlet i andre dele af lektion 11. De grundlæggende krav m.h.t. økonomi uddybes nedenfor.

Udgifterne til en stålkonstruktion kan opdeles i materialeudgifter og udgifter til arbejdskraft som følger:

· Materialer	20-40%
· Beregning	} 60-80%
· Tegninger	
· Fabrikation	
· Korrosionsbeskyttelse	
· Montage	

Ud fra denne opdeling af udgifterne, kan det konkluderes, at en besparelse på udgifter til arbejdsløn vil have betydelig større indflydelse på stålkonstruktioners totalpris end en besparelse på materialer.

Relationen imellem omkostninger pr. kg. stål og omkostninger pr. mand-time er en faktor, der har stor indflydelse i denne sammenhæng.

Inden for de sidste 20-30 år er prisen på stål steget betydelig mindre end prisen på arbejdskraft. Denne tendens betyder, sammen med udviklingen indenfor fabrikationsteknologi, at de bærende konstruktioner, der var optimale for 10 år siden, måske slet ikke er konkurrencedygtige idag.

En hel del af udgifterne til arbejdskraft har direkte forbindelse med dimensionering og fremstilling af samlinger. Ved projekteringen vil det ofte være bedre at spare på arbejdskraften i forhold til materialerne. Dette faktum kan illustreres med nogle simple eksempler. For at vurdere omkostningerne, gøres følgende forudsætninger:

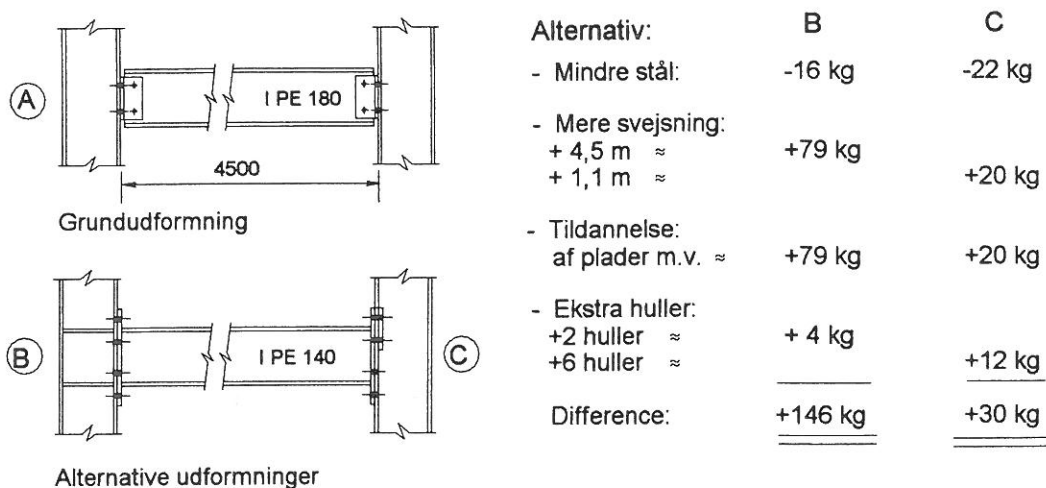
- udgiften til 1 cm³ svejsning svarer til udgiften til 0,7 kg stål.
- udgiften til fabrikation af afstivningsplader er lig med udgifterne til svejsning.
- udgiften pr. hul svarer til udgiften til 2 kg. stål.

På *figur 16* er vist en afstivet ramme. Grundtilfældet er dimensioneret med simple samlinger, der kun skal overføre forskydningskræfter.

Når charnierene erstattes af moment-stive samlinger som [B] og [C], kan bjælke dimensionen ændres fra IPE 180 til IPE 140. Imidlertid er alternativerne [B] og [C] - især førstnævnte - dyrere på grund af ekstraudgifterne til samlingerne. Den bedre økonomi for [C] hænger sammen med, at der her bruges løse bagplader til afstivning af søjleflangerne.

Hvis samme beregning udføres for en bjælke med større spændvidde, f.eks. 10 m, vil resultatet blive, at [C] er billigst.

Sammenhængen mellem momentstivhed i samlingen og i bjælken beskrives yderligere i lektion 11.7 om beregning af delstyrkesamlinger i kontinuerte systemer.



Figur 16. Forskellige udformninger af samlinger i en afstivet ramme.

Et andet eksempel er fodpladerne på *figur 9*. Det kan let vises, at en tyk fodplade uden afstivninger er det billigste i næsten alle tilfælde.

I forbindelse med eksemplet med bjælke-søjlesamlingerne på *figur 16* bør det nævnes, at alternativ [A] ikke har nogen svejsninger. Dette kan betyde, at materiale-flowet i værkstedet er enklere, da det ikke er nødvendigt med et stop ved svejsemaskinen.

Nogle andre aspekter ved dimensioneringen, som kan bedre økonomien:

- Begræns antallet af forskellige boltediametre, boltelængder og boltestyrker så meget som muligt. Brug for eksempel standard M20 bolte, styrkeklasse 8.8 ($f_u = 800$ MPa og $f_y = 640$ MPa), se også lektion 11.3.
- Sørg for at sikre gode adgangsforhold, således at svejsninger let kan udføres.
- Begræns situationer, hvor der kræves præcis tilpasning.
- Gentag standarddetaljer.
- Sørg for gode adgangsforhold for montageboltning.
- Sørg for, at konstruktionsdele hurtigt kan understøttes, så kranen kan frigøres.
- Sørg for, at opretning let kan foretages.
- Tag hensyn til vedligeholdelse, hvor det er nødvendigt.

Disse emner uddybes i lektionerne i kapitel 3 (fremstilling) og 4A (korrosion).

5. AFSLUTTENDE RESUMÉ

- Samlinger er påkrævet, når konstruktionsdele ændres, ved retningsændringer og for at sikre håndterbare elementstørrelser.
- Samlinger skal tilfredsstille kravene om bæreevne. De bør være så stærke, at de kan overføre de regningsmæssige belastninger og samtidig have den ønskede grad af fleksibilitet eller stivhed.
- Samlingernes udformning har stor indflydelse på de færdige konstruktioners pris.
- Der bruges to typer af fastgørelseselementer - svejsninger og bolte.
- Normalt udføres svejsningerne i værkstedet og boltene bruges ved montage.
- Detailprojektering af samlinger bør ske med omtanke for de praktiske aspekter ved fabrikationen samt montagemetode og -rækkefølge.

6. SUPPLERENDE LITTERATUR

1. Boston, R.M. and Pask, J.W. "Structural Fasteners and their Applications", BCSA 1978.
Tegninger af alle slags bolte og fotos af fastgørelsesprocedure samt eksempler på projektering af samlinger.
2. Interfaces: Connections between Steel and other Materials, Ove Arup and Partners. Edited by R. G. Ogden, 1994.
3. Hogan, T.J. and Firkins, A., "Standardized structural connections", Australian Institute of Steel Connection, 1981, 3rd Ed, 1985.
Indeholder beregningseksempler og bæreevnetabeller for væsentlige samlings-typer.
4. Blodgett, O.W., "Design of welded structures", James F. Lincoln Arc Welding Foundation, Cleveland, Ohio, USA, 1972.
Informativ og godt illustreret oversigtsværk, der dækker aspekter inden for projektering og udførelse af svejste konstruktioner.
5. Ballio, G. and Mazzolani, F.M., "Theory and design of steel structures", Chapman and Hall, London, 1983.
Omfattende tekst om stålkonstruktioners teori og beregning. Behandler i vid udstrækning samlinger. En detaljeret beskrivelse af kombinerede laste på kantsømme er af særlig interesse.

6. Draft for Development DD ENV 1993-1-1: 1992 Eurocode 3: Design of Steel Structures, Part 1, General Rules and Rules for Buildings.
Kapitel 6 behandler regler om dimensionering af samlingers enkelte dele, d.v.s. bolte, svejsninger, hulafstande osv. Anneks J omtaler mere detaljeret dimensionering af boltede og svejste bjælke-søjlesamlinger.
7. Essentials of Eurocode 3, Design Manual for Structures in Buildings, ECCS Publication 65, 1991.
8. Bijlaard, F.S.K. et al, Structural Properties of Semi-Rigid Joints in Steel Frames, IABSE Publications, 1989.
Forklarer hvordan fleksibilitet opstår i bjælke-søjlesamlinger og angiver metoder til fastsættelse af stivheds- og styrkeegenskaber.
9. Joints in simple construction, Volume 1: Design methods, SCI/BCSA Publication 205, 2nd Ed, 1993.
Indeholder beregningsmodeller og nogen baggrund for de mest anvendte typer inden for bjælke-søjlesamlinger, bjælke-bjælkesamlinger, søjlestød og søjlefødder.
10. Joints in Simple Construction, Volume 2: Practical Applications, SCI/BCSA Pub 206, 1st Ed, 1992.
Behandler de mere praktiske aspekter vedrørende projektering af samlinger. Indeholder tabeller til at lette samlingsdimensioneringen.
11. Owens, G. W. and Cheal, B. D., Structural Steelwork Connections, 1st Ed, 1989.
Omfattende omtale af mange aspekter vedrørende samlingers dimensionering og virkemåde.

Lektion 11.1.2: Introduktion til dimensionering af samlinger

FORMÅL

At introducere dimensionering af samlinger med hovedvægten lagt på principperne for kraftoverførsel i de forskellige samlingstyper.

FORUDSÆTNINGER

Grundlæggende forståelse for anvendt mekanik samt elasticitets- og styrkelære.

- Lektion 2.3.1: Introduktion til ståls ingeniørmæssige egenskaber.
Lektion 2.4: Ståltyper og -kvaliteter.
Lektion 11.1.1: Samlinger i bygninger.

LEKTIONER VEDR. BESLÆGTEDE EMNER

- Lektion 11.2.1-3: Svejste samlinger
Lektion 11.3.1-3: Boltede samlinger (*11.3.3 er ikke oversat*)
Lektion 11.4.1-4: Beregning af samlinger
Lektion 11.5: *Simple Connections for Buildings*
Lektion 11.6: *Moment Connections for Continuous Framing*
Lektion 11.7: *Partial Strength Connections for Semi-Continuous Framing*
Lektion 11.8: *Splices*
Lektion 13.1-3: *Tubular Structures*

RESUMÉ

Hovedkomponenterne i svejste og boltede samlinger beskrives. Grundlaget for kraftoverførsel fra det bærende element præsenteres, og forskellige lastkomponenter fastlægges. Fremgangsmåden til at fastlægge kraftoverførsel, vurdere styrkekrav og eftervise elementernes bæreevne præsenteres i generelle vendinger som en optakt til den mere detaljerede beskrivelse af emnet i lektion 11.2, 11.3 og 11.4.

Oversat og redigeret af: Ida Larsen, Ingeniørhøjskolen i Sydsjælland, august 1996
Peter Ehlers, Ingeniørhøjskolen i Århus, august 1997

1. INDLEDNING

Motiveringen for at etablere samlinger i alle slags stålkonstruktioner er allerede beskrevet i lektion 11.1.1, hvor også konstruktionsmæssige og økonomiske hovedkrav er omtalt. I denne lektion behandles kravene til konstruktionen (styrke, stivhed og deformationskapacitet) mere detaljeret. Klassifikation af samlinger i.h.t. Eurocode 3 introduceres. Denne klassifikation omhandler stivheden og styrken af bjælke-søjle-samlinger.

Den projekterendes frihed til at vælge dels samlingstype, dels detaljer for selve typen, medfører en stor variation af samlinger, se f.eks. figurerne i lektion 11.1.1. Undersøgelsen af samlings bæreevne præsenteres i afsnit 4 i denne lektion, hvor der vises et antal eksempler på fastlæggelse af overførsel af typiske snitkræfter.

2. KRAV TIL BÆREEVNE

Stålets relevante egenskaber er dets styrke, stivhed og dets duktilitet (deformationskapacitet). Disse egenskaber kan demonstreres ved hjælp af en trækprøve, se *figur 1*. En korrekt dimensioneret stålkonstruktion skulle gerne besidde de samme gode egenskaber.

De grundlæggende krav til konstruktionselementer/samlinger drejer sig derfor om styrke, stivhed og deformationskapacitet.

Figur 2 angiver definitioner for de ovennævnte krav i en bjælke-søjlesamling dimensioneret til at overføre et moment fra bjælken til søjlen.

Rotationskapaciteten er et mål for den deformation, der må optræde, før svigt et eller andet sted i konstruktionen forårsager et fald i momentbæreevnen.

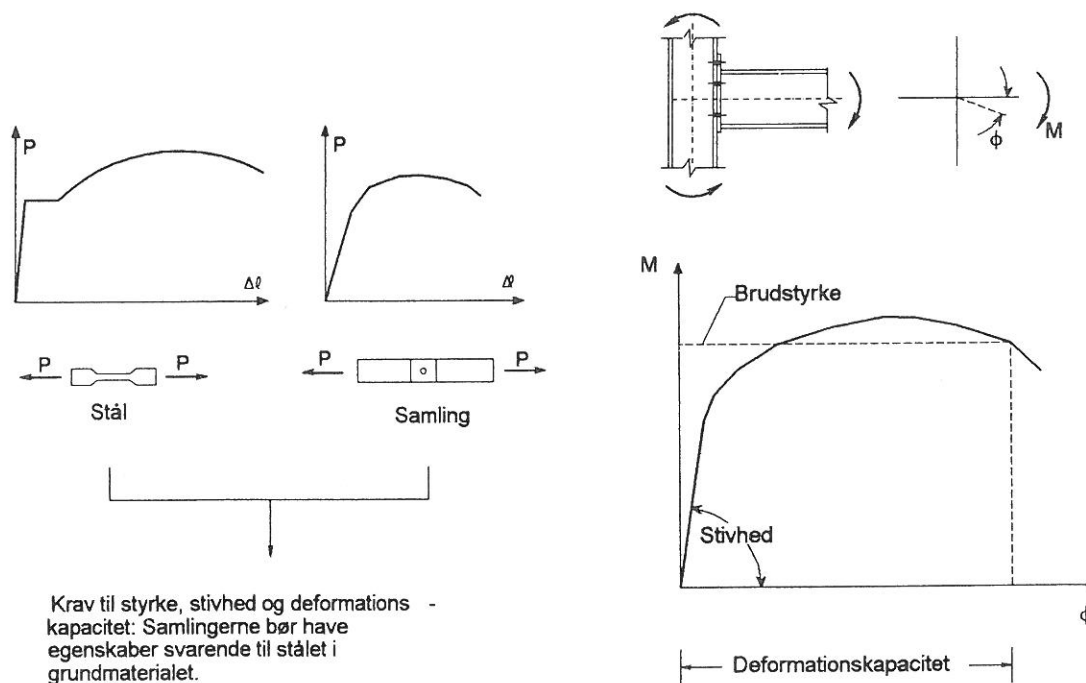
Styrken, stivheden og deformationskapaciteten for samlinger diskuteres mere detaljeret nedenfor:

Styrke

For at bestemme de kræfter, der påvirker samlingen, må der udføres en statisk beregning. Sådanne beregninger indeholder bestemmelse af regningsmæssige laster og valg af statisk system for konstruktionen, se *figur 3*.

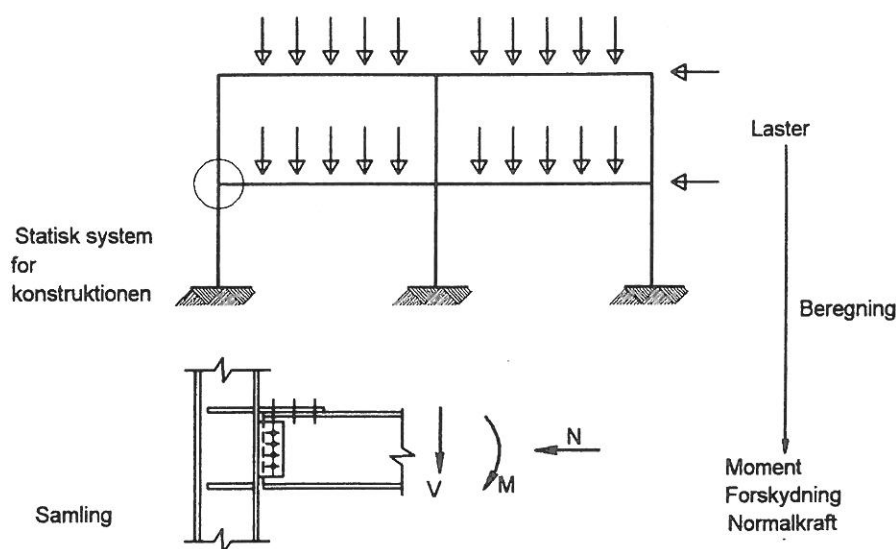
Ved fastlæggelse af det statiske system, er samlingerne et vigtigt element.

Samlinger kan antages at være stive, at virke som charnierer eller at have en stivhed, der er en mellemting mellem disse to muligheder. Deformationskapaciteten hos henholdsvis konstruktionsdelene (bjælker og søjler) og samlingerne spiller en vigtig rolle for konstruktionens endelige kraftfordeling.



Figur 1. Styrke, stivhed og deformationskapacitet for stål og samlinger.

Figur 2. Moment-rotationsdiagram for en bjælke-søjlesamling (arbejdskurve).



Figur 3. Fastlæggelse af kræfterne i en samling.

Alle konstruktionsdele skal dimensioneres, således at de både kan modstå de beregnede kræfter og har den fornødne deformationskapacitet i henhold til de forudsætninger, der er gjort ved beregningen af konstruktionen som helhed.

Stivhed

En samlings stivhed har indflydelse på den lasttype og -størrelse, som samlingen skal dimensioneres for. En samling med lille rotationsstivhed kan ikke optage ret store bøjningsmomenter og kan derfor opfattes som et charniere i det statiske system.

Selvfølgelig har samlingernes stivhed indflydelse på bjælkernes deformationer. Især i ikke-afstivede rammer kan samlingernes stivhed have betydelig indflydelse på konstruktionens stabilitet og dens deformationer som helhed.

Hvis samlingerne ved fastlæggelse af det statiske system antages at være bøjningsstive, skal de som en konsekvens af dette udformes således, at deres deformationer kun har ubetydelig indflydelse på lastfordelingen og selve konstruktionens deformationer.

Forudsættes samlingerne derimod at være bøjningsslappe, skal de have passende fleksibilitet for at tillade indbyrdes vinkeldrejninger uden at forårsage betydende bøjningsmomenter, som kan lede til tidligt svigt af (dele af) samlingen eller tilstødende elementer.

Fastlæggelsen af samlingens stivhed diskuteres yderligere i afsnit 3 i denne lektion. I mange tilfælde er det acceptabelt at dimensionere samlinger ved alene at tage hensyn til deres styrke.

Deformationskapacitet

Kravene til styrke og stivhed er klare. De fremgår af den statiske beregning.

Kravene til deformationskapacitet er mere kvalitative. I praksis kan det nogle gange være svært at checke dette krav.

Duktile samlinger, som har stor deformationskapacitet, bidrager til konstruktionens totale sikkerhed i det tilfælde, hvor samlingen bliver overbelastet. Sådanne samlinger kan i visse tilfælde være et designkrav, f.eks. ved plastisk dimensionering, hvor der dannes flydeled i samlingerne.

3. KLASSIFIKATION SOM DIMENSIONERINGSGRUNDLAG

Samlinger skal dimensioneres i henhold til deres krævede virkemåde. Adskillige dimensioneringsmetoder er mulige, når det angår stivhed og styrke. I *figur 4* angives tre forskellige udformninger af en bjælke - søjlesamling sammen med de respektive karakteristika for deres moment-rotation, dvs for sammenhængen mellem momentet og den indbyrdes vinkeldrejning mellem bjælke og søjle. Disse karakteristika kan beskrives som følger:

- I Både rotationsstivheden og momentbæreevnen er lille og kan med rimelighed negligeres - denne samling er altså et charniere (bøjningsslap). Kun lodret forskydning skal overføres. Forskydningens størrelse er lig med reaktionen i bjælkeenden.
- II En mellemting imellem karakteristik I og III, hvor samlingerne besidder en begrænset momentbæreevne, der er mindre end bjælkens fulde momentbæreevne og en rotationsstivhed, som dog tillader nogen relativ rotation. (Sådanne samlinger kan som regel betegnes både som "halvstive" og "delstyrke" - samlinger. Der kan imidlertid godt forekomme "fuldstyrke"-samlinger, som er "halvstive" - og "stive" samlinger behøver ikke nødvendigvis at have fuld styrke).
- III Rotationsstivheden er meget høj og samlingens momentbæreevne er mindst ligeså stor som bjælkens. Kontinuitet sikres ved at der ikke optræder rotation af bjælken i forhold til søjlen - både bjælkens endereaktion og endemoment overføres til søjlen.

Alle tre muligheder kan anvendes i forbindelse med fleretages rammer.

Type III kan anvendes ved både afstivede og uafstivede rammer. Type I passer kun til afstivede rammer. Type II kan bruges ved både afstivede og uafstivede rammer, men i det sidstnævnte tilfælde skal der tages hensyn til den indflydelse, samlingens fleksibilitet har på rammens virkemåde.

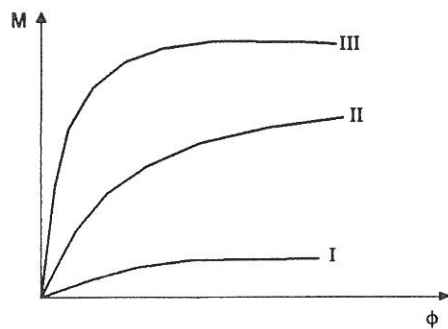
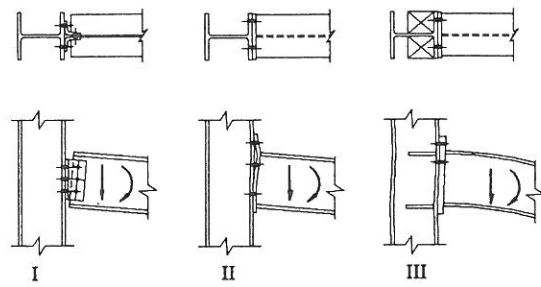
Figur 5 angiver symboler for div. rotationsstivheder til brug ved rammeberegning.

Eurocode 3 indeholder beregningsregler, der omfatter både rotationsstivheden og momentbæreevnen.

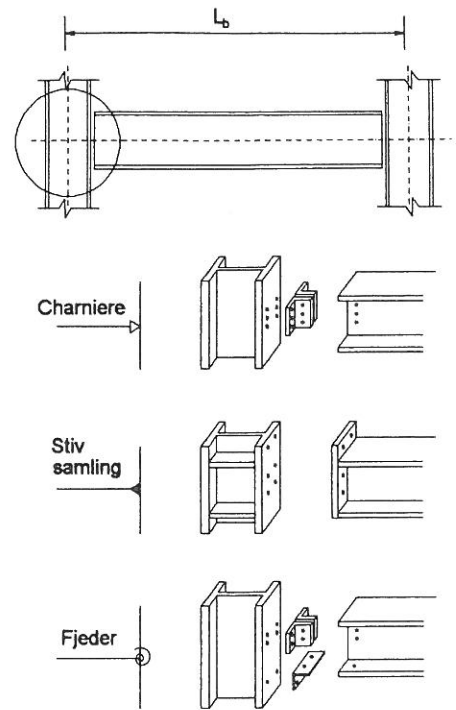
De $M - \Phi$ kurver, der måles ved forsøg, er generelt ikke-lineære. Et andet fænomen er, at stive samlinger af og til har lav momentbæreevne og vice versa.

Nogle eksempler vises på *figur 6*. Her er kurve E karakteristisk for nogle typer af boltsamlinger med frigangshuller. Ved små momenter vil slip forårsage en rotation førend et større moment kan overføres.

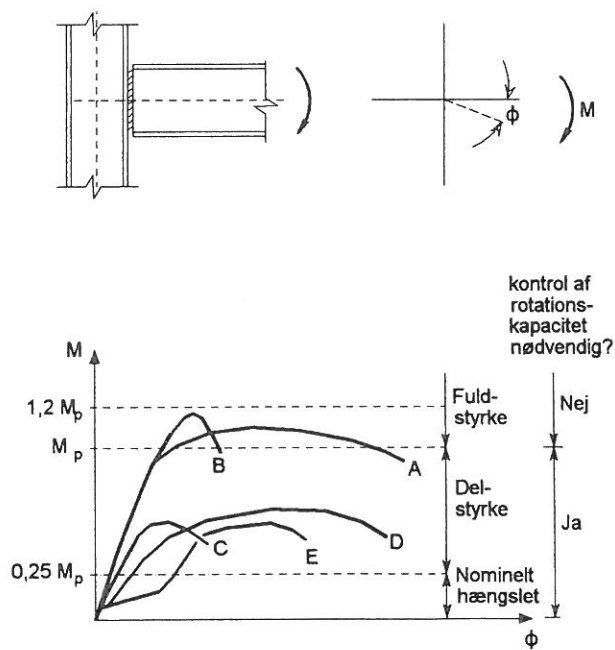
I praksis vil det være nødvendigt at idealisere $M - \Phi$ kurverne. Ved dimensionering kan, som vist på *figur 7*, anvendes både ikke-lineære idealiseringer og lineære idealiseringer (bilineære eller trilineære).



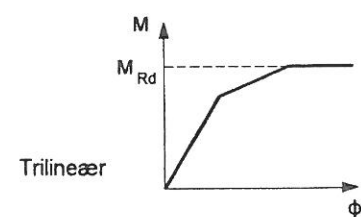
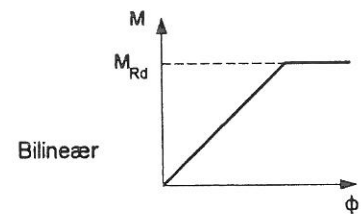
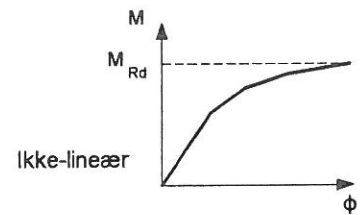
Figur 4. Moment-rotationsdiagrammer.



Figur 5. Symboler for forskellige rotationsstivheder.



Figur 6. Forskellige former for M-φ kurver.



Figur 7. Forskellige idealiseringer af M-φ kurver.

I Eurocode 3 angives en klassifikation af samlinger, baseret på styrke og stivhed.

Ved inddeling efter styrke skelnes der mellem følgende klasser:

- charnieresamlinger (nominelt hængslede) $M_{Rd} \leq 0,25 M_{Pl,Rd}$
- delstyrkesamlinger $0,25 M_{Pl,Rd} < M_{Rd} < M_{Pl,Rd}$
- fuldstyrkesamlinger $M_{Rd} \geq M_{Pl,Rd}$
- fuldstyrkesamlinger, hvor rotationskapacitet ikke kontrolleres $M_{Rd} \geq 1,2 M_{Pl,Rd}$

hvor

M_{Rd} er samlingens regningsmæssige momentbæreevne.

$M_{Pl,Rd}$ er bjælkens regningsmæssige styrke (fuldt plastisk moment).

Denne styrkeklassificering er anvendelig, hvis konstruktionen dimensioneres ved hjælp af plasticitetsteori. Med en fuldstyrkesamling dannes der teoretisk set et flydeled i bjælken. I virkeligheden er det imidlertid muligt, at bjælkematerialets flydespænding kan være (betydelig) større end den angivne minimumsværdi.

Det er derfor muligt, at flydeledet alligevel vil dannes i samlingen, til trods for at beregningen viser, at $M_{Rd} > M_{Pl,Rd}$. I sådanne tilfælde, er det stadig nødvendigt, at samlingen har tilstrækkelig rotationskapacitet til at udvikle den plastiske mekanisme. Rotationskapaciteten skal i alle tilfælde eftervises. Der defineres dog en grænse for samlingens styrke, nemlig $1,2 M_{Pl,Rd}$ (se figur 6), over hvilken det antages, at flydeledet vil optræde i bjælken og ikke i samlingen.

Ved inddeling efter stivhed er klassifikationen følgende:

- charnieresamlinger (nominelt hængslede samlinger) $S_j \leq 0,5 EI_b/L_b$
- halvstive samlinger $0,5 EI_b/L_b < S_j < 8EI_b/L_b$ (afstivede rammer) eller $25 EI_b/L_b$ (uafstivede rammer)
- stive samlinger $S_j \geq 8 EI_b/L_b$ (afstivede rammer) eller $25 EI_b/L_b$ (uafstivede rammer)

hvor

S_j er samlingens rotationsstivhed (sekantstivhed)

EI_b er bjælkens bøjningsstivhed

L_b er bjælkens spændvidde (se figur 5).

Dimensionering af nominelt hængslede samlinger indebærer kun hensyntagen til forskydningsstyrke og behandles i lektion 11.5.

Ved momentsamlinger skal der både tages hensyn til momentbæreevnen og forskydningsbæreevne. Stive og/eller fuldstive samlinger behandles i lektion 11.6.

Dimensionering, der forudsætter halvstive og/eller delstyrke-bæreevne beskrives i lektion 11.7.

4. KRAFTOVERFØRSEL

I afsnit 2 i denne lektion angives det, at samlinger skal dimensioneres til at kunne overføre momenter og/eller forskydningskræfter og/eller normalkræfter, se f.eks. samlingen i *figur 3*.

Næste trin i undersøgelsen er at bestemme kraftfordelingen i samlingen, se *figur 8*. Det er ikke nødvendigt - og ofte heller ikke muligt - at bestemme den virkelige fordeling af de indre kræfter. Det er tilstrækkeligt at antage en realistisk fordeling, forudsat at:

- de indre kræfter er i ligevægt med den påførte last
- hver del af samlingen er i stand til at modstå disse kræfter
- de deformationer, som den forudsatte kraftfordeling forårsager, ikke overstiger deformationskapaciteten for hverken fastgørelseselementerne (bolte, svejsninger) eller for de tilstødende dele.

At bestemme kraftfordelingen er den vanskeligste del af beregningsproceduren, fordi det nødvendigvis indebærer visse simplificerende antagelser om den måde samlingen "virker" på.

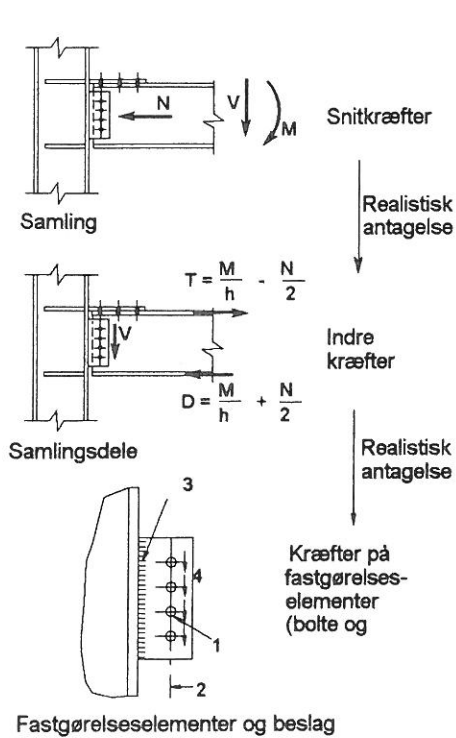
I lektion 11.4 (Analyse af samlinger) beskrives dette emne detaljeret.

Som allerede nævnt i lektion 11.1.1, findes der en mangfoldighed af samlingstyper og samlingsformer.

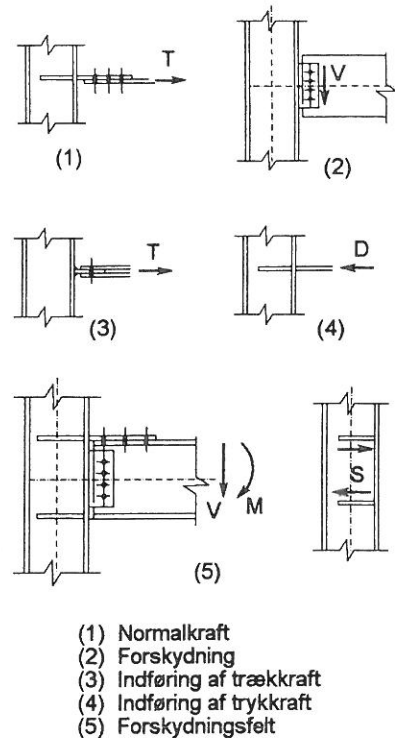
For at få et overblik over det store udvalg af samlingstyper og -former, er det nyttigt at betragte en række grundlæggende belastningstilfælde for samlinger, se *figur 9*. Flere eksempler er vist på *figur 10-14*. For hver af disse former for kraftoverførsel findes en række mulige brudformer, som alle skal undersøges, idet det svageste led bestemmer samlingens bæreevne for den påførte last.

Denne fremgangsmåde illustreres på *figur 15*, hvor en uafstivet (søjle) krop påvirkes af en trækraft.

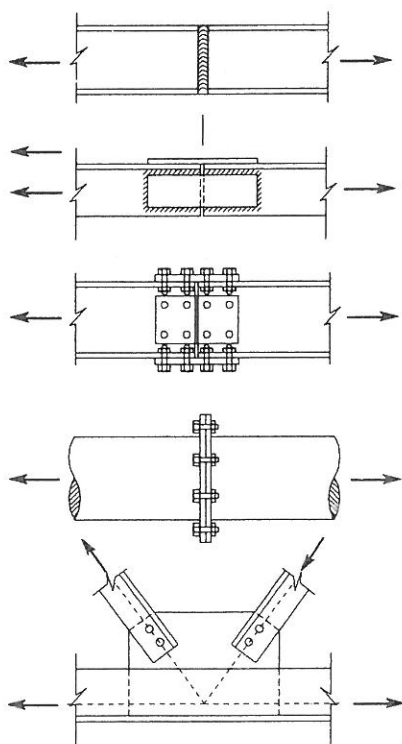
Detaljeret behandling af fastgørelseselementer findes i lektion 11.2 (Svejsninger) og 11.3 (Bolte), mens lektionerne 11.4.1 - 11.4.4 behandler den detaljerede udformning og beregning af samlinger ved hjælp af de allerede nævnte grundlæggende belastningstilfælde.



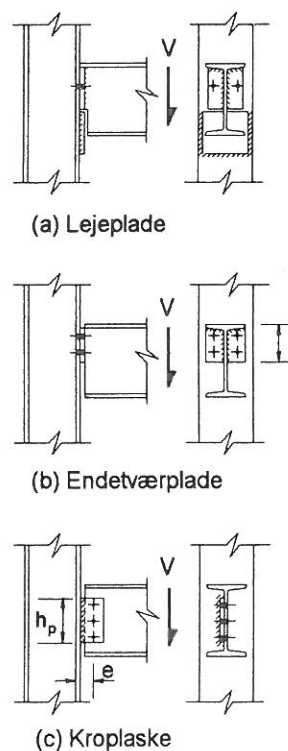
Figur 8. Kraftfordeling på konstruktionsdele og fastgørelseselementer.



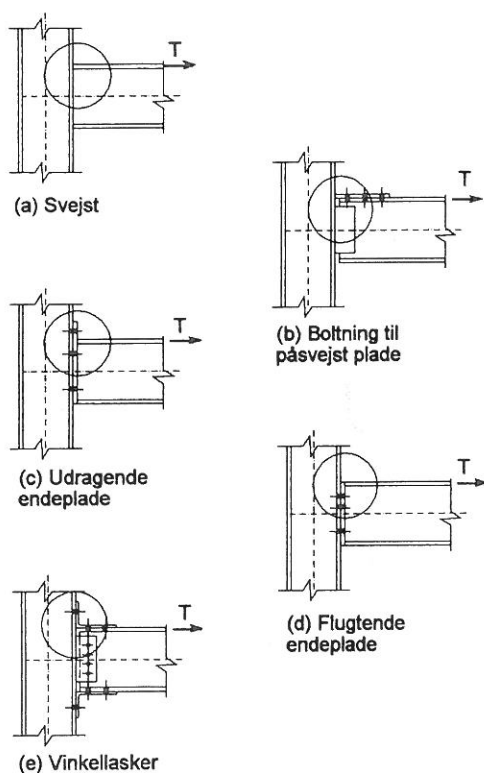
Figur 9. Grundlæggende lasttilfælde for samlinger.



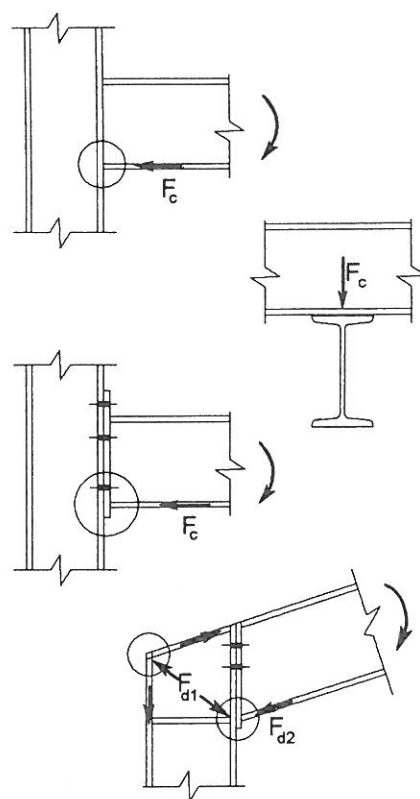
Figur 10. Eksempler på overførsel af centrale træk- og trykkræfter.



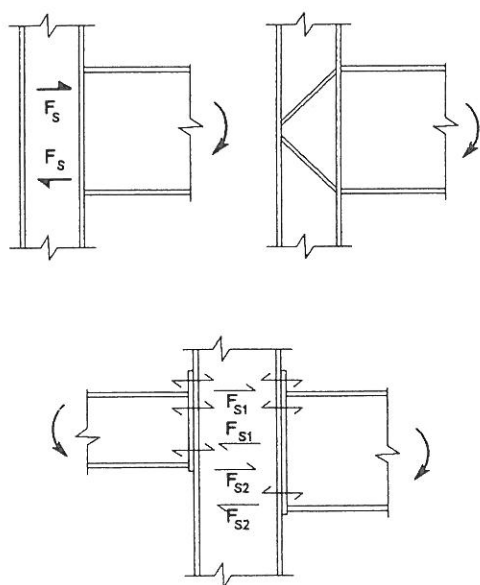
Figur 11. Eksempler på overførsel af forskydningskraft.



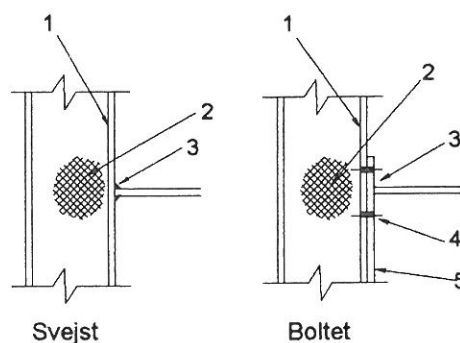
Figur 12. Eksempler på overførsel af lokal trækraft.



Figur 13. Eksempler på overførsel af lokal trykkræft.



Figur 14. Eksempler på overførsel af forskydningskræfter gennem forskydningsfelter.



1. For stor deformation af søjleflange
2. Flydning eller udrivning i søjlekrop
3. Brud i svejsning
4. Brud i bolte
5. Flydning i tværlade

Figur 15. Mulige brudformer ved påførsel af trækraft på søjlekrop. (jf. tilfælde 3 på figur 9)

5. AFSLUTTENDE RESUMÉ

- Det principielle konstruktionskrav til en samling er, at den sikkert skal kunne overføre last fra de understøttede elementer til det bærende element.
- Ovennævnte krav indebærer, at tre egenskaber for samlingen skal tages i betragtning: styrke, stivhed og deformationskapacitet.
- Bjælke - søjlesamlinger kan ved hjælp af deres stivhed klassificeres som charnièresamlinger, halvstive eller stive samlinger. Hvad angår deres evne til at overføre momenter, kan de også klassificeres som charniere-, delstyrke- eller fuldstyrkesamlinger.
- Dimensioneringen af samlinger indebærer antagelsen af en realistisk indre kraftfordeling, som er i ligevægt med de ydre kræfter, og hvor hvert element er i stand til at overføre den forudsatte kraft. Desuden må deformationerne ikke overstige elementernes deformationskapacitet.
- Ved dimensionering af samlinger kan der skelnes mellem et antal grundlæggende situationer for overførsel af snitkræfter.

6. LITTERATURHENVISNINGER

- [1] Eurocode 3: "Design of steel structures": ENV 1993-1-1: Part 1.1: General rules and rules for buildings, CEN, 1992.

Kapitel 6 omfatter udformning og beregning af samlingselementer. I Appendiks J og L behandles bjælke-søjle samlinger og søjlefødder.

7. SUPPLERENDE LITTERATUR

1. Essentials of Eurocode 3, Design manual for steel structures in buildings. ECCS, Publication No 65, Brussels 1991.

Hjælpemiddel ("Ståbi") ved brug af Eurocode 3. Indeholder tabeller og vejledning.

2. Design examples to Eurocode 3
ECCS, Publication No 71, Brussels, 1993

Indeholder et stort antal taleksempler vedrørende svejste og boltede samlinger.

3. Kulak, G. L., Fisher, J. W. and Struik, J. H. A., "Guide to design criteria for bolted and riveted joints". 2nd Edition, John Wiley & Sons, 1987.

Indeholder en grundig vurdering af boltede samlinger og giver en detaljeret oversigt over beregningsmetoder for disse.

4. Hart, F., Henn, W. and Sontag, H., "Stahlbau Atlas - Geschossbauten", International Architecture Dorkumentation, Munich, 1982

Denne bog indeholder et stort antal praktiske eksempler på udformning af samlinger i stål- og kompositkonstruktioner til bygninger. Oversat til fransk, engelsk, hollandsk og italiensk.

5. Pask, J. W., "Manual on Connections", Volume 1 - Joints in Simple Connections, BCSA, 1982

Grundig behandling af samlinger i fleretages rammekonstruktioner. Der slås til lyd for standardløsninger i en række tilfælde.

6. Ballio, G. and Mazzolani, F. M., Theory and design of steel structures. Chapman and Hall, London, 1983

Grundig behandling af såvel udformning som beregning af stålkonstruktioner, især samlinger.

7. Bijlaard F. S. K. et al, Structural properties of semi-rigid joints in steel frames IABSE publications 1989

Forklarer begrebet fleksibilitet i bjælke-søjle samlinger samt angiver metoder til fastsættelse af disses stivheds- og styrkeegenskaber.

DIMENSIONERING AF SVEJSESØMME

Lektion 11.2.1: Generelt om svejste samlinger.

FORMÅL

At beskrive forskellige typer af konstruktionssvejsninger samt orientere om forarbejdning og svejsekvalitet.

FORUDSÆTNINGER

- Lektion 1B.5: Introduktion til projektering af enkle industribygninger
- Lektion 2.1: *Characteristics of Iron-Carbon Alloys*
- Lektion 2.3: Introduktion til ståls materialeegenskaber
- Lektion 3.2: *Erection*
- Lektion 3.5: *Fabrication/Erection of Buildings*
- Lektion 3.6: *Inspection/Quality Assurance*
- Lektion 11.1.2: Introduktion til dimensionering af samlinger

LEKTIONER VEDR. BESLÆGTEDE EMNER

- Lektion 2.4: Ståltyper og -kvaliteter
- Lektion 2.6: *Weldability of Structural Steels*
- Lektion 3.3: *Principles of Welding*
- Lektion 3.4: *Welding Processes*
- Lektion 11.2: Svejste samlinger
- Lektion 11.4: Beregning af samlinger

RESUMÉ

Svejsningers mekaniske og geometriske karakteristika forklares. Grundlæggende principper for kantforarbejdning, montering og kvalitet af svejsninger præsenteres.

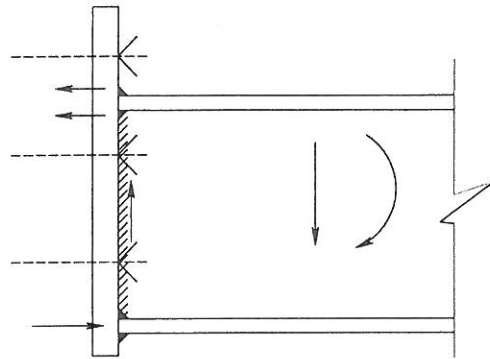
Oversat og redigeret af:

Ida Larsen, Ingeniørhøjskolen i Sydsjælland, august 1996
Søren Kloch, Aalborg Universitet, april 1997. Rev. dec. 1997.

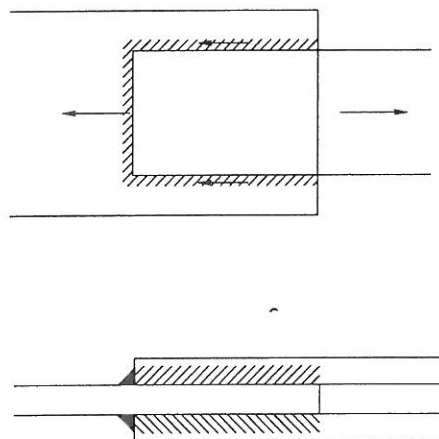
1. INTRODUKTION

Når der er fordelagtige arbejdsforhold, er svejsning den mest økonomiske måde at udføre samlinger på. Derfor er værkstedssamlinger som regel svejsede. Kræves der montagesamlinger, er de for det meste boltede, dog er samlingerne ofte forberedt i værkstedet med påsvejsede plader o.s.v., som er nødvendige for den boltede samling.

Figureerne 1-3 viser nogle eksempler på svejste samlinger, og hvordan de overfører kræfter.

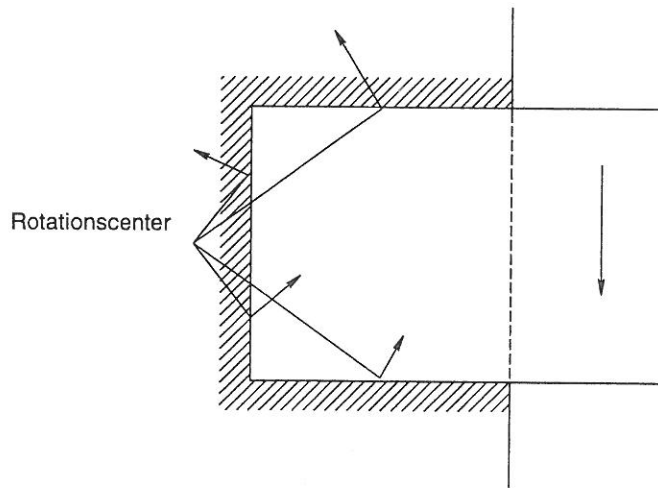


Figur 1. Svejst samling mellem bjælke og endeplade



Kraften forudsættes fordelt på svejseømmene
proportionalt med deres styrke

Figur 2. Overlapforbindelse



Figur 3. Ekscentrisk belastet svejsesøm

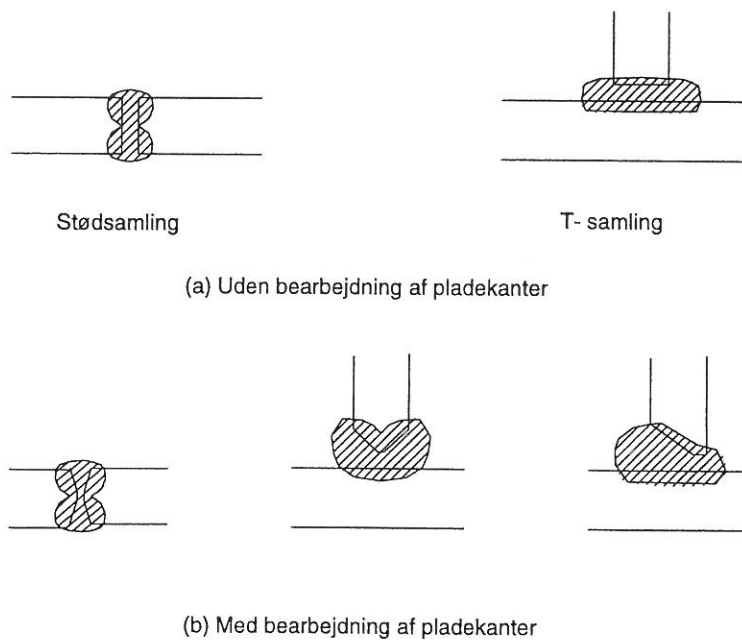
2. SVEJSE SØMSTYPER

I bygningskonstruktioner er ca. 80% af svejsesømmene kantsømme og 15% stumpsømme. De resterende 5% er hul-, slids- og punktsvejsninger.

2.1. Stumpsømme

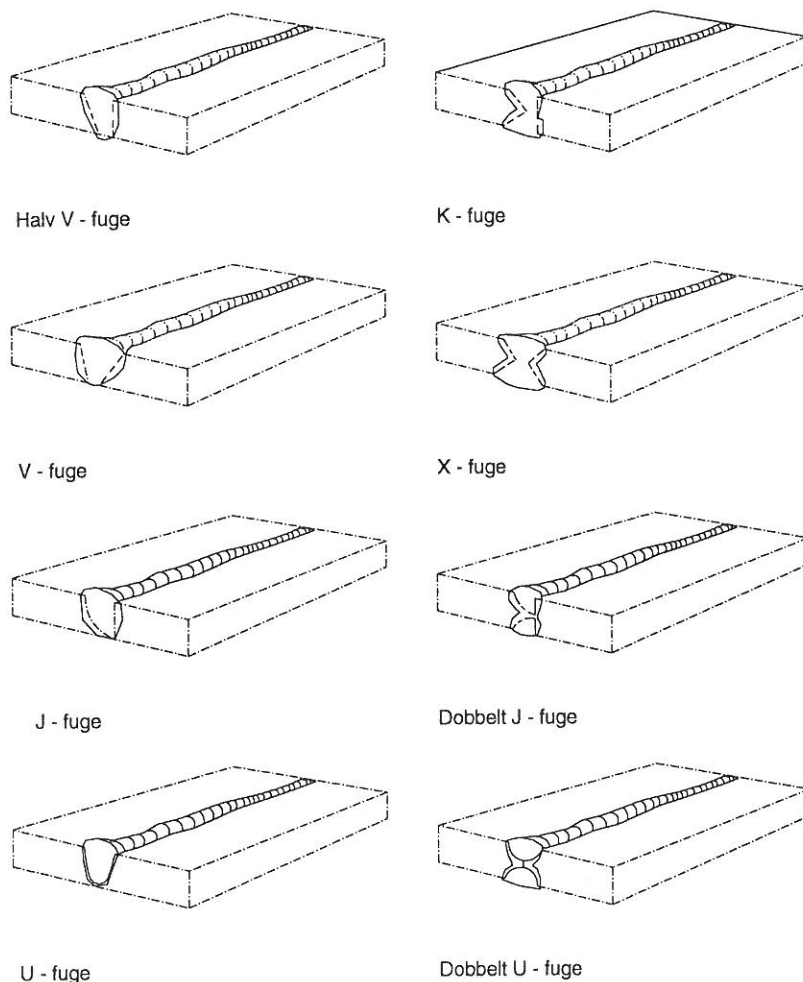
En stumpsøm udføres indenfor konturerne af de plader, der skal samles. Som regel er det nødvendigt at bearbejde pladekanterne før svejsning, se *figur 4b*.

Hvis pladetykkelsen er mindre end 5 mm, kan tildannelse af kanterne undgås, se *figur 4a*.



Figur 4. Stumpsømme med fuld gennemsvejsning

De bearbejdede pladekanter i en stumpsøm kan have adskillige geometriske former, se figur 5.



Figur 5. Fugetyper

Ved stumpsømme skelnes der imellem:

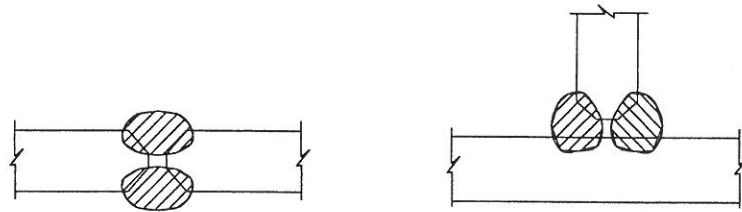
- fuldt gennemsvejste stumpsømme, i hvilke der foregår fuldstændig gennemsvejsning og sammensmeltning af svejsmetal og grundmateriale i hele fugens dybde, se figur 4.
- delvist gennemsvejste stumpsømme, hvor indtrængningsdybden er mindre end fugens totale dybde, se figur 6.

2.2. Kantsømme

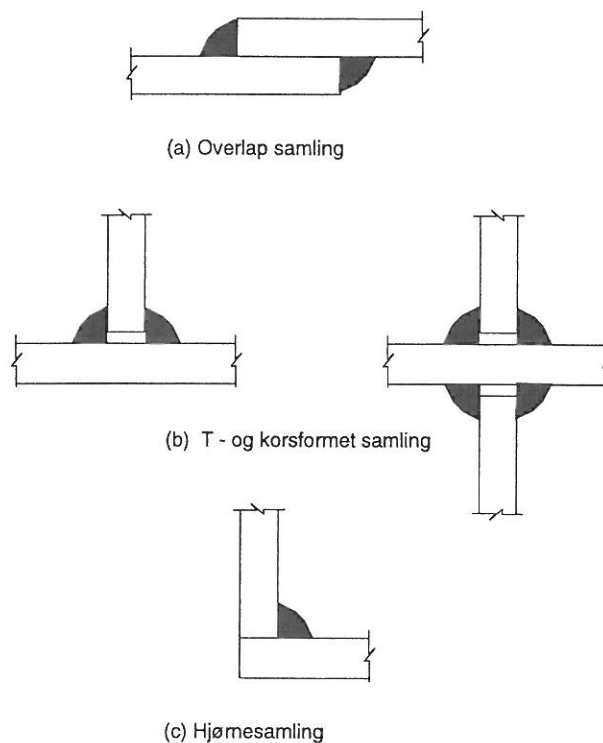
En kantsøm har et omtrentlig trekantet tværsnit og påføres pladernes yderkanter. Det er ikke nødvendigt med en forarbejdning af pladerne. Derfor er kantsømme som regel billigere end stumpsømme.

Alt efter de sammensvejste deles placering i forhold til hinanden, kan man opdele kantsømme i tre forskellige typer:

- overlapforbindelse, hvor delene svejses sammen i parallelle planer, se *figur 7a*.
- T - eller kors forbindelse, hvor delene svejses mere eller mindre vinkelret på hinanden, se *figur 7b*.
- hjørneforbindelse, hvor delene også er placeret mere eller mindre vinkelret på hinanden, se *figur 7c*. For at forbedre styrken og stivheden af forbindelsen er det normalt, at det ydre hjørne stumpsvejses, se *figur 8*.

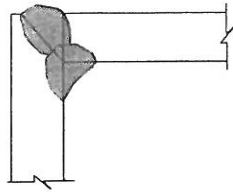


Figur 6. Stumpsømme med delvis gennemsvejsning



Figur 7. Kantsømme

Kantsømmene, der kan lægges med en svejsestrøg, er særligt økonomiske; i værkstedet er dette som regel muligt med svejsesømme på op til 8 mm. Skal der bruges montagesvejsninger må dette eventuelt reduceres til 6 mm.



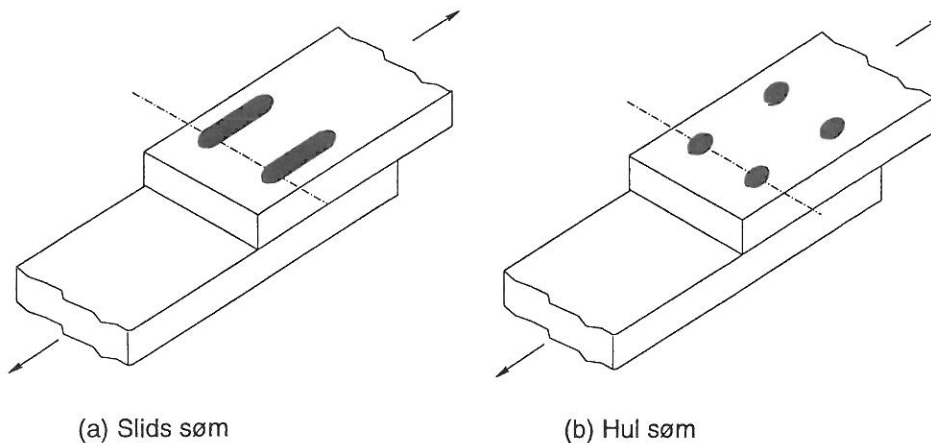
Figur 8. Hjørnesamling med stump- og kantsømme

2.3. Hul- og slidssømme

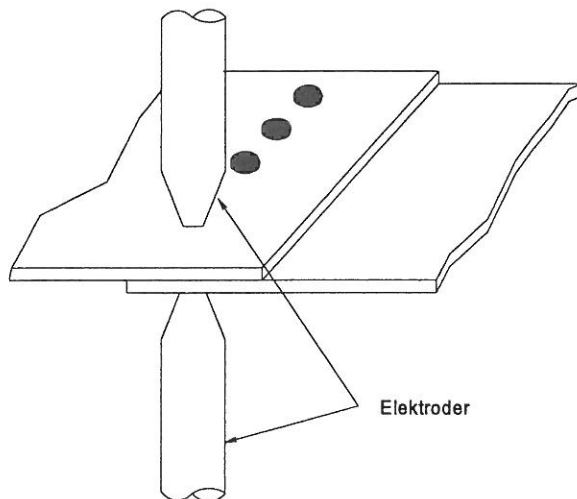
Slids- og hulsømme, se *figur 9*, bruges sjældent i bygningskonstruktioner. De kan dog principielt anvendes til at forhindre foldning og overlappende plader i at gå fra hinanden.

2.4. Punktsvejsninger

Punktsvejsninger bruges sjældent i bygningskonstruktioner. De plader, der skal forbindes, skal være tynde. De presses sammen mellem to elektroder, se *figur 10*. En strøm, der sendes gennem elektroderne smelter pladerne lokalt samtidig med at de tvinges sammen, så der dannes en sammensmeltet punkt (en svejselinse). Forbindelsen dannes så af en linie af sådanne punkter.



Figur 9. Slids- og hulsømme



Figur 10. Punktsvejsning

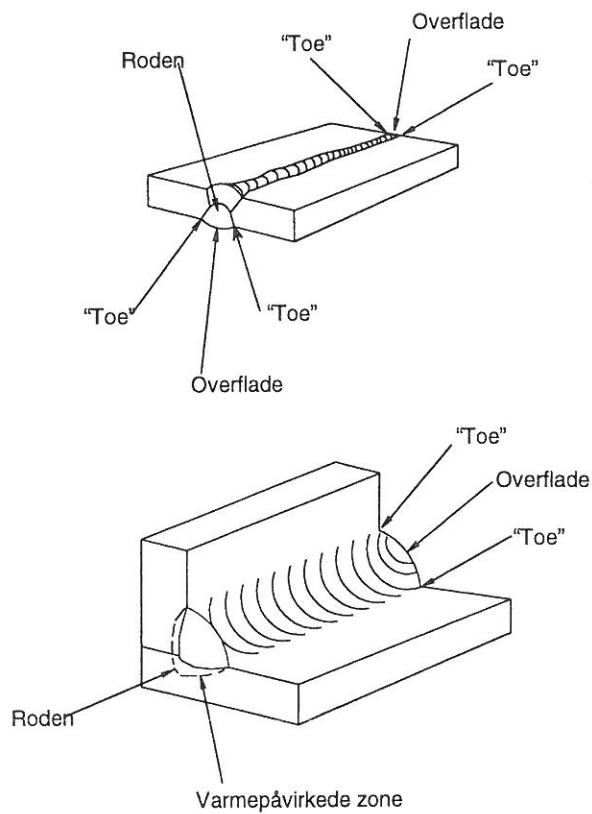
3. BESKRIVELSE AF SVEJSNINGER - DEFINITIONER

I dette kapitel defineres nogle udtryk som ofte bruges om svejseømme.

- Grundmaterialet er det stålmateriale, som skal svejses sammen.
- Tilsatsmaterialet eller svejsemetallet er det elektrodemateriale, der bruges i svejseprocessen.

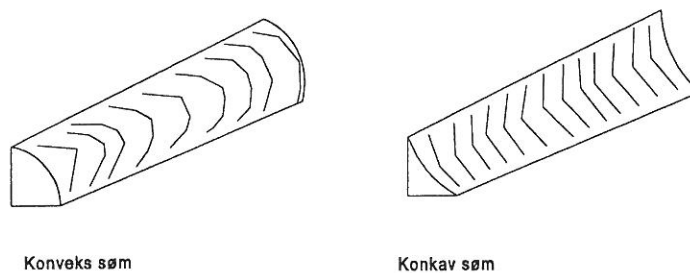
Figur 11 viser den terminologi, der bruges til at beskrive svejseømmens forskellige dele:

- Roden, som er det punkt i fugen, hvortil tilsatsmaterialets indtrængen når.
- Svejseømmens overflade, som er den udvendige overflade på svejsningen.
- Linien i svejsningens overflade, som adskiller tilsatsmaterialet og grundmaterialet, kaldes på engelsk "the toe" - der findes ikke et særskilt dansk udtryk herfor.
- Den varmepåvirkede zone er den del af grundmaterialet, som ikke har været smeltet under svejsningen; men som har været udsat for en hurtig opvarmning og afkøling ved passagen af svejsebuen. I denne zone bliver grundmaterialet udsat for en hærtningsproces, og kan som en konsekvens heraf blive skørt.



Figur 11. Forskellige dele af svejsesømme

En kantsøm kan være konveks eller konkav, se *figur 12*.

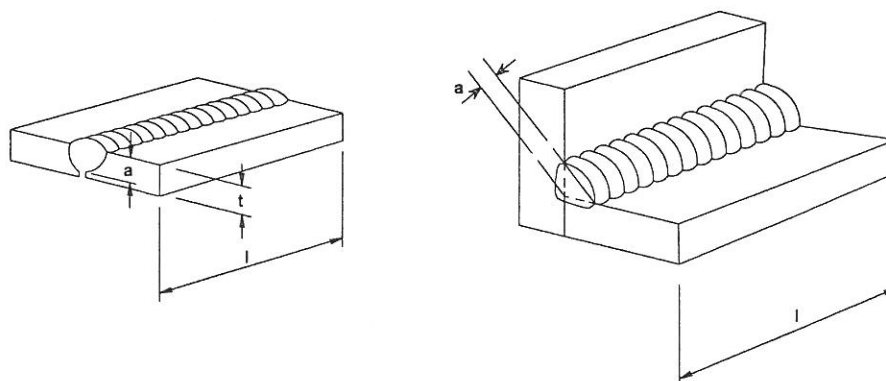


Figur 12. Konveks og konkav kantsøm

Ved dimensioneringen bruges to geometriske svejseparametre:

- Sømtykkelsen a er den minimale afstand fra roden til svejsesømmens overflade, idet en eventuel konveks zone ikke medregnes. *Figur 13* viser sømtykkelsen a for en stumpsøm og en kantsøm.
- Længden er svejsesømmens længde i svejseretningen.

Figur 13 viser svejsninger, hvor længden l er den samme som pladernes fulde længde; i overlapforbindelsen i figur 2 er l lig med summen af den overlappende længde gange to plus den smalle plades bredde.



Figur 13. Svejsesømmes halssnit

4. MATERIALERS MEKANISKE EGENSKABER

4.1. Grundmateriale

Grundmaterialet skal have de svejseegenskaber, der er defineret for stålklasser indenfor de enkelte stålklasser. Svejseligheden af et stål afhænger af dets kemiske sammensætning og metallurgiske egenskaber. Disse aspekter beskrives i lektion 2.6.

I henhold til Eurocode 3 [1] og EN 10025 [2] er de varmtvalsede stålklasser S235, S275 og S355 i kvalitet B, C eller D egnede til alle slags svejseprocesser.

De mekaniske egenskaber, som skal bruges i beregningerne er flydespændingen f_y og trækstyrken f_u . Ved plastisk dimensionering skal stål desuden have en brudtøjning på mindst 20 gange flydetøjningen og en minimum brudforlængelse A_s på 15%. Værdierne for disse egenskaber er angivet i tabel 1.

Nominel stål kvalitet	Tykkelse t					
	$t < 40$ mm			$t \geq 40$ mm		
	f_y MPa	f_u MPa	A_s %	f_y MPa	f_u MPa	A_s %
S235 (Fe 360)	235	360	26	215	340	24
S275 (Fe 430)	275	430	22	255	410	20
S355 (Fe 510)	355	510	22	335	490	20

Tabel 1. Mekaniske egenskaber for varmtvalsede stål

Evnen til at optage dymanisk belastning kan for stålklasseterne B, C og D afspejles i en

Charpy-V slagsejhedsprøve. Her måler man ved en given temperatur den stødenergi, der er nødvendig for at slå et prøvelegeme med en V-kærv over.

Kvalitetsklassen angiver, om stålet er passende for den påtænkte anvendelse. F.eks. bruges stål kvalitet B, svarende til en overgangstemperatur på +20°C, til konstruktioner med normale arbejdsforhold.

Stålkvalitet D (overgangstemperatur = -20°C) kan bruges når faktorer som f.eks. lav driftstemperatur, store godstykkelser og/eller stødbelastning gør sig gældende.

(Note: Overgangstemperaturen betegner den temperatur, hvor slagsejhedsenergien for stålet er faldet til 27 Joule).

4.2. Tilsatsmateriale

I henhold til Eurcode 3 skal tilsatsmaterialet have nogle mekaniske egenskaber (flydespænding, trækstyrke, brudforlængelse og minimum Charpy-V slagsejhedsenergi), der svarer til eller er bedre end de værdier, som grundmaterialet besidder.

Udvælgelsen af svejsematerialer er i stor udstrækning bestemt af svejseprocessen, se lektionerne 3.3 og 3.4. Grundprincipperne er:

- Svejsematerialerne skal være hensigtsmæssige for den anvendte svejseproces, grundmaterialet og den valgte svejseprocedure.
- Svejsematerialerne skal opbevares og behandles med omhu og i overensstemmelse med fabrikantens anvisninger.
- Elektroder til manuel lysbuesvejsning skal opbevares i deres originale emballage på et tørt og varmt sted, effektivt beskyttet mod vejrligets skadelige virkninger.
- Tilslagsmaterialer i form af granuleret flusmiddel skal opbevares og transporteres i beholdere, som beskytter det imod at optage fugt.

5. FORARBEJDNING OG TILPASNING

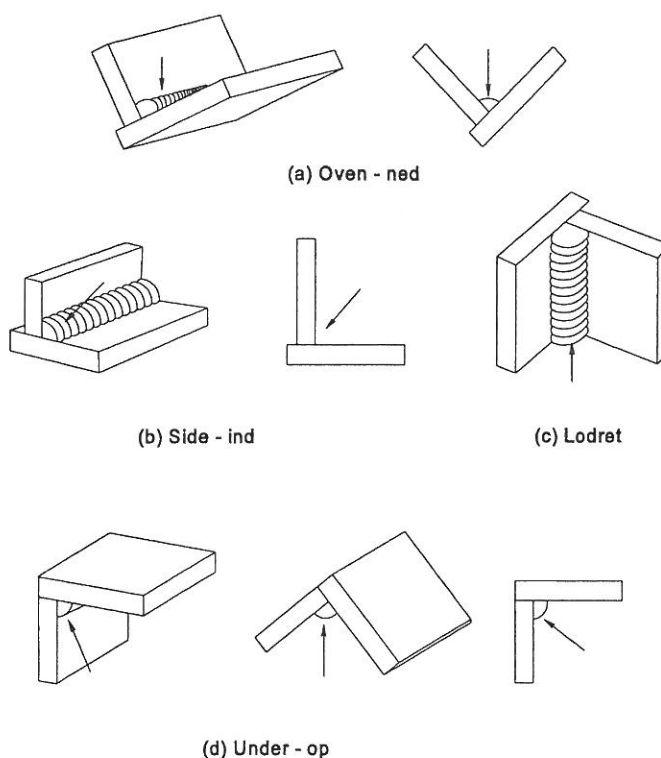
Nogle vigtige aspekter, som beskrives i detaljer i lektionerne 3.3, 3.4 og 3.5 opsummeres her:

Der kan anvendes følgende svejseprocesser:

- Lysbuesvejsning med beklædte elektroder.
- Rørtrådssvejsning. [Note: Ifølge Eurocode no. 3: flux-kærne lysbuesvejsning].
- Pulversvejsning. [Note: Ifølge Eurocode no. 3: dykket lysbuesvejsning].
- MIG-svejsning (Metal Inert Gas, d.v.s. lysbuesvejsning med beskyttelse med inaktiv gas).
- MAG-svejsning (Metal Active Gas, d.v.s. lysbuesvejsning med beskyttelse med aktiv gas).

Alle disse processer kan bruges i værkstedet. Som regel er det kun boltning eller lysbuesvejsning med beklædte elektroder, der bruges i montagefasen på byggepladsen.

Med lysbuesvejseprocessen kan der svejses i alle stillinger. De forskellige svejsestillinger er vist på *figur 14*, hvor pilene angiver elektroderetningen under svejseprocessen. Det er klart, at svejsning i "oven-ned"-stillingen er let at udføre, for her kan tilsatsmaterialet aflejres med en større hastighed end ved de andre stillinger; ved svejsning i denne fordelagtige stilling, kan man opnå den størst mulige svejsestreng for hver arbejdsgang.

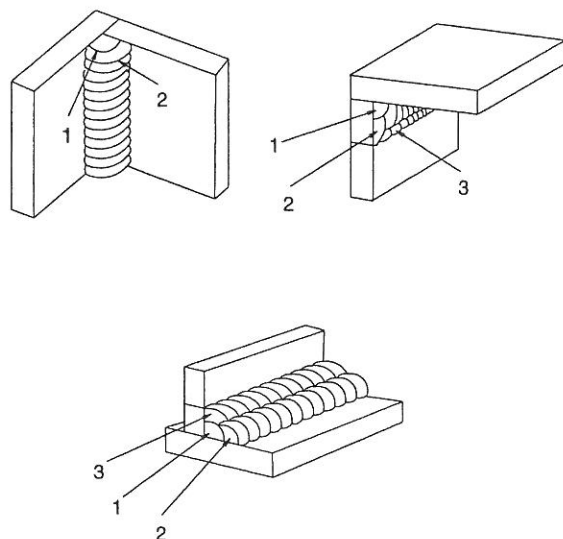


Figur 14. Svejsestillinger

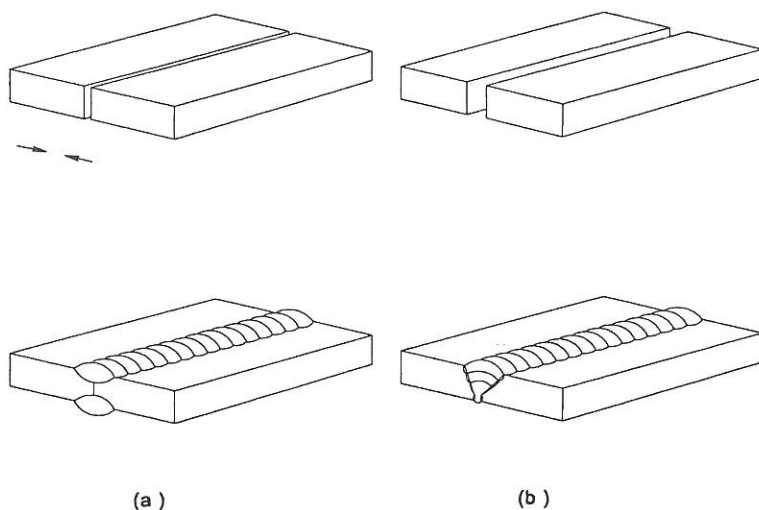
Med almindelige tilsatsmaterialer og fordelagtige svejseforhold, kan en kantsøm med en sømtykkelse på 6 mm fremstilles af kun en streng. For svejse sømme med større tykkelser, er det nødvendigt med mere end en streng. I sådan et tilfælde skal svejserækkefølgen planlægges nøje, se *figur 15*.

Svejseforholdene, især svejseudstyrets aktuelle begrænsning, sætter en grænse for indtrængningsdybden i grundmaterialet.

Hvis for eksempel en stumpsøm med I-fuge uden spalteåbning imellem pladekanterne svejses med en streng fra hver side, kan det være, at gennemsvejsningen ikke vil være fuldstændig og den midterste del dermed forblive usmeltet *figur 16a*. Er der en spalteåbning kan der opnås fuld gennemsvejsning med det samme svejseudstyr. I dette tilfælde er det tykkelsen på de plader, der skal samles, der udgør begrænsningen. For en stumpsøm med I-fuge og en spalteåbning på 5 mm, er den praktiske grænse for pladetykkelsen 10 mm. Overstiger pladetykkelsen denne værdi, skal der være skrå kanter og flere strenger for at der kan opnås fuld gennemsvejsning, se *figur 16 b*.



Figur 15. Svejseømme med flere strenger



Figur 16. Spalteåbningens indvirkning på gennemsvajsningsgraden

Kantforarbejdning består i al væsentlighed af skæring og skærpning af de plader, der skal svejses. Disse operationer kan udføres ved flammeskæring ved maskinel bearbejdning, eller ved mejsling eller rejfning. De skærpede kanters færdige overflade skal være glatte, ensartede, fri for revner og uden rust. Hvis der bruges flammeskæring eller en anden proces som hærdet materialet, skal dette tages i betragtning ved godkendelse af svejseprocedure. Forskellige fugeformer er vist på *figur 5* (note: gal henvisning i originaltekst).

Praktiske vejledninger, f.eks. Eurocode 3, Annex W [1] angiver toleranceværdier for forskellige typer af svejseømme.

Før sammensvejsningen skal overflader og kanter, der grænser op til svejseområdet, renses for at fjerne olie, fedt, maling og andre urenheder, som kan påvirke svejsningens

styrke og kvalitet.

Den rette svejsemetode og -fremgangsmåde skal defineres i en projektbeskrivelse, som udarbejdes af den projekterende.

[Note: Den efterfølgende henvisning til lektion 11.5 må være forkert..men det har ikke været muligt at finde frem til det korrekte lektionsnr.]

6. KVALITETSAFVIGELSER I SVEJSNINGER

Kvalitetskontrol har i nogen tid været en vigtig del af den industrielle aktivitet.

Udtrykket "kvalitet" dækker over alle de egenskaber hos et produkt som påvirker dets evne til at opfylde sit formål. I lektionerne i kapitel 3, og især i lektion 3.4, henledes opmærksomheden på kvalitetskontrol af svejsearbejde, herunder også kvalificering af firmaer og fastlæggelse af testprocedurer for svejsninger.

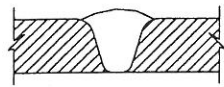
Det er normalt, at alle svejste konstruktioner udsættes for en eller anden form for svejseinspektion. Typen og omfanget af inspektionen, ligesåvel som valget af de svejsninger, der skal inspiceres, specificeres i projektbeskrivelsen.

Hovedformålet med svejseinspektionen er at afdække mulige svejsefejl.

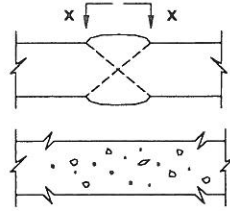
Eksempler på svejsefejl er, se *figur 17*:

- Underskæring. Tykkelsen af grundmaterialet er reduceret i nærheden af sømoverfladens kant. [Note: ordet "toe" kan ikke oversættes direkte, se afsnit 3].
- Poredannelse. Luft eller gasbobler indesluttet i det smeltede metal, hvor de forbliver efter nedkølingen.
- Underdimension. Sømtykkelsen er mindre end den dimensionerede tykkelse. Samlingens bæreevne kan være utilstrækkelig.
- Ufuldstændig gennemsvejsning. Sømtykkelsen er mindre end den dimensionerede tykkelse. Samlingens bæreevne kan være utilstrækkelig.

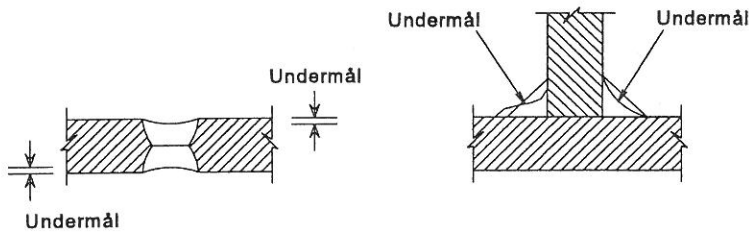
Alle disse fejl kan kvantificeres. Krav og tolerancer fremgår af den relevante norm.



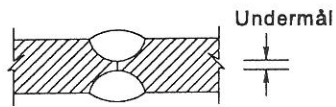
Undeskæring



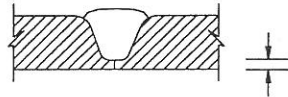
Poredannelse



Underdimension



Undermål



Undermål

Ufuldstændig gennemsvejsning

Figur 17. Eksempler på svejsefejl

7. AFSLUTTENDE RESUMÉ

- At sørge for de rigtige forhold med hensyn til svejsning - især kantsvejsning - giver som regel den mest økonomiske måde at samle to stykker stål på.
- To typer af konstruktionssvejsninger - kantsømme og stumpsømme - er almindelige i brug. Kantsømme bør bruges, hvor som helst det er muligt.
- Der bruges en del standardudtryk, når man refererer til de to svejsetyper. Sømtykkelse og -længde er de to vigtigste betegnelser, når bæreevnen skal beskrives.
- Tilsatsmateriale (elektroder) og grundmateriale (de dele, der skal samles) skal passe sammen svarende til deres materialeegenskaber.
- Ved stumpsømme vil der normalt kræves tildannelse af kanter.
- Svejsninger skal undersøges for mulige fejl for at sikre en tilstrækkelig bæreevne.

8. LITTERATURHENVISNINGER

- [1] Eurocode 3: "Design of steel structures": ENV 1993-1-1: General rules and rules for buildings, CEN, 1992.
- [2] En 10025: European Standard 10025, Hot rolled products of non-alloy structural steels - technical delivery conditions.

9. SUPPLERENDE LÆSNING

1. Bludgett, O. W., Welded Connections Chapter 3.3 Constructional Steel Design: An International Guide, 1992.
2. Pratt, J. L., Introduction to Welding of Structural Steelwork, 3rd Revised Edition, 1989.

Lektion 11.2.2: Svejste samlinger - Grundlag for svejseberegning

FORMÅL

At præsentere de generelle metoder til udførelse af styrkeberegninger for stump- og kantsømme.

FORUDSÆTNINGER

- Lektion 2.1: *Characteristics of Iron-Carbon Alloys*
- Lektion 2.3: Introduktion til ståls materialeegenskaber
- Lektion 3.2: *Erection*
- Lektion 3.5: *Fabrication/Erection of Buildings*
- Lektion 3.6: *Inspection/Quality Assurance*
- Lektion 11.1.2: Introduktion til dimensionering af samlinger

LEKTIONER VEDR. BESLÆGTEDE EMNER

- Lektion 2.4: Ståltyper og -kvaliteter
- Lektion 2.6: *Weldability of Structural Steels*
- Lektion 3.3: *Principles of Welding*
- Lektion 3.4: *Welding processes*
- Lektion 11.2: Svejste samlinger
- Lektion 11.4: Beregning af samlinger

RESUMÉ

Grundlaget for beregning af svejsningers styrke fremlægges. En væsentlig del af lektionen drejer sig om spændingsfordelingen og deformationsevnen i kant- og stumpømme.

Oversat og bearbejdet af: Ida Larsen, Ingeniørhøjskolen i Sydsjælland, august 1996.
Søren Kloch, Aalborg Universitet, april 1997. Rev. juli 1999.

SYMBOLER

a	sømtykkelse af svejsning, a-mål	[mm]
F	ydre kraft	[N]
$F_{\sigma \perp}$	normalkraft vinkelret på svejsesømmens halssnit	[N]
$F_{\tau \perp}$	forskydningskraft i halssnittets plan, på tværs af svejsesømmens akse	[N]
$F_{\tau //}$	forskydningskraft i halssnittets plan, parallel med svejsesømmens akse	[N]
f_u	karakteristisk trækstyrke	[MPa]
f_{vw}	sømmens regningsmæssige forskydningsstyrke	[MPa]
L_j	længde af overlapsamling	[mm]
L_w	længde af svejsesøm (lang samling)	[m]
l	længde af svejsesøm	[mm]
β_w	korrelationsfaktor	
β_{LW}	reduktionsfaktor for lange svejsninger	
γ_{MW}	partialkoefficient for svejsninger	
σ_1	normalspænding vinkelret på halssnittets plan	[MPa]
σ_2	normalspænding parallel med svejsesømmens akse	[MPa]
σ_{eq}	ækvivalent spænding	[MPa]
τ_1	forskydningsspænding i halssnittets plan, vinkelret på svejsesømmens akse	[MPa]
τ_2	forskydningsspænding i halssnittets plan, parallel med svejsesømmens akse	[MPa]

1. INTRODUKTION

Formålet med denne lektion er at præsentere grundlaget for beregning af svejse-sømmes styrke i henhold til Eurocode 3[1], at gøre rede for de antagelser hvorpå metoderne er baseret og endelig at gennemgå de generelle metoder, der bruges til at bestemme spændinger i svejse-sømme. I praksis drejer svejseberegninger sig hovedsagelig om kantsømme, idet disse udgør ca. 80% af alle konstruktionssvejsninger. Derfor er der i lektionen lagt mest vægt på kantsømme og mindre på andre sømtyper (stump-, hul- og slidssømme).

Ved dimensionering af svejsninger gøres der tre grundlæggende forudsætninger:

- svejse-sømme er homogene og isotrope elementer.
- de dele, der forbindes af svejse-sømmene er stive, og der kan ses bort fra deres deformationer.
- der tages kun hensyn til nominelle spændinger hidrørende fra ydre belastninger. I statiske beregninger ses der bort fra virkninger af egenspændinger, spændingskoncentrationer og fra svejse-sømmenes form.

Disse forudsætninger fører til en ensartet spændingsfordeling i selve svejse-sømmen, hvorimod variationer i spænding og tøjning kan forekomme langs med svejse-sømmen. Faktisk kan spændingskoncentrationer og egenspændinger lokalt nå op på størrelse med flydespændingen. Imidlertid medfører materialets sejhed en ændret fordeling af spændingerne langs svejse-sømmens længderetning, hvilket giver en væsentlig reduktion af spændingerne størrelse.

Omfordelingen sker også, når svejse-sømmen udsættes for ydre last. I henhold til plasticitetsteorien vil den endelige spændingsfordeling være optimal, når flydning er nået i hele svejse-sømmens udstrækning.

Eurocode 3[1] angiver, at svejsematerialets mekaniske egenskaber (flyde-spænding, trækstyrke, brudforlængelse og minimum Charpy-V slagsejhedsenergi) skal være lig med eller bedre end grundmaterialets tilsvarende egenskaber. Derfor bruges normalt grundmaterialets styrke ved beregning og dimensionering af svejse-sømme.

Selvom kantsømme i det følgende vil være det vigtigste emne, behandles stump-sømme først, idet dimensioneringsreglerne for disse er simple.

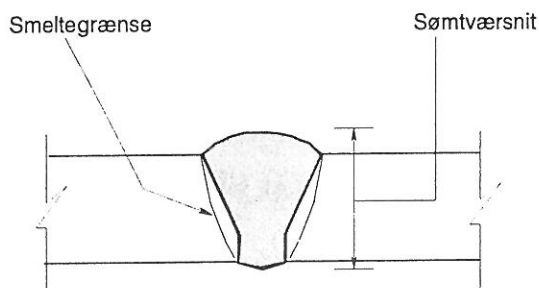
2. BEREGNING AF STUMPSØMME

Forudsat at svejseprocessen har været udført korrekt, kan stumpsømmens svejse-materiale betragtes som grundmateriale. Ved bestemmelse af en samlings bæreevne baseres beregningen således på arealet af halssnittet, d.v.s. arealet af indtrængningen.

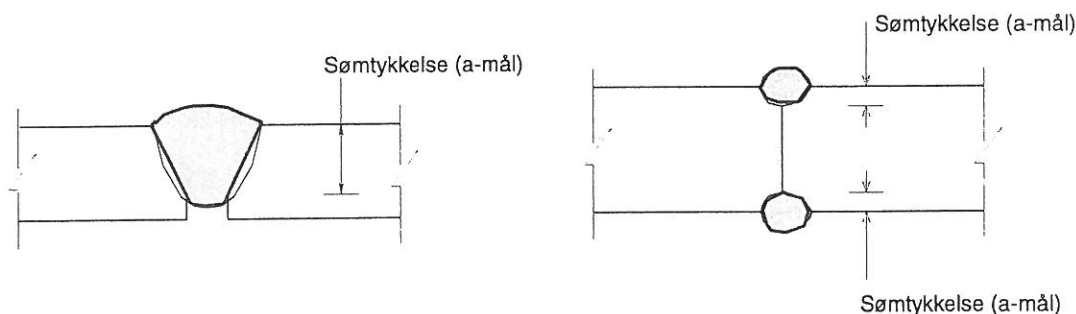
Afhængig af indtrængningsdybden defineres to slags stumpsømme: Stumpsømme med fuld gennemsvæjsning og stumpsømme med delvis gennemsvæjsning.

2.1 Stumpsømme med fuld gennemsvejsning

Ved en stumpsøm med fuld gennemsvejsning er beregning ikke nødvendig, fordi styrken af svejsemetallet vil være mindst ligeså stor som styrken af grundmaterialet i den svageste del af samlingen - og svejsesømmens a-mål er lig med den mindste pladetykkelse, se *figur 1*. Stumpsømmen kan altså simpelthen teoretisk betragtes som en erstatning af grundmaterialet.



Figur 1. Stumpsøm med fuld gennemsvejsning



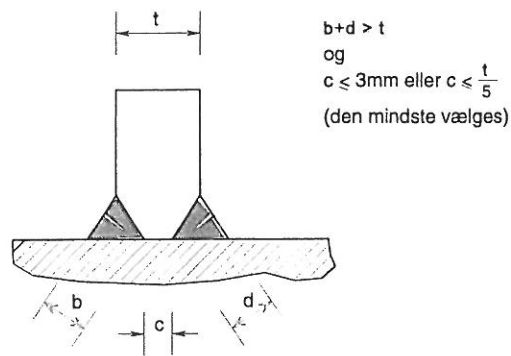
Figur 2. Stumpsømme med delvis gennemsvejsning

2.2 Stumpsømme med delvis gennemsvejsning.

Ved en dimensionering af en stumpsøm med delvis gennemsvejsning betragtes sømtykkelsen som indtrængningsdybden, dog med en mindre reduktion.

I henhold til Eurocode 3[1] kan a-målet sættes lig med fugens dybde minus 2 mm, se *figur 2*. Er der imidlertid udført behørigt proceduresvejsninger, kan a-målet sættes lig med fugens dybde.

En T-stumpsamling med delvis gennemsvejsning og overlejrrede kantsømme, kan betragtes som en stumpsøm med fuld gennemsvejsning, hvis den totale sømtykkelse er større end tykkelsen af det påsvejste plademateriale og hvis størrelsen af den usvejste strækning opfylder visse krav. *Figur 3*.

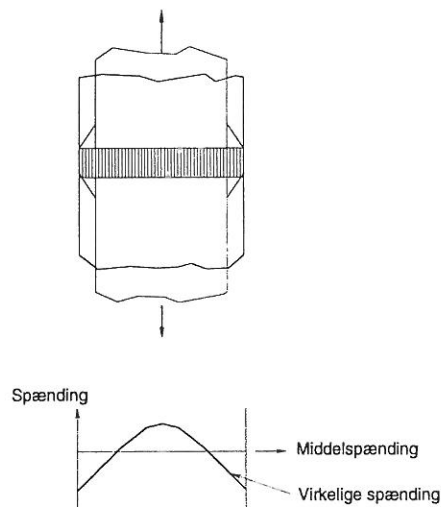


Figur 3. Stumpsøm med delvis gennemsvejsning betragtet som stumpsøm med fuld gennemsvejsning

2.3 Spændingsfordeling i stumpsømme

Som allerede påpeget, forudsættes en ensartet spændingsfordeling langs svejse­ sømmens længde. I brudtilstanden vil en plastisk omfordeling af spændingerne i en vis grad gøre denne forudsætning sand. I den elastiske tilstand, som har interesse ved udmattelsesdimensionering, er spændingerne ikke ensartet fordelt, især ikke hvis svejsemetallets flydespænding er meget større end grundmaterialets. Man kan for eksempel betragte en stang påvirket af en aksial trækraft som vist på figur 4.

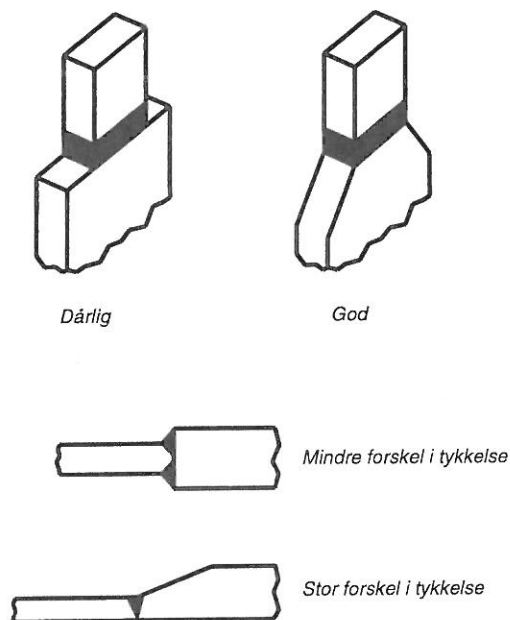
Stangen vil forlænges, og i henhold til Poisson-effekten vil stangens oprindelige tværmål mindskes. Denne tværkontraktion er ensartet, hvis stangen er homogen.



Figur 4. Spændingsfordeling i en stumpsøm

Nær ved svejsesømmen, som har en anden flydespænding, er tværkontraktionen imidlertid mindre end i resten af grundmaterialet. Dette forårsager en varierende spændingsfordeling henover længden af svejsesømmen se *figur 4*, idet trækspændingen i midten er større end gennemsnitsspændingen.

Det er god ingeniørpraksis at undgå de høje spændingskoncentrationer, der opstår ved skarpe indadgående hjørner i samlinger, der forbinder forskellige tværsnit. At undgå spændingskoncentrationer er specielt vigtigt, hvis samlingen vil blive udsat for udmattelseslast. For at reducere spændingskoncentration anbefales en jævn overgang fra det ene tværsnit til det andet som vist på *figur 5*. Der gøres også rede for disse aspekter i lektionen om udmattelsesdimensionering og i lektionerne 3.5 og 3.6, der omhandler fabrikation og montage af stålkonstruktioner.

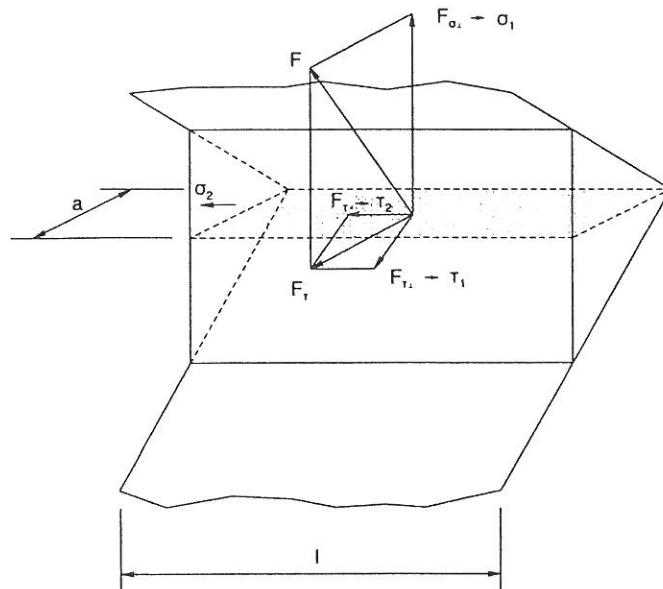


Figur 5. Jævn overgang mellem forskellige tværsnit mindsker spændingskoncentrationer

3. BEREGNING AF KANTSØMME

3.1 Forudsætninger

De forudsætninger, der gøres i forbindelse med beregning af kantsømme i henhold til Eurocode 3[1], drejer sig om mekaniske og geometriske egenskaber. Som det allerede er påpeget, skal svejsemetallets mekaniske egenskaber være af samme størrelsesorden som grundmaterialets egenskaber. Det snit, halssnittet, der tages i betragtning ved beregning af en kantsøm, vises på *figur 6*. Halssnittets areal er lig med produktet af sømtykkelsen (a -målet) og den effektive længde af svejsesømmen. I almindelighed er den effektive længde af en svejsesøm lig med den totale længde af hele kantsømmen inklusive tilbageløb, såfremt kantsømmen er kontinuert. Ved lange svejsesømme og afbrudte svejsesømme vil den effektive længde muligvis skulle reduceres.



Figur 6. Spændingskomponenter i en kantsøm

Lastoverførende kantsømme udføres normalt med en sømtykkelse på mindst 4 mm. Svejsesømme, hvis effektive længde er mindre end 6 gange sømtykkelsen, dog mindst 40 mm, må ikke regnes kraftoverførende.

3.2 Den Grundlæggende Metode

Den grundlæggende metode til beregning af kantsømme beskrives i det følgende. I Eurocode 3, Annex M[1] betegnes den som en alternativ dimensioneringsmetode.

Den last, der virker på kantsømmen, opløses i lastkomponenter parallel med og på tværs af svejsesømmens længdeakse og vinkelret på og i halssnittets plan (se figur 6).

De tilsvarende spændinger beregnes:

$$\sigma_1 = \frac{F_{\sigma_{\perp}}}{a \cdot l} \quad \text{er normalspændingen vinkelret på halssnittet.}$$

$$\tau_1 = \frac{F_{\tau_{\perp}}}{a \cdot l} \quad \text{er forskydningsspændingen i halssnittets plan, på tværs af svejsesømmens akse.}$$

$$\tau_2 = \frac{F_{\tau_{\parallel}}}{a \cdot l} \quad \text{er forskydningsspændingen i halssnittets plan, parallel med svejsesømmens akse.}$$

$$\sigma_2 \quad \text{er normalspændingen parallel med svejsesømmens akse.}$$

Normalspændingen σ_2 tages ikke i betragtning, da svejsesømmens tværsnit er meget lille og kun har ubetydelig styrke sammenlignet med halssnittet, der påvirkes af forskydningsspændingskomponenten τ_2 .

Anvendes von Mises' flydebetingelse på disse spændingskomponenter fås den ækvivalente spænding σ_{eq} i svejseømmens halssnit:

$$\sigma_{eq} = \sqrt{\sigma_1^2 + 3(\tau_1^2 + \tau_2^2)}$$

Eurocode 3, Annex M[1] angiver, at kantsømmen vil have tilstrækkelig bæreevne hvis følgende er opfyldt:

$$\sigma_{eq} \leq \frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{Mw}} \quad \text{og} \quad \sigma_1 \leq \frac{f_u}{\gamma_{Mw}}$$

hvor

f_u er svejsematerialets karakteristiske trækstyrke.

γ_{Mw} er partialkoefficienten for svejseømme. (se bemærkning nedenfor)

Værdien af korrelationsfaktoren β_w skal sættes til:

Stålkasse EN 10025	Trækstyrke f_u (N/mm ²)	Korrelationsfaktor β_w
S 235	360	0,8
S 275	430	0,85
S 355	510	0,9

For mellemliggende værdier af f_u kan værdien af β_w bestemmes ved lineær interpolation.

DS 412 pkt. 6.5.2 angiver helt tilsvarende dimensioneringsudtryk, men da der benyttes samme partialkoefficient for svejseømme og grundmateriale suppleres med en såkaldt styrkereduktionsfaktor $c_0 \leq 1$ der afhænger af svejsearbejdets kvalitet.

3.3 Middelspændingsmetoden

Eurocode 3 angiver i hovedteksten en forenklet dimensioneringsformel, som ikke kræver bestemmelse af svejseømmens spændingskomponenter. Formlen er baseret på middelspændingsmetoden, i hvilken svejseømmens styrke betragtes som værende lig med forskydningsstyrken, uafhængig af retningen på den angribende kraft. Da svejseømmen er svagest overfor ren forskydning, vil middelspændingsmetoden altid give resultater på den sikre side.

Kantsømme skal opfylde:

$$\frac{F}{a \cdot l} \leq f_{vw} = \frac{f_u}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{Mw}}$$

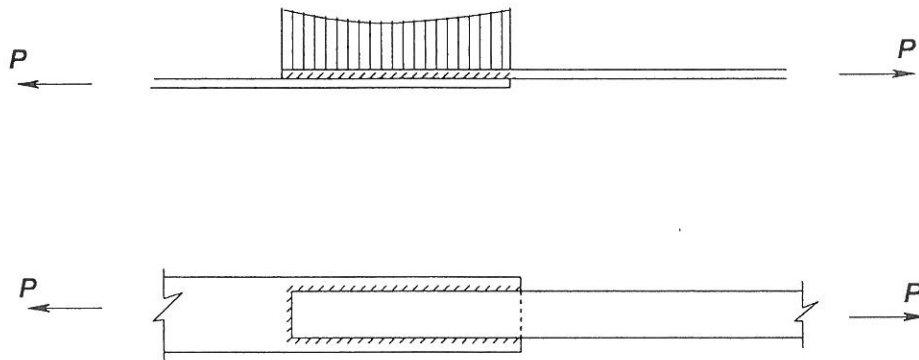
hvor

- F er den ydre kraft, der virker på svejsesømmen.
- f_u er svejsematerialets karakteristiske trækstyrke.
- f_{vw} er svejsesømmens regningsmæssige forskydningsstyrke.

Denne forenkede metode angives også i DS 412 pkt. 6.5.2, se dog bemærkningen i afsnit 3.2.

3.4 Lange svejsesømme

Figur 7 angiver spændingsfordelingen for lange svejsesømme i overlapsamlinger. Fordelingen er analog til, hvad der kan observeres ved lange nittede eller boltede samlinger (se lektioner, kap. 11.3). Der opstår store spændinger i samlingens ender. I brudgrænsetilstanden vil den plastiske deformation lige før brud her bidrage til en mere ensartet fordeling af forskydningspændingerne i svejsesømmen. Hvis samlingen er lang, vil spændingerne dog ikke få en fuldstændig ensartet omfordeling.



Figur 7. Spændingsfordeling i lange svejsninger

Eurocode 3 angiver, at den regningsmæssige bæreevne for en lang svejsning i en overlapsamling skal ganges med reduktionsfaktoren β_{Lw} for at tage hensyn til virkningerne af uensartet spændingsfordeling. Hvis overlapsamlingen er længere end $150 \cdot a$, er

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

hvor L_j er den samlede længde af overlappingen i kraftens retning.

For kantsømme længere end 1,7 m, der forbinder tværafstivninger i pladedragere, er

$$\beta_{Lw} = 1,1 - \frac{L_w}{17}$$

med det supplerende krav $0,6 \leq \beta_{Lw} \leq 1,0$

L_w er svejsesømmens længde (i meter).

4. BEREGNING AF SLIDS- OG HULSØMME

Slids- og hulsømmes styrke beregnes efter middelspændingsmetoden for kantsømme. Ved beregningen skal slids- eller hulsømmens effektive areal sættes lig med slidsens/hullets areal.

5. AFSLUTTENDE RESUMÈ

- Grundlaget for styrkeberegning af svejsninger angives.
- Det bemærkes, at der ses bort fra egenspændinger og spændingskoncentrationer, da der sker en betydelig omfordeling af spændinger i brudgrænsetilstanden. I forbindelse med lange svejsninger skal der dog tages hensyn til en uensartet spændingsfordeling.
- Generelt kræves der ingen beregninger ved dimensionering af stumpsømme. Beregning kræves kun i tilfælde af stumpsømme med delvis gennemsvejsning.
- Ifølge Eurocode 3 kan såvel middelspændingsmetoden som en alternativ metode (Anneks M) anvendes ved dimensionering af kantsømme. Middelspændingsmetoden kræver ikke beregning af svejsesømmens enkelte spændingsdele, og leder i almindelighed til mere konservative resultater end den alternative metode.

6. LITTERATURHENVISNINGER.

- [1] Eurocode 3: "Design of steel structures".: ENV 1993-1-1: Part 1: General rules and rules for buildings, CEN, 1992.
- [2] Bresler, B., Lim, T. Y., Scalzi, J. B., Design of steel structures, 2nd Edition, 1968.

7. SUPPLERENDE LITTERATUR.

- 1. Owens, G. W. and Cheal, B. D., Structural Steelwork Connections, 1st Edition, 1989.
- 2. Bludgett, O. W., "Design of welded structures", James F. Lincoln Arc Welding Foundation, Cleveland, Ohio, USA, 1972.

Lektion 11.2.3: Svejste samlinger - Anvendelse af beregningsmetoder for kantsømme.

FORMÅL

At vise anvendelsen af de metoder, der i Eurocode 3 angives til beregning af kantsømme.

FORUDSÆTNINGER

- Lektion 2.1: *Characteristics of Iron-Carbon Alloys*
- Lektion 2.3: Introduktion til ståls materialeegenskaber
- Lektion 3.2: *Erection*
- Lektion 3.5: *Fabrication/Erection of Buildings*
- Lektion 3.6: *Inspection/Quality Assurance*
- Lektion 11.1.2: Introduktion til dimensionering af samlinger

LEKTIONER VEDR. BESLÆGTEDE EMNER

- Lektion 2.4: Ståltyper og -kvaliteter
- Lektion 2.6: *Weldability of Structural Steels*
- Lektion 3.3: *Principles of Welding*
- Lektion 3.4: *Welding processes*
- Lektion 11.2: Svejste samlinger
- Lektion 11.4: Beregning af samlinger

RESUMÉ

Denne lektion belyser metoder til beregning af kantsømme, der er belastet fra forskellige retninger. Middelspændingsmetoden og den alternative metode sammenlignes.

Oversat og bearbejdet af: Ida Larsen, Ingeniørhøjskolen i Sydsjælland, august 1996.
Søren Kloch, Aalborg Universitet, maj 1997. Rev. juli 1999.

SYMBOLER

A	tværsnitsareal af plade	[mm ²]
a	sømtykkelse, a-mål	[mm]
b	flangebredde	[mm]
b_{eff}	effektiv bredde	[mm]
F	ydre last	[N]
f_y, f_{yp}	karakteristisk flydespænding	[MPa]
f_u	karakteristisk trækstyrke	[MPa]
f_{vw}	svejsemetallets regningsmæssige forskydningsstyrke	[MPa]
l, l_2	længde af kantsømme	[mm]
r	afrundingsradius, valsede profiler	[mm]
t, t_p	pladetykkelse	[mm]
t_w	flangetykkelse	[mm]
β_w	korrelationsfaktor	
γ_{Mw}	partialkoefficient for svejsesømme	
γ_{M0}	partialkoefficient for flydespænding	
γ_{M2}	partialkoefficient for trækstyrken af grundmaterialet	
σ_1	normalspænding vinkelret på svejsesømmens halssnit	[MPa]
τ_1	forskydningsspænding i halssnittets plan på tværs af svejsesømmens akse	[MPa]
τ_2	forskydningsspænding i halssnittets plan parallel med svejsesømmens akse	[MPa]

1. INDLEDNING

I lektion 11.2.2 anføres de to metoder til beregning af kantsømme, der foreslås i Eurocode 3 og i modificeret form i DS 412:

Middelspændingsmetoden og den Alternative eller Grundlæggende Metode.

Middelspændingsmetoden er en forenkling af den alternative metode. Svejsesømmene skal opfylde kravet:

$$\frac{F}{a \cdot l} \leq f_{vw} = \frac{f_u}{\sqrt{3} \cdot \beta_w \cdot \gamma_{Mw}} \quad (1)$$

hvor

F er den ydre kraft, der (uafhængig af retning) overføres til kantsømmene

a er sømtykkelsen

l er længden af svejsesømmen

f_{vw} svejsesømmens regningsmæssige forskydningsstyrke

Den Grundlæggende Metode kræver en beregning af de forskellige spændingskomponenter for at bestemme en ækvivalent spænding. Følgende betingelser skal opfyldes:

$$\sqrt{\sigma_1^2 + 3(\tau_1^2 + \tau_2^2)} \leq \frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{Mw}} \quad (2)$$

og $\sigma_1 \leq \frac{f_u}{\gamma_{Mw}} \quad (3)$

hvor

σ_1, τ_1 og τ_2 er træk- og forskydningsspændingskomponenterne, der virker på svejsesømmens halssnit (se figur 1)

f_u er den nominelle trækstyrke af den svageste del i samlingen

γ_{Mw} er partialkoefficienten for svejsesømme.
(se bemærkning vedr. DS 412 i lektion 11.2.2 afsnit 3.1)

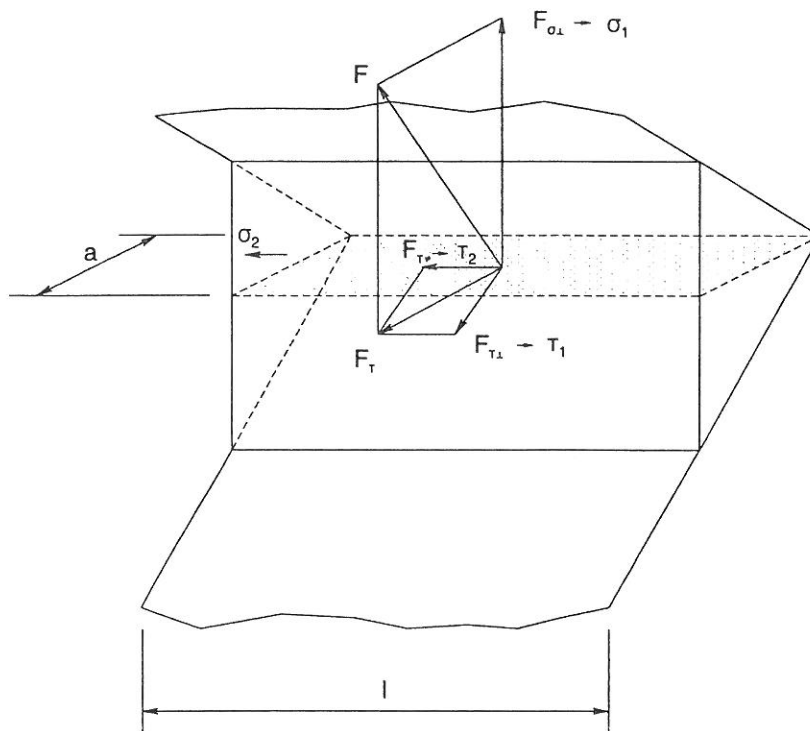
β_w er korrelationsfaktoren, der har følgende værdier:

$$\beta_w = 0,8 \text{ for S235-stål } (f_u = 360 \text{ MPa})$$

$$\beta_w = 0,85 \text{ for S275-stål } (f_u = 430 \text{ MPa})$$

$$\beta_w = 0,9 \text{ for S355-stål } (f_u = 510 \text{ MPa})$$

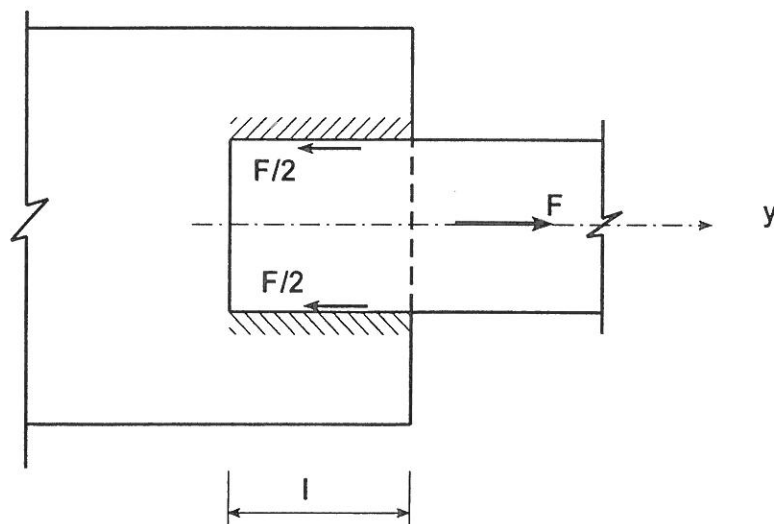
Senere følger en sammenligning mellem de to metoder.



Figur 1. Last og spændingskomponenter i en kantsøm

2. LÆNGDEKANTSØMME

Sidekantsømme overfører den aksiale kraft F , som påføres i en retning parallel med svejsesømmens længderetning. Antages en overlapsamling med to sidekantsømme (figur 2), overfører hver søm kraften $F/2$.



Figur 2. Længdekantsømme

2.1 Anvendelse af Middelspændingsmetoden

Udtryk (1) giver
$$\frac{F}{2 \cdot a \cdot l} \leq \frac{f_u}{\sqrt{3} \cdot \beta_w \cdot \gamma_{Mw}}$$

Sømtykkelsen skal derfor tilfredsstille betingelsen

$$a \geq \frac{\sqrt{3}}{2} \cdot \frac{F}{f_u \cdot l} \cdot \beta_w \cdot \gamma_{Mw} \quad (4)$$

2.2 Anvendelse af den Grundlæggende Metode

Med den givne aksiale kraft er det kun spændingskomponenten τ_2 , der kommer i betragtning:

$$\tau_2 = \frac{F}{2 \cdot a \cdot l}$$

Udtryk (2) giver:

$$\sqrt{3} \cdot \tau_2 = \frac{\sqrt{3} \cdot F}{2 \cdot a \cdot l} \leq \frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{Mw}}$$

og den minimale sømtykkelse a bliver:

$$a \geq \frac{\sqrt{3}}{2} \cdot \frac{F}{f_u \cdot l} \cdot \beta_w \cdot \gamma_{Mw}$$

Udtryk (3) behøver ikke at blive taget i betragtning her ($\sigma_1 = 0$). For sidekant-sømme giver de to metoder det samme resultat hvad angår svejsesømmenes mål.

2.3 Samlings styrken sættes lig med Elementstyrken

En svejsesamling kan også dimensioneres på den måde, at den simpelthen antages at have samme styrke som de elementer den forbinder.

Til dette formål er det ikke nødvendigt at bestemme selve størrelsen af den kraft, der virker på samlingen.

I det tilfælde, hvor to længdekantsømme overfører en aksial kraft, kan følgende udtryk for de lige store styrker opstilles:

$$\frac{2 \cdot a \cdot l \cdot f_u}{\sqrt{3} \cdot \beta_w \cdot \gamma_{Mw}} \geq \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

eller

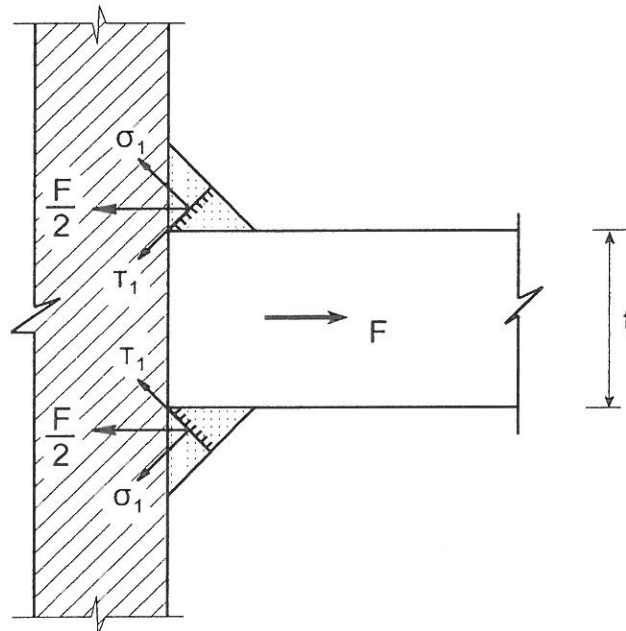
$$a \geq \frac{\sqrt{3}}{2} \cdot \frac{A \cdot f_y}{l \cdot f_u} \cdot \beta_w \cdot \frac{\gamma_{Mw}}{\gamma_{M0}} \quad (5)$$

hvor

- A er tværsnitsarealet af det samlede element
- f_y er elementets karakteristiske flydespænding
- f_u er sejs materialets karakteristiske trækstyrke
- γ_{M0}, γ_{Mw} partialkoefficienter på f_y og f_u

3. TVÆRKANTSØMME

Tværkantsømme overfører en kraft, der påføres i en retning vinkelret på svejse­ sømmens længderetning. Antages en T-samling med to tværkantsømme (figur 3), overfører hver søm kraften $F/2$.



Figur 3. Tværkantsømme

3.1 Anvendelse af Middelspændingsmetoden

Udtryk (1) giver

$$\frac{F}{2 \cdot a \cdot l} \leq \frac{f_u}{\sqrt{3} \cdot \beta_w \cdot \gamma_{Mw}}$$

og dermed

$$a \geq \frac{\sqrt{3}}{2} \cdot \frac{F}{f_u \cdot l} \cdot \beta_w \cdot \gamma_{Mw} \tag{6}$$

3.2 Anvendelse af den Grundlæggende Metode

I svejse­ sømmens halssnit bestemmes kun spændingskomponenterne σ_1 og τ_1 .

$$\sigma_1 = \tau_1 = \frac{F}{2 \cdot \sqrt{2} \cdot a \cdot l}$$

$$\tau_2 = 0$$

Ved brug af udtryk (2) fås:

$$\sqrt{\sigma_1^2 + 3 \cdot \tau_1^2} = \frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{Mw}}$$

og

$$\sqrt{\frac{F^2}{8 \cdot a^2 \cdot l^2} + \frac{3 \cdot F^2}{8 \cdot a^2 \cdot l^2}} \leq \frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{Mw}}$$

Den minimale sømtykkelse a bliver for hver svejsesøm:

$$a \geq \frac{\sqrt{2}}{2} \cdot \frac{F}{f_u \cdot l} \cdot \beta_w \cdot \gamma_{Mw} \quad (7a)$$

Udtryk (3)

$$\sigma_1 = \frac{F}{2 \sqrt{2} \cdot a \cdot l} \leq \frac{f_u}{\gamma_{Mw}}$$

giver

$$a \geq \frac{F}{2 \sqrt{2} \cdot f_u \cdot l} \cdot \gamma_{Mw} \quad (7b)$$

En sammenligning af (7a) og (7b) viser, at den sømtykkelse der fås med (7a), afgør valget af sømmens dimension når kantsømmene udføres under 45° hvor $\sigma_1 = \tau_1$.

For tværkantsømme er den grundlæggende metode mere fordelagtig end middelspændingsmetoden idet reduktionen af sømtykkelsen ved brug af den grundlæggende metode er

$$\frac{\sqrt{2}}{\sqrt{3}} = 0,82$$

Ud fra (7) kan man let udlede den ækvivalente styrke (f_{ew}) for tværkantsømme, beregnet efter den grundlæggende metode. Tilsvarende kan den ækvivalente styrke (f_{sw}) for længdekantsømme bestemmes af (4).

Hvis kantsømmene skal have samme styrke som pladen kan forholdet mellem sømtykkelse a og pladetykkelsen t bestemmes ved hjælp af (8). Benyttes de i Eurocode 3 anførte partialkoefficienter for svejsematerialets trækstyrke og pladens flydespænding fås de i *tabel 1* viste resultater for forskellige stålstyrker.

	S235	S275	S355
f_{ew} [MPa] (tværkantsømme)	255	286	321
2 tværkantsømme med samme styrke som pladen (figur 3)	$a \geq 0,42 t$	$a \geq 0,44 t$	$a \geq 0,50 t$
f_{sw} [MPa] (længdekantsømme)	208	234	262

Tabel 1. Ækvivalente styrker for tvær- og længdekantsømme ved forskellige stålstyrker.

3.3 Samlingsstyrken sættes lig med Elementstyrken

I det tilfælde, hvor to tværkantsømme overfører en kraft vinkelret på svejsesømmens retning, gælder følgende udtryk for lige store styrker (den grundlæggende metode anvendes):

$$\frac{2 \cdot a \cdot l \cdot f_u}{\sqrt{2} \cdot \beta_w \cdot \gamma_{Mw}} \geq \frac{t \cdot l \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

eller

$$a \geq \frac{\sqrt{2}}{2} \cdot \frac{t \cdot f_y}{f_u} \cdot \beta_w \cdot \frac{\gamma_{Mw}}{\gamma_{M0}} \quad (8)$$

hvor t er tykkelsen af det samlede element (figur 3).

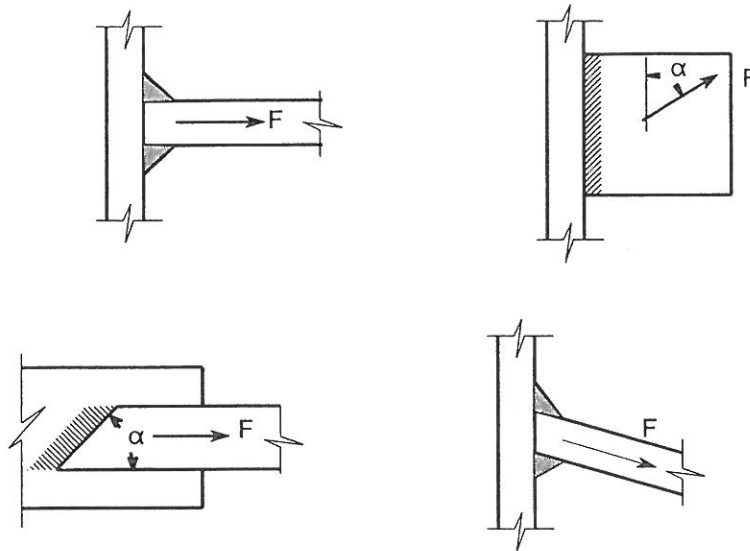
4. SKRÅ BELASTNING

De to belastningssituationer, der beskrives i afsnit 2 og 3, opstår tit. En kantsøm kan imidlertid også blive udsat for skrå belastning. Figur 4 viser nogle tilfælde af skrå belastede svejsesømme.

Bruges middelspændingsmetoden, er dimensionering af skrå belastede svejseømme meget simpel.

Med den alternative metode udføres dimensioneringen som følger:

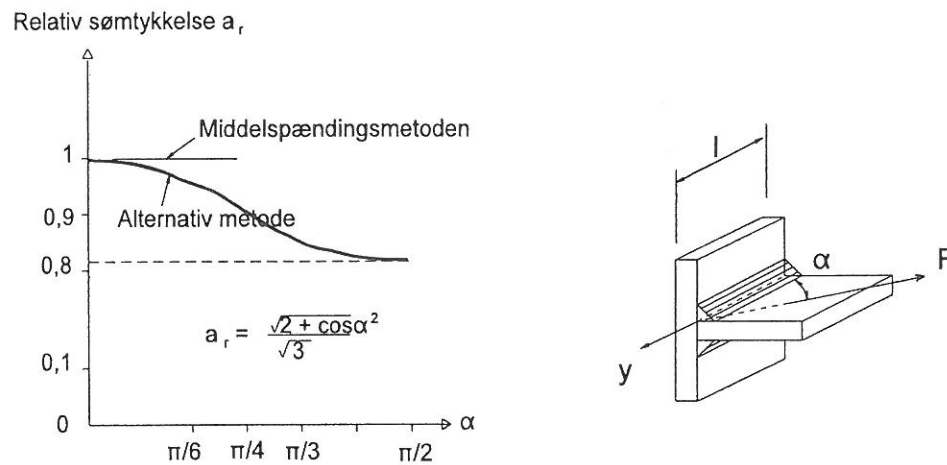
1. Belastningen opløses i komponenter parallel med og på tværs af svejseømmens længdeakse og vinkelret på og i halssnittets plan, se figur 1.
2. Spændingskomponenterne σ_1 , τ_1 og τ_2 beregnes på grundlag af belastningskomponenterne.
3. Spændingskomponenterne indsættes i grundformlen (2).



Figur

4. Eksempler på skrå belastede kantsømme

Figur 5 viser sammenhængen imellem den nødvendige sømtykkelse for en skrå belastet T-samling beregnet efter henholdsvis den grundlæggende metode og middelspændingsmetoden.



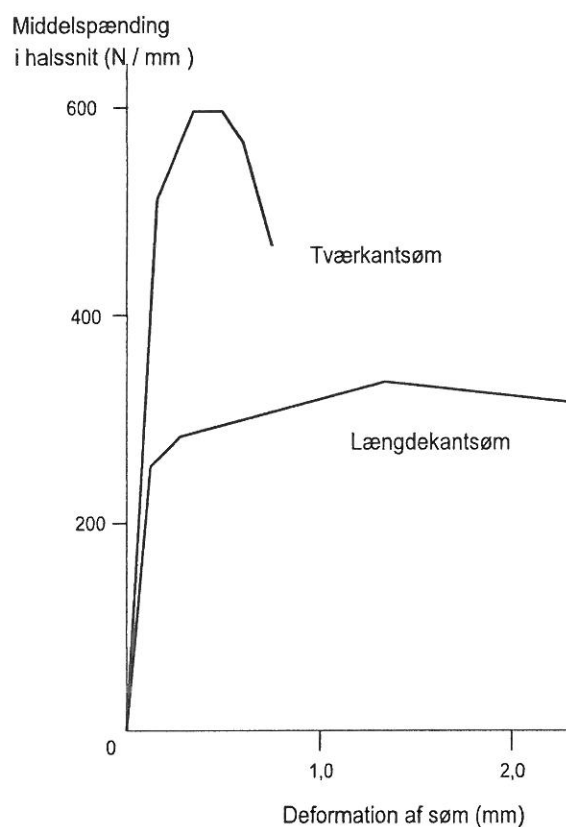
Figur 5. T-samling med skrå belastning

5. SAMMENHÆNG IMELLEM BELASTNING OG DEFORMATION

Sammenhængen imellem belastning og deformation illustreres i *figur 6*. Det ses tydeligt, at en tværkantsøm er betydelig stærkere end en længdekantsøm. Forskellen er i realiteten større end man skulle forvente ud fra de her beskrevne beregningsmetoder. En årsag er, at brudplanet for en tværkantsøm afviger fra det teoretiske halssnitplan, således at svejsesømmens virkelige brudareal er større end det regningsmæssige.

Brudplanet for en længdekantsøm minder imidlertid mere om det teoretiske halssnitplan.

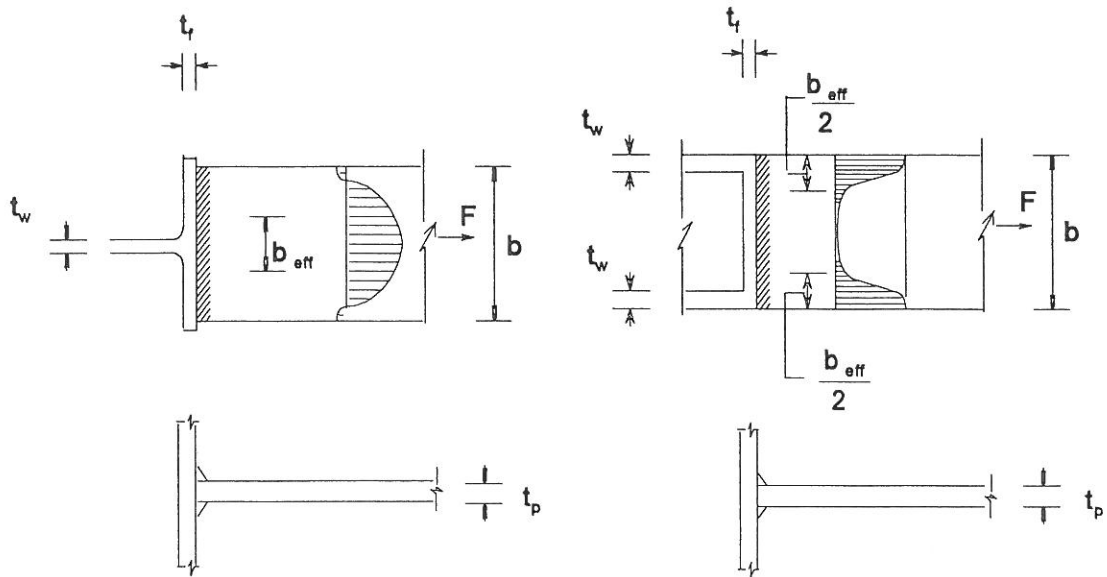
Figur 6 viser også, at en aksialt belastet svejsesøm har en langt større sejhed end en tværbelastet svejsesøm.



Figur 6. Sammenhæng mellem belastning og deformation af kantsømme

6. SVEJSESØMME PÅ UAFSTIVEDE FLANGER

Hvis en plade påsvejses en uafstivet flange af et I- eller kasseprofil, vil deformationen af flangen eller rørvæggen ikke fordele sig ensartet henover bredden. Det betyder, at de dele af svejsesømmen, der er nær ved profilkroppen (eller de tværgående rørvægge) bliver hårdere belastet end resten af svejsesømmen, se *figur 7*. Derfor skal der regnes med en reduceret effektiv bredde for både grundmaterialet og svejsesømmene.



Figur 7. Effektiv bredde for uafstivet T-samling

For et I-profil skal den effektive bredde bestemmes som den mindste af værdierne:

$$b_{\text{eff}} = t_w + 2 \cdot r + 7 \cdot t_f \quad (9)$$

$$b_{\text{eff}} = t_w + 2 \cdot r + 7 \cdot \frac{t^2}{t_p} \cdot \frac{f_y}{f_{yp}} \quad (10)$$

hvor de geometriske parametre t_w , r , t_f og t_p er vist på figur 7.

f_y er profilets karakteristiske flydespænding

f_{yp} er pladens karakteristiske flydespænding

Hvis $b_{\text{eff}} < 0,7 \cdot b$, bør samlingen afstives.

For et kasseprofil skal den effektive bredde b_{eff} bestemmes som den mindste af værdierne:

$$b_{\text{eff}} = 2 \cdot t_w + 5 \cdot t_f \quad (11)$$

$$b_{\text{eff}} \leq 2 \cdot t_w + 5 \cdot \frac{t_f^2}{t_p} \cdot \frac{f_y}{f_{yp}} \quad (12)$$

7. KONTROL AF GRUNDMATERIALET

Ligegyldigt hvilken beregningsmetode der anvendes, er det også nødvendigt at forvise sig om, at de forbundne deles grundmateriale har tilstrækkelig bæreevne. For at kontrollere grundmaterialet skal tre mulige brudformer tages i betragtning, se figur 8.

- Trækbrud i element 1 (linie 1-1)
- Trækbrud i element 2 (linie 2-2)
- Brud i element 2, langs linie 3-3, med trækbrud (linie b-c) og forskydningsbrud (linierne a-b og c-d).
I dette tilfælde kan den totale bæreevne sættes lig med summen af de enkelte liniers brudstyrker.

$$\left(\frac{2 \cdot l_1}{\sqrt{3}} + l_2 \right) \cdot \frac{t_2 \cdot f_{u2}}{\gamma_{M2}} \geq F$$

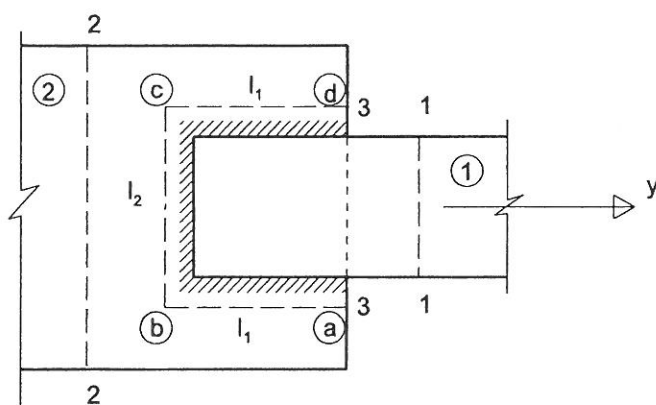
hvor

t_2 er tykkelsen af element 2

f_{u2} den ultimale brudtrækstyrke af element 2

γ_{M2} partialkoefficienten på brudstyrken.

Bemærk at undersøgelsen for trækbrud i elementerne ikke behøver at gentages ved dimensionering af samlingen. Den forudgående dimensionering af elementerne opfylder styrkekravene.



Figur 8. Brudlinier i grundmaterialet

8. AFSLUTTENDE RESUMÈ

- Eurocode 3 foreslår to metoder til dimensionering af kantsømme. Den alternative metode i Anneks M er den mest økonomiske; men indebærer flere beregninger. Beregningstrinene er:
 - i) bestemmelse af de belastningskomponenter, der virker på kantsømmens halssnit.
 - ii) beregning af de tilsvarende spændingskomponenter.
 - iii) kontrol i henhold til grundformel (2).
- Tværkantsømme er meget stærkere end længdekantsømme; men de har en mindre sejhed.
- Både middelspændingsmetoden og den grundlæggende metode kan bruges ved skråt belastede svejsesømme.
- Ved fastgørelse til elementers uafstivede flanger, kan man regne med overførsel af koncentreret last i de stiveste områder ved at anvende en effektiv bredde for svejsningen.
- Risikoen for trækbrud i de samlede deles grundmateriale skal altid tages i betragtning.

9. LITTERATURHENVISNINGER

- [1] Eurocode 3: "Design of Steel Structures": ENV 1993-1-1: Part 1: General rules and rules for buildings, CEN, 1992.

10. SUPPLERENDE LITTERATUR

- [1] Blodgett, O.W., "Design of welded structures", James F Lincoln Arc Welding Foundation, Cleveland, Ohio, USA, 1972.
- [2] Owens, G.W. and Cheal, B.D., Structural Steelwork Connections, 1st Ed., 1989.

DIMENSIONERING AF BOLTE

Lektion 11.3.1: Samlinger med uspændte bolte

FORMÅL

At introducere de grundlæggende principper for dimensionering og udformning af samlinger med ordinære (ikke forspændte) bolte.

FORUDSÆTNINGER

Lektion 1B.1:	<i>Process of Design</i>
Lektion 2.4:	<i>Steel Grades and Qualities</i>
Lektion 3.2:	<i>Erection</i>
Lektion 11.1.2:	Introduktion til dimensionering af samlinger

LEKTIONER VEDRØRENDE BESLÆGTEDE EMNER

Lektion 11.3.2:	Samlinger med forspændte bolte
Lektion 11.3.3:	<i>Particular Aspects in Bolted Connections</i>
Lektion 11.4:	<i>Analysis of Connections</i>
Lektion 12.6:	<i>Fatigue Behaviour of Bolted Connections</i>

RESUMÉ

I denne lektion beskrives de geometriske og mekaniske egenskaber af ordinære bolte og deres virkemåde over for forskydnings- og trækpåvirkninger samt kombinationer heraf. Desuden diskuteres det, hvilken betydning boltens placering og dens dimensioner har på de forskellige mulige brudformer.

Oversat og bearbejdet af Søren Kloch, Aalborg Universitet, september 1996.

NOTATION

A	Skaftareal - nominelt areal	$[\text{mm}^2]$
A_s	Spændingsareal	$[\text{mm}^2]$
d	Nominal diameter af bolt (skaft)	$[\text{mm}]$
d_o	Nominal diameter af hul	$[\text{mm}]$
d_s	Spændingsarealets diameter (A_s)	$[\text{mm}]$
e_1	Afstand til pladens ende	$[\text{mm}]$
e_2	Afstand til pladens kant	$[\text{mm}]$
F	Last	$[\text{N}]$
F_v	Forskydningskraft	$[\text{N}]$
$F_{v,Rd}$	Boltens regningsmæssige forskydningsstyrke	$[\text{N}]$
F_t	Trækraft	$[\text{N}]$
$F_{t,Rd}$	Boltens regningsmæssige trækstyrke	$[\text{N}]$
$F_{b,Rd}$	Regningsmæssig hulrandsstyrke	$[\text{N}]$
f_u	Brudspænding for ståldele	$[\text{MP}_a]$
$f_{u,b}$	Boltematerialets brudspænding	$[\text{MP}_a]$
$f_{y,b}$	Boltematerialets flydespænding	$[\text{MP}_a]$
p_1, p_2	Afstande mellem bolte	$[\text{mm}]$
t	Pladetykkelse	$[\text{mm}]$
γ_{Mb}	Partialkoefficient for bolt	$[-]$

1. INDLEDNING

Bæreevnen af boltede samlinger bestemmes normalt på basis af bæreevnen for de enkelte samlingsmidler og bæreevnen af de forbundne konstruktionsdele.

Sædvanligvis dimensioneres samlinger på grundlag af en lineær-elastisk analyse. Alternativt kan der gennemføres en ikke-lineær analyse, men det forudsætter, at der tages hensyn til last-deformationskarakteristikken af alle dele, der indgår i samlingen. Yderligere information om analyse af samlinger findes i lektionerne 11.4.1-11.4.4.

I denne lektion behandles ikke-forspændte bolte (slipbolte), der er den mest almindeligt anvendte type bolt, fordi den er billig både i indkøb og at montere. I samlinger udført med denne type bolte overføres kraften ved hulrandstryk i modsætning til samlinger med forspændte bolte, hvor kraften overføres ved friktion.

I forskydningspåvirkede samlinger, der udsættes for stød eller betydelige svingningspåvirkninger, bør der anvendes svejsning, bolte med låseanordning, forspændte bolte eller andre typer bolte, der effektivt hindrer glidning mellem ståldelene.

Hvis glidning ikke kan accepteres, f. eks. i en samling udsat for vekslende forskydningspåvirkninger, bør der anvendes forspændte bolte i en friktionssamling eller pasbolte eller andre bolte med samme effekt, se lektion 11.3.2 og 11.3.3.

I vindafstivninger og afstivninger mod instabilitet kan der normalt anvendes slipbolte.

2. PRINCIP FOR KRAFTOVERFØRING

I konstruktionssamlinger anvendes bolte til at overføre kræfter fra en plade til en anden. *Figur 1, 2 og 3* viser nogle eksempler på anvendelsen af bolte.

På figurerne ses bolte, der påvirkes med:

a. **Forskydningskraft** (*figur 1*)

Lasten føres ind i og ud af boltene ved tryk mod hulranden på pladerne i samlingen. Kraften overføres i selve boltene som forskydning i tværetningen.

b. **Trækraft** (*figur 2, kun M*)

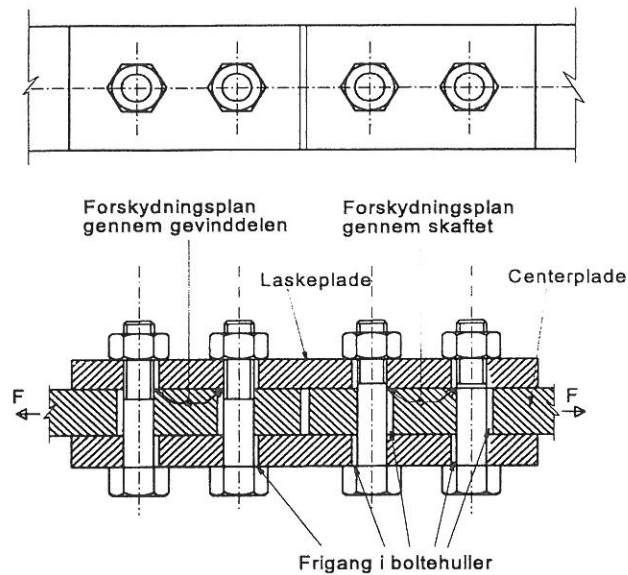
Ved ren momentpåvirkning (M) bliver trækresultanten overført som aksialt træk i boltene.

c. **Kombineret træk- og forskydningskraft** (*figur 2, M og V*)

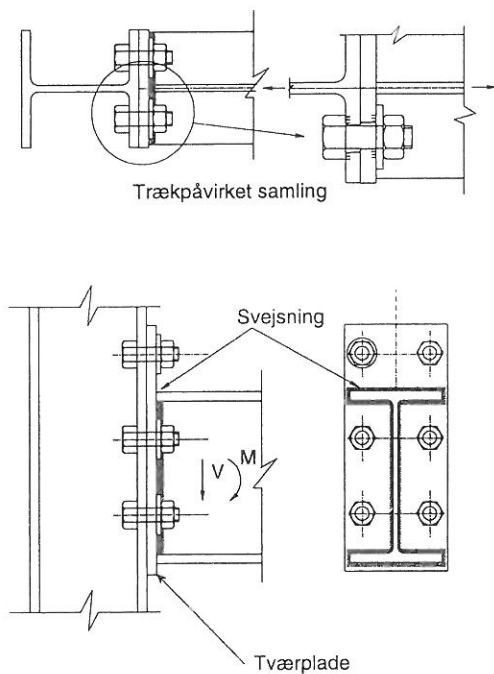
Ved kombineret moment (M) og forskydningspåvirkning (V) kan den enkelte bolt skulle overføre en kombination af tværgående forskydning og aksialt træk.

I den på *figur 3* viste samling vil boltene A overføre tværgående forskydning, medens boltene B overfører en kombination af forskydning og træk eller forskydning (og tryk).

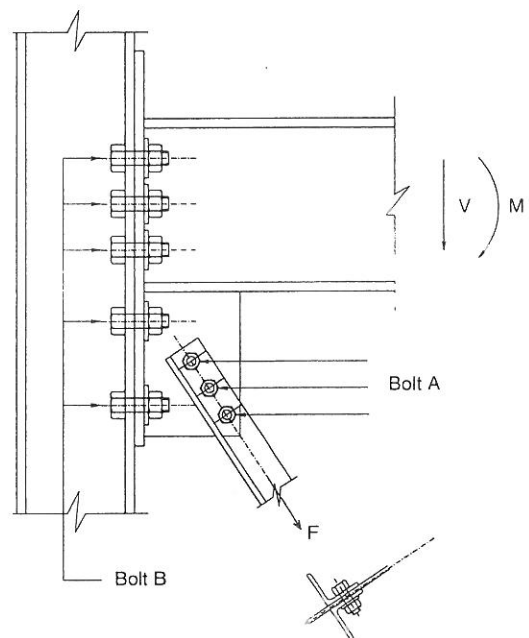
Bolte, der ikke er forspændt med en forudbestemt kraft, betegnes som ikke forspændte bolte eller almindelige bolte (normalt slipbolte). Når samlingen er forskydningspåvirket (*figur 1*), kaldes denne type også for hulrandsbærende bolte.



Figur 1. Typisk boltet laskepladesamling

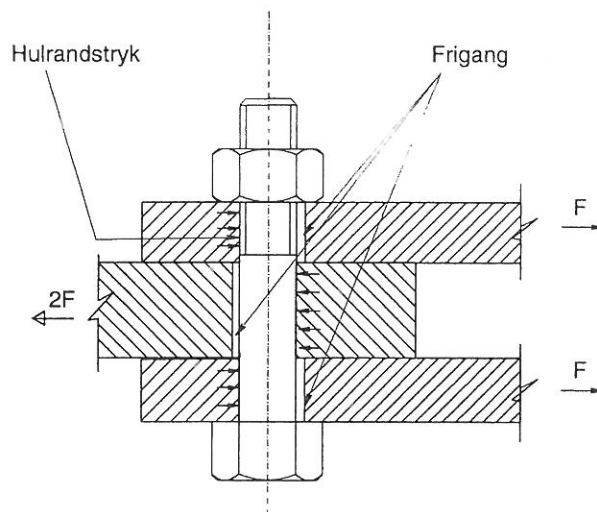


Figur 2. Boltet bjælke-søjlesamling



Figur 3. Boltet bjælke-søjlesamling kombineret med afstivning

Den vigtigste påvirkning af en bolt i den type laskesamling, der er vist i *figur 4*, er forskydning i tværsnittet som følge af de modsatrettede hulrandstryk fra pladerne. Den elastiske spændingsfordeling af hulrandstrykket i pladerne og forskydnings-spændingerne i boltens er kompliceret. Imidlertid vil forskydnings-spændingerne, ved fuldt udviklet plastisk flydning, være jævnt fordelte, således at forskydningsstyrken udgør produktet af boltens tværsnitsareal i det pågældende snit, og materialets forskydningsstyrke.



Figur 4. Kraftoverførsel i laskesamling

Hvis gevinddelen ligger uden for forskydningsplanet, kan skaftearealet benyttes, ellers kan spændingsarealet for gevindsnittet benyttes. I moderne projekteringspraksis er det normalt at benytte spændingsarealet, således at det ikke er nødvendigt at sikre sig, at gevinddelen ligger uden for forskydningsplanet.

3. BOLTENES DIMENSIONER

Bolte med sekskantet hoved og møtrik fås i størrelser op til en skaftediameter på omkring 68 mm.

Størrelsen af en bolt angives med et M efterfulgt af et tal multipliceret med et andet tal, for eksempel M 20 x 60, der betegner en bolt med en skaftediameter på 20 mm og med længden af skaft + gevinddel på 60 mm. Bogstavet M står for metrisk.

Boltens længde skal, når der er taget hensyn til tolerancekravene, vælges så stor, at gevinddelen efter tilspænding rager mindst et fuldt gevind op over møtrikken. Desuden skal mindst et fuldt gevind (udover gevindudløbet) være fri mellem møtrikken og den del af skaftet, der ikke er gevindskåret.

4. BOLTEKVALITETSKLASSER

Bolte og møtrikker fås i stål med en garanteret mindste trækstyrke op til omkring 1370 MPa.

Boltens kvalitetsklasse angives med 2 tal, hvor de mest almindelige klasser er 4.6, 5.6, 6.5, 6.8, 8.8 og 10.9.

I henhold til Eurocode 3 (2) er den karakteristiske flydespænding f_{yb} , og den karakteristiske trækstyrke f_{ub} for almindelige bolte som angivet i tabel 1.

Kvalitetsklasse	4.6	5.6	6.5	6.8	8.8	10.9
f_{yb} (MPa)	240	300	300	480	640	900
f_{ub} (MPa)	400	500	600	600	800	1000

Tabel 1. Mekaniske egenskaber for bolte

Den karakteristiske flydespænding f_{yb} kan udledes af boltens kvalitetsklasse ved at multiplicere det første tal med det andet tal og derefter med 10. Den karakteristiske trækstyrke f_{ub} fås som det første tal multipliceret med 100 (spændinger i MPa).

Bolte i klasse 8.8 er de mest almindeligt anvendte.

5. BOLTEHULLERNES DIAMETER

På grund af tolerancen ved placeringen af huller og tolerancen på boltediameter (d) og hulldiameter (d_0), er det nødvendigt, at boltehullerne har en frigang (figur 4).

I samlinger med hulrandsbærende bolte kan frigangen betyde, at der opstår glidning mellem pladerne, når lasten påføres.

I tilfælde, hvor påvirkningen optræder med skiftende fortegn, kan der optræde glidning mellem pladerne med vekslende retning, for hver lastpåførsel. Normalt accepteres sådanne bevægelser ikke.

Bortset fra pasbolte, eller hvor huller med lille frigang eller huller i overstørrelse er angivet, skal den nominelle frigang i standardhuller være:

- 1 mm for M12 og M14 bolte
- 2 mm for M16 til M24 bolte
- 3 mm for M27 og større bolte.

Huller med mindre frigang end standardhuller kan specificeres.

For M12 og M14 bolte kan der også angives huller med 2 mm frigang, forudsat at beregningerne opfylder følgende krav:

- for bolte i klasse 4.8, 5.8, 6.8 og 10.9 skal den regningsmæssige forskydningsbæreevne $F_{v,Rd}$ beregnes som 0,85 gange den værdi, der fås med formlerne (3) til (5).
- at den regningsmæssige forskydningsstyrke $F_{v,Rd}$ (reduceret som ovenfor om nødvendigt) ikke er mindre end den regningsmæssige hulrandsstyrke $F_{b,Rd}$.

Huller til bolte kan udføres som borede eller lokkede. Lokning af huller i stål er meget hurtigere end boring, men der kan opstå revner i materialet og derfor bliver hullerne i nogle tilfælde ikke lokket i fuld størrelse, men 2 mm mindre i diameter og derefter revet op til fuld størrelse. Nye maskiner til lokning opererer ved høj hastighed og giver mindre forstyrrelse i materialet, og det forventes, at lokning vil blive tilladt i større omfang i fremtiden.

Hvis der ikke foreligger specifikationer, er lokning tilladt i materialer med en tykkelse på op til 25 mm under forudsætning af, at hulldiameteren ikke er mindre end pladetykkelsen.

Grater skal fjernes fra hullerne før samlingen undtagen i de tilfælde, hvor hullerne bores i en operation igennem dele, der er holdt sammen, og som ikke adskilles efter boringen.

6. NOMINELT AREAL OG SPÆNDINGSAREAL FOR BOLTE

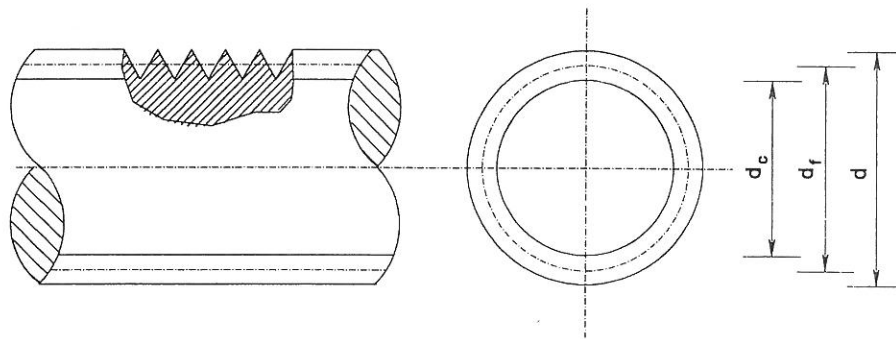
Bolte i stålkonstruktioner skal opfylde kravene til ISO 898/1 (1).

Figur 5 viser definitionen på de forskellige diametre for en sådan bolt. Arealet af skaftet, som benyttes i dimensioneringsformler kaldes, skaftarealet A :

$$A = \pi d^2/4 \quad (1)$$

arealet af den gevindskårne del, som benyttes i dimensioneringsformler, kaldes spændingsarealet A_s :

$$A_s = \pi d_s^2/4 \quad (2)$$



Figur 5. Definitioner af boltediametre

Spændingsarealets diameter d_s er noget større end kernediameteren, fordi brudplanen altid vil indeholde mindst et gevind.

d_s er middelværdien af kernediameteren (d_c) og gevindets flankediameter (d_f), der igen er middelværdien af kernediameter og den nominelle diameter (d):

$$d_f = \frac{d_c + d}{2}$$

$$d_s = \frac{d_f + d_c}{2}$$

Værdier af A_s for almindelige bolte er givet i tabel 2.

Nominel diameter d_b (mm)	Nominel area A (mm ²)	Spændingsareal A_s (mm ²)
8	50,3	36,6
10	78,5	58,0
12	113	84,3
14	154	115
16	201	157
18	254	192
20	314	245
22	380	303
24	452	353
27	573	459
30	707	561

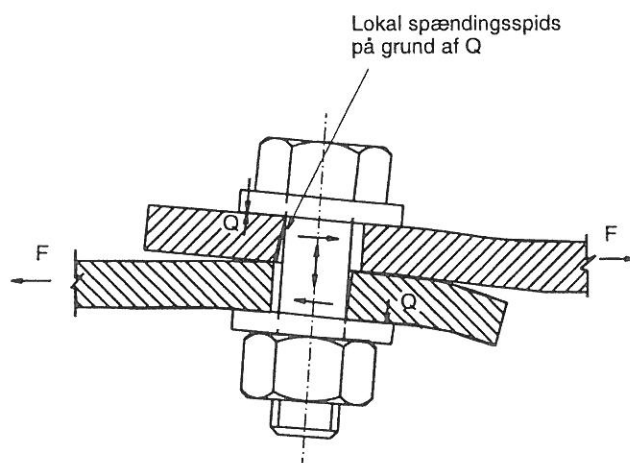
Tabel 2. Spændingsareal for bolte

(Bemærk: A_s afviger lidt fra tilsvarende tabelværdier i fx. Teknisk Ståbi)

7. OVERKLIPNINGSBÆREEVNE

7.1 Normale samlinger

Forskydningsforsøg med bolte har vist, at forskydningsstyrken er omkring 60% af trækstyrken. Den effektive forskydningsstyrke af bolte i samlinger reduceres på grund af de sekundære bøjningspåvirkninger, der opstår som følge af ujævn fordeling af hulrandstrykket mod pladerne, og fra bøjning af boltene, fordi hullet er større end boltediameteren. For en given diameter øges reduktionen med boltens længde. Det er særlig udtalt i overlapsamlinger med en enkelt bolt, hvor kraften forsøger at rette samlingen ud og dreje boltene som vist på figur 6. Det medfører, at der opstår både forskydning og træk i boltene, og desuden bøjningsspændinger lokalt under boltehoved og møtrik.



Figur 6. Deformationer i overlapsstød med 1 bolt.

Reduktionen i overklipningsbæreevne for en samling med en enkelt bolt kan udgøre ca. 10%. Ved at øge samlingens længde, det vil sige antallet af bolte, reduceres bøjningsspændingen og dermed tabet i forskydningsstyrke.

De lokale bøjningsspændinger under boltehoved og møtrik i den på *figur 6* viste samling med en enkelt bolt kan resultere i en dårlig modstandsevne over for udmattelseslast.

Den regningsmæssige forskydningsstyrke eller overklipningsbæreevnen pr. snit af en bolt, er under normale forhold:

- (a) For snit gennem gevinddelen af bolten:

$$F_{v,Rd} = \frac{0,6 f_{ub} A_s}{\gamma_{Mb}} \quad \text{for kvalitetsklasse 4.6, 5.6 og 8.8} \quad (3)$$

$$F_{v,Rd} = \frac{0,5 f_{ub} A_s}{\gamma_{Mb}} \quad \text{for kvalitetsklasse 4.8, 5.8, 6.8 og 10.9} \quad (4)$$

Koefficienten 0,5 er resultatet af en statistisk bearbejdning af resultaterne fra et meget stort antal prøver. Det viser sig, at bolte i disse klasser er mindre seje, og at bruddet opstår uvarslet.

- (b) For snit gennem bolteskaftet, udenfor den gevindskårene del:

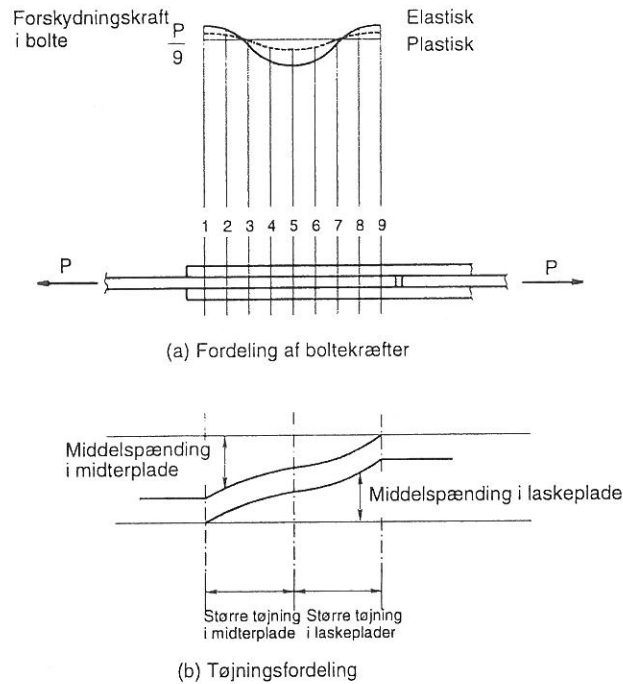
$$F_{v,Rd} = \frac{0,6 f_{ub} A}{\gamma_{Mb}} \quad (5)$$

7.2 Lange samlinger

Fordelingen af kraften mellem boltene i en samling, efter at frigangen er overvundet, afhænger af samlingens længde, forholdet mellem pladernes tværsnitsarealer, boltenes indbyrdes afstand samt deformationskapaciteten over for forskydning af bolte og af de omgivende pladedele.

Figur 7 viser fordelingen af kraften mellem boltene i en lang samling. Den kraft, der overføres af de yderste bolte (1 og 9 på figuren), er større end den, der overføres af boltene omkring midten, af samlingen. Hvis det samlede areal af laskepladerne er større end pladen i midten vil fordelingen ikke være symmetrisk, og bolt 1 vil overføre en større del af kraften end de øvrige.

Når der opstår flydning, vil boltene være mindre stive, og det medfører en mere jævn fordeling af kraften (den punkterede linie i *figur 7*). Imidlertid vil denne effekt ikke være tilstrækkelig til, at der opnås en helt jævn fordeling af kraften i lange stålsamlinger af normale dimensioner. I disse vil de yderste bolte nå deformationsgrænsen og dermed svigte, før de øvrige er fuld belastede. Dette resulterer i et progressivt brud for en gennemsnitlig forskydningskraft pr. bolt, der er lavere end den enkelte bolts overklipningsbæreevne. Forsøg har vist, at det i højere grad er samlingens længde end antallet af bolte, der er den dominerende parameter [3].



Note:
 Spændinger optegnet i situation hvor laskepladernes samlede areal er lig med midterpladens areal

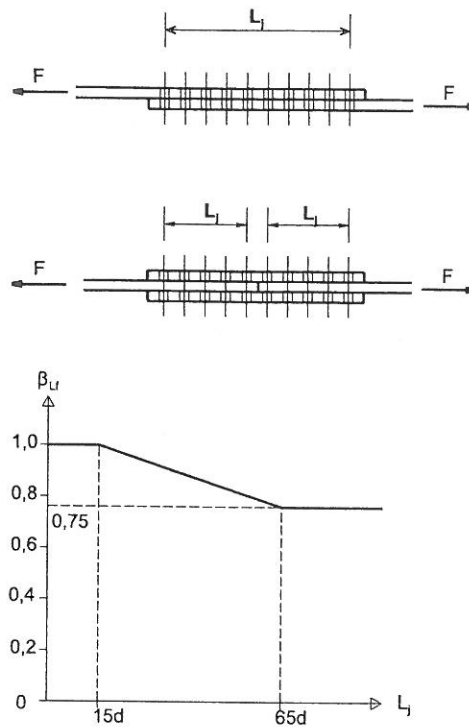
Figur 7. Fordeling af kræfter i lang boltesamling

Såfremt afstanden L_j mellem boltene i en samling, målt i kraftretningen (se figur 8), er større end $15d$, (d er boltens nominelle diameter) skal overlappingsbæreevnen for alle bolte multipliceres med en reduktionsfaktor β_{Lf} , der beregnes af:

$$\beta_{Lf} = 1 - \frac{L_j - 15d}{200d}$$

$$\text{dog } 0,75 \leq \beta_{Lf} \leq 1,0.$$

Denne bestemmelse er ikke anvendelig, når kraftoverførslen er jævnt fordelt over samlingens længde, som f. eks. ved overførsel af forskydningskraft fra kroppladen i et tværsnit til flangen.



Figur 8. Reduktionsfaktor for bolte i lange samlinger.

8. HULRANDSBÆREEVNER

Flydning på grund af tryk mellem bolteskaft og plademateriale kan resultere i store deformationer i pladen omkring boltehullet, og eventuelt også bøjning af boltene.

Det areal, der optager hulrandstrykket antages at være produktet af pladetykkelsen og boltens nominelle diameter.

Afstanden (e_1) fra boltene til enden af pladen skal være tilstrækkelig stor til at hindre udvinding af boltene som vist på *figur 9*. Modstandsevnen mod denne brudform afhænger af det forskydningspåvirkede areal.

Tilstedeværelsen af gevind i kontaktfladen har ingen afgørende betydning for hulrandstyrken, men vil forøge deformationerne.

Hvis overklipningsbæreevnen er større end pladernes hulrandsbæreevnen, vil en af de på *figur 9* viste brudformer opstå. I disse tilfælde vil samlingens deformationskapacitet være meget stor, og samlingens virkemåde er sej.

I modsat fald, hvor der opstår forskydningsbrud i boltene, er samlingens deformationskapacitet ringe og dens virkemåde skør.

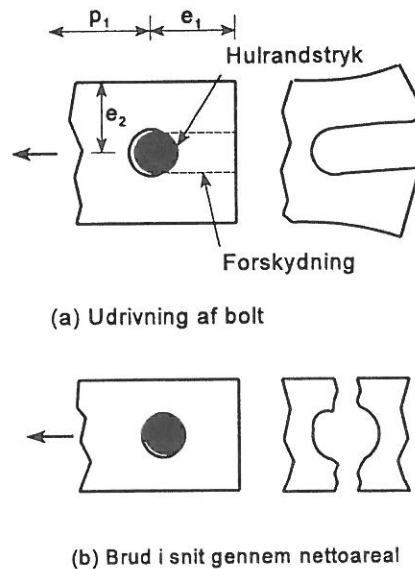
Den regningsmæssige hulrandsbæreevne for en bolt [4] er:

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5 \alpha f_u d t}{\gamma_{M2}} \quad (6)$$

hvor α tages som den mindste af følgende værdier:

$$\frac{e_1}{3d_o} ; \frac{p_1}{3d_o} - \frac{1}{4} ; \frac{f_{ub}}{f_u} \text{ eller } 1,0$$

Reduktionskoefficienten α er nødvendig, fordi deformationskapaciteten er lille, når afstanden til pladens ende er kort.



Figur 9. Brudformer.

Hvis nettoarealet af en plade er lille, kan samlingens bæreevne afhænge af, om der opstår brud i et snit gennem nettoarealet (figur 9).

Ligning (6) for hulrandsbæreevnen gælder kun, når kantafstanden e_2 ikke er mindre end $1,5 d_o$ og bolteafstanden p_2 (figur 13), målt vinkelret på kraftens retning, er mindst $3,0 d_o$.

Hvis e_2 reduceres til $1,2 d_o$, og/eller p_2 reduceres til $2,4 d_o$, skal hulrandsbæreevnen $F_{b,Rd}$ reduceres til $2/3$ af værdien fra ligning (6).

For mellemliggende værdier, $1,2 d_o < e_2 \leq 1,5 d_o$ og/eller $2,4 d_o \leq p_2 \leq 3 d_o$, kan $F_{b,Rd}$ bestemmes ved lineær interpolation.

9. TRÆKBÆREEVNE

Den aksiale trækstyrke af en bolt baseres på spændingsarealet A_s og er givet ved:

$$F_t = f_{u,b} \cdot A_s$$

På grundlag af en statistisk bearbejdning af resultaterne fra et meget stort antal prøver er følgende formel indført:

$$F_t = 0,9 \cdot f_{u,b} \cdot A_s$$

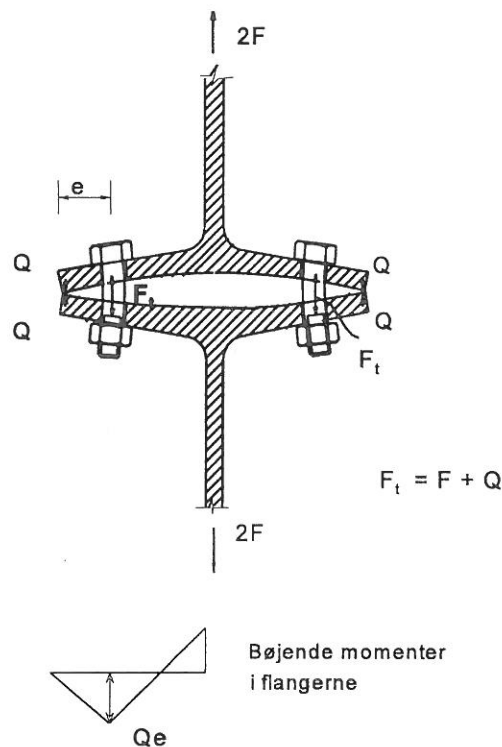
Den regningsmæssige træk bæreevne for en bolt er givet ved:

$$F_{t,Rd} = \frac{0,9 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{Mb}} \quad (7)$$

Hvis den angribende kraft virker ekscentrisk i forhold til boltens akse, vil trækket normalt øges som følge af modholdskræfter (Prying).

Denne effekt kan illustreres med et T-formet element, der påføres en trækraft $2F$ som vist på figur 10. På grund af flangepladernes bøjning omkring boltene, hvor de fastholdes, vil der opstå de viste modholdskræfter (Q) mellem flangernes kanter. En ligevægtsbetragtning giver derfor en trækraft i boltene på $F_b = F + Q$.

Forholdet Q/F afhænger af geometrien og stivheden af flanger og bolte, men en beregning af dette forhold, hvor der tages hensyn til alle parametre, ligger uden for rammerne af denne lektion. Emnet behandles nærmere i lektion 11.4.



Figur 10. Modholdskræfter (Prying).

10. BOLTE PÅVIRKET TIL FORSKYDNING OG TRÆK

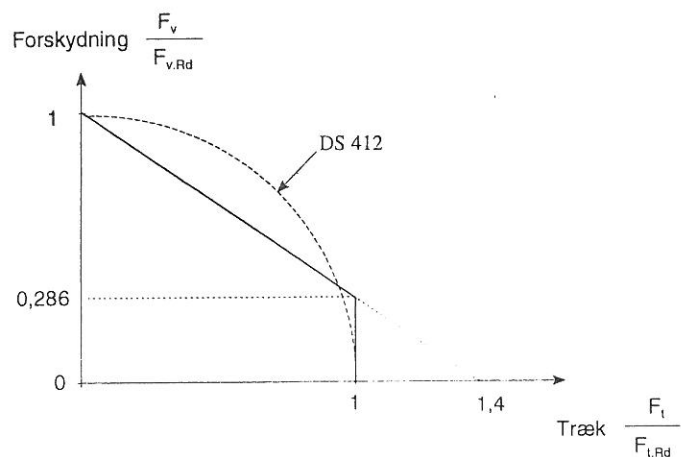
Bolte kan være påvirket med en kombination af forskydnings- og trækspændinger, som f. eks. i samlingen vist i figur 3. Det betyder, at der optræder både en forskydningskraft F_v og en trækraft F_t i forskydningsplanet.

Den samlede virkning af de to kræfter er undersøgt i laboratorieforsøg [5], og resultaterne viser, at bolte, der påvirkes med en kombination af forskydning og træk, skal opfylde følgende bi-lineære betingelse:

$$\frac{F_v}{F_{v,Rd}} + \frac{F_t}{1,4 F_{t,Rd}} \leq 1,0$$

Det betyder, at den fulde værdi af trækbæreevnen er intakt samtidig med, at der virker en forskydningskraft på op til ca. 30% af forskydningsbæreevnen $F_{v,Rd}$, som det fremgår af interaktionsdiagrammet figur 11.

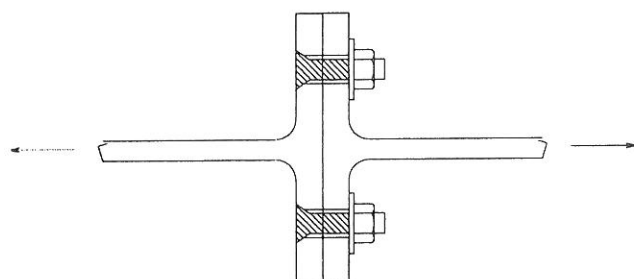
Denne egenskab er nyttig i boltesamlinger som den, der er vist i *figur 2* (M og V), eller i tilfældet med boltene B i *figur 3*. I *figur 11* er også indføjet den interaktionsbetingelse som benyttes i DS 412.



Figur 11. Interaktionsdiagram for kombineret træk og forskydning.

For snit gennem gevinddelen gælder de regningsmæssige forskydnings- og trækstyrker, $F_{v,Rd}$ og $F_{t,Rd}$ for kun for bolte der er fremstillet i overensstemmelse med ISO Standarden [1, 6]. For andre emner med skåret gevind skal værdierne reduceres med en faktor 0,85. Det gælder f. eks. fundamentalsbolte og trækstænger, der udføres af rundstål, hvor gevindet udføres af stålentreprenøren, og ikke af et firma med speciale i boltefabrikation.

På grund af den specielle form på boltehovedet, der benyttes til forsænkede bolte (se *figur 12*), skal den regningsmæssige træk- og forskydningsstyrke også reduceres for disse bolte.



Figur 12. Bolt med undersænket hoved.

11. AFSTANDSKRAV

11.1 Grundlag

Boltehullerne skal placeres, så de forhindrer korrosion og lokal foldning og således, at montering af boltene kan ske bekvemt. Boltehullerne skal ligeledes placeres i overensstemmelse med de afstandsregler, der benyttes i forbindelse med fastlæggelsen af boltens regningsmæssige styrke i henhold til Eurocode 3 (2).

11.2 Samlinger med plader

11.2.1 Minimumsafstand til pladeender

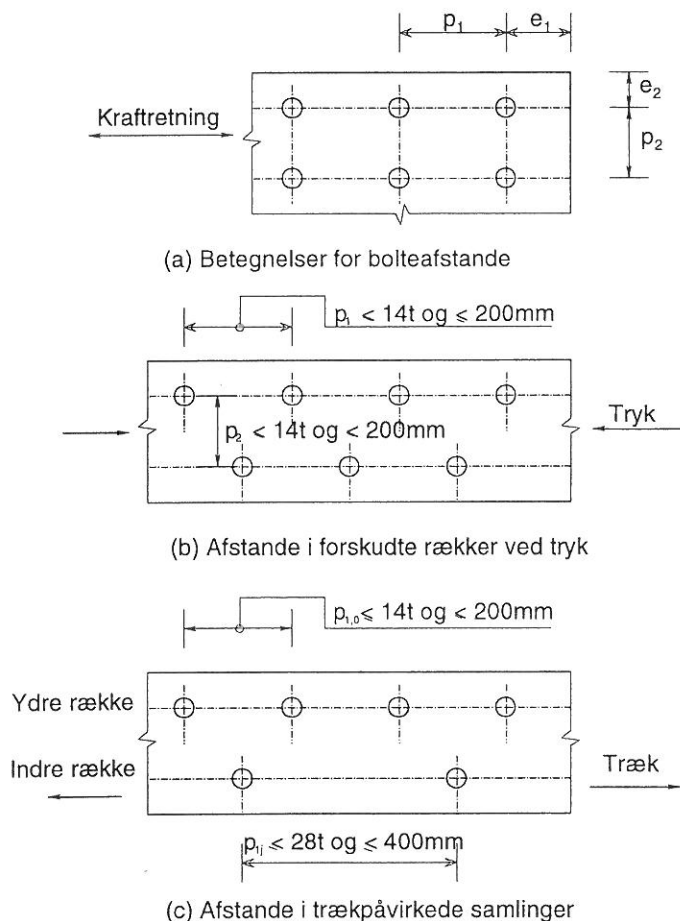
Afstanden e_1 fra midten af boltehullet til pladeenden, målt i kraftens retning (se figur 13a), må ikke være mindre end $1,2 d_0$, hvor d_0 er huldiameteren.

Afstanden skal øges, hvis det er nødvendigt for at sikre den tilstrækkelige hulrandsstyrke, se afsnit 8.

11.2.2 Minimumsafstand til pladekanter

Kantafstanden e_2 fra midten af boltehullet til pladens kant, målt vinkelret på kraftretningen (se figur 13a), skal normalt være mindst $1,5 d_0$.

Kantafstanden kan dog reduceres til $1,2 d_0$ forudsat, at hulrandsbæreevnen reduceres tilsvarende, som angivet i afsnit 8.



Figur 13. Afstandskrav

11.2.3 Maximumsafstande til pladeender og kanter

Såfremt samlingen udsættes for vejrpåvirkninger eller på anden måde for korrosion, må afstanden til ender og kanter ikke overstige $40 \text{ mm} + 4t$, hvor t er tykkelsen af den tyndeste af samlede dele.

I andre andre tilfælde må afstanden til ender og kanter ikke overstige den største af værdierne $12t$ og 150 mm.

Også af hensyn til foldning af den udragende pladedel må kantafstanden ikke overskride maximumsværdien. Det gælder dog ikke for de bolte, der anvendes i forbindelser, der sammenkobler trækstænger. Afstandskravet til pladeender påvirkes ikke af hensynet til foldning.

11.2.4 Minimums bolteafstande

Den indbyrdes afstand p_1 mellem midten af boltene i kraftens retning (se figur 13b) må ikke være mindre end $2,2 d_o$. Denne afstand skal forøges, hvis det er nødvendigt af hensyn til hulrandsstyrken, se afsnit 8.

Afstanden p_2 mellem bolterækkerne, målt vinkelret på kraftens retning (se figur 13b), må normalt ikke være mindre end $3,0 d_o$. Denne afstand kan dog reduceres til $2,4 d_o$ såfremt den regningsmæssige hulrandsstyrke reduceres tilsvarende, se afsnit 8.

11.2.5 Maximums bolteafstande i trykpåvirkede samlinger

Afstanden p_1 mellem boltene i den enkelte række og afstanden p_2 mellem rækkerne må ikke være større end den mindste af værdierne $14t$ og 200 mm. Rækkerne kan forskydes symmetrisk som vist på figur 13b.

Centerafstanden mellem bolte må heller ikke overstige maximumsværdierne af hensyn til faren for lokal foldning af den mellemliggende pladedel.

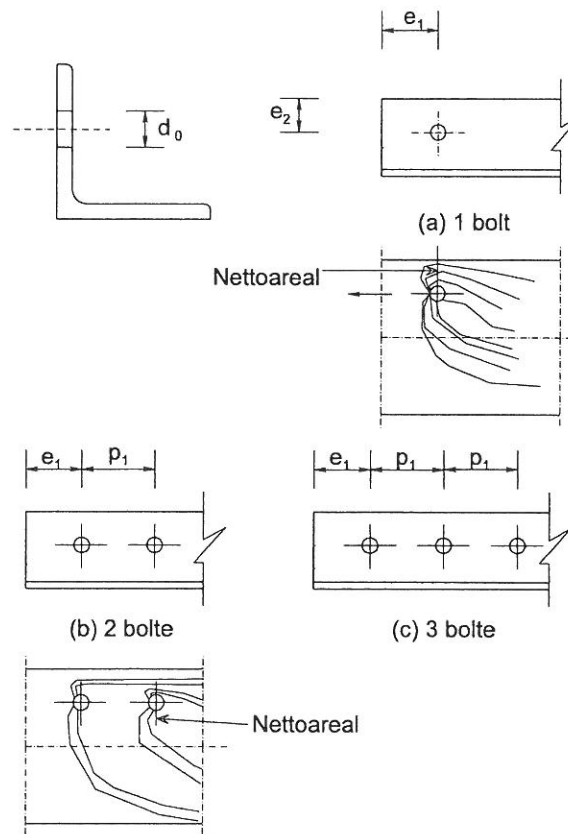
11.2.6 Maximums bolteafstande i trækpåvirkede samlinger

I trækpåvirkede samlinger kan centerafstanden $p_{1,i}$ for bolte i de indre rækker vælges dobbelt så store som angivet i afsnit 11.2.5 for trykpåvirkede samlinger, forudsat at afstanden $p_{1,o}$ i den ydre række langs hver kant ikke overstiger værdierne givet i afsnit 11.2.5, se figur 13c.

Begge disse værdier kan øges med faktoren $1,5$ for samlinger, der ikke udsættes for vejrpåvirkninger eller på anden måde for korrosion.

11.3 Vinkeljern forbundet med bolte i den ene flig

I de tilfælde, hvor et element er usymmetrisk eller det er usymmetrisk forbundet som f. eks. når et vinkeljern forbindes i den ene flig, vil boltens ekscentricitet og effekten af indbyrdes afstande og randafstande afgøre den regningsmæssige bæreevne.



Figur 14. Boltesamlinger i vinkeljern.

Vinkeljern, der forbindes med en enkelt række bolte i den ene flig, se *figur 14*, kan behandles som værende centralt belastede, og den regningsmæssige styrke kan bestemmes af følgende udtryk:

$$\text{med 1 bolt:} \quad N_{u,Rd} = \frac{2,0 (e_2 - 0,5 d_0) t f_u}{\gamma_{M2}}$$

$$\text{med 2 bolte:} \quad N_{u,Rd} = \frac{\beta_2 A_{net} f_u}{\gamma_{M2}}$$

$$\text{med 3 eller flere bolte:} \quad N_{u,Rd} = \frac{\beta_3 A_{net} f_u}{\gamma_{M2}}$$

β_2 og β_3 er reduktionsfaktorer, der afhænger af afstanden p_1 som anført i *tabel 3*. For mellemliggende værdier af p_1 kan β_2 og β_3 bestemmes ved lineær interpolation,

A_{net} er vinkeljernets nettoareal. For et uligefliget vinkeljern forbundet i den mindste flig skal A_{net} tages som nettoarealet af et tilsvarende ligefliget vinkeljern med flige som den mindste flig,

f_u er vinkeljernets brudspænding og γ_{M2} er den hertil hørende partialkoefficient.

Afstand	p_1	$\leq 2,5 d_0$	$\geq 5,0 d_0$
2 bolte	β_2	0,4	0,7
3 eller flere bolte	β_3	0,5	0,7

Tabel 3. Reduktionfaktorer β_2 and β_3

11. AFSLUTTENDE RESUME

- Ved dimensionering af en bolt er det nødvendigt at fastlægge, om det drejer sig om et tværsnit i boltens skaft eller i gevinddelen.
- Hulrandsbæreevnen af de forbundne plader afhænger af afstanden mellem boltene og afstanden mellem bolt og pladens kant eller ende.
- Trækbæreevnen af en bolt aftager, når kraftens angrebslinje er ekscentrisk i forhold til boltens centerlinie.
- Forskydningsbæreevnen reduceres, når der samtidig optræder en trækraft og omvendt.
- Når vinkeljern forbindes i den ene flig, vil der opstå bøjning, og profilets bæreevne må reduceres.

12. LITTERATURHENVISNINGER

- [1] ISO 898/1 - International Standard Mechanical Properties of Fasteners. Part 1: Bolts, screws and studs.
- [2] DD ENV 1993-1-1: 1992, Eurocode 3 "Design of Steel Structures". Part 1: General Rules and Rules for Buildings.
- [3] Kulak, G. L., Fisher, J. W. and Struik, J. H., A Guide to Design Criteria for Bolted and Riveted Joints, 2nd ed, 1987, Wiley.
- [4] European Recommendations for Bolted Connections in Structural Steelwork. ECCS publication - Document No. 38.
- [5] Shakir-Khalil, H and Ho, C. M., Black Bolts under Combined Tension and Shear, The Structural Engineer, 57B, No 4 (1979).
- [6] ISO 898/2 - International Standard Mechanical Properties of Fasteners. Part 2: Nuts with Specified Proof Load Values.

Lektion 11.3.2: Samlinger med forspændte bolte

FORMÅL

At introducere de grundlæggende principper for dimensionering og udformning af samlinger med forspændte bolte.

FORUDSÆTNINGER

Lektion 1B.1:	<i>Process of Design</i>
Lektion 2.4:	<i>Steel Grades and Qualities</i>
Lektion 3.2:	<i>Erection</i>
Lektion 11.1.1:	Introduktion til dimensionering af samlinger

LEKTIONER VEDRØRENDE BESLÆGTEDE EMNER

Lektion 11.3.1:	Samlinger i bygninger
Lektion 11.4.1- 4:	Dimensionering og udformning af samlinger
Lektion 12.6:	<i>Fatigue Behaviour of Bolted Connections</i>

RESUMÉ

Lektionen redegør for grundlæggende principper for dimensionering og udformning af konstruktionssamlinger med højstyrkebolte i glidningsfri samlinger (HSFG-bolte).

Kraftoverførsel i såvel forskydnings som trækpåvirkede samlinger beskrives, og desuden behandles betydningen af forspændingskraftens størrelse og den måde, tilspændingen udføres på.

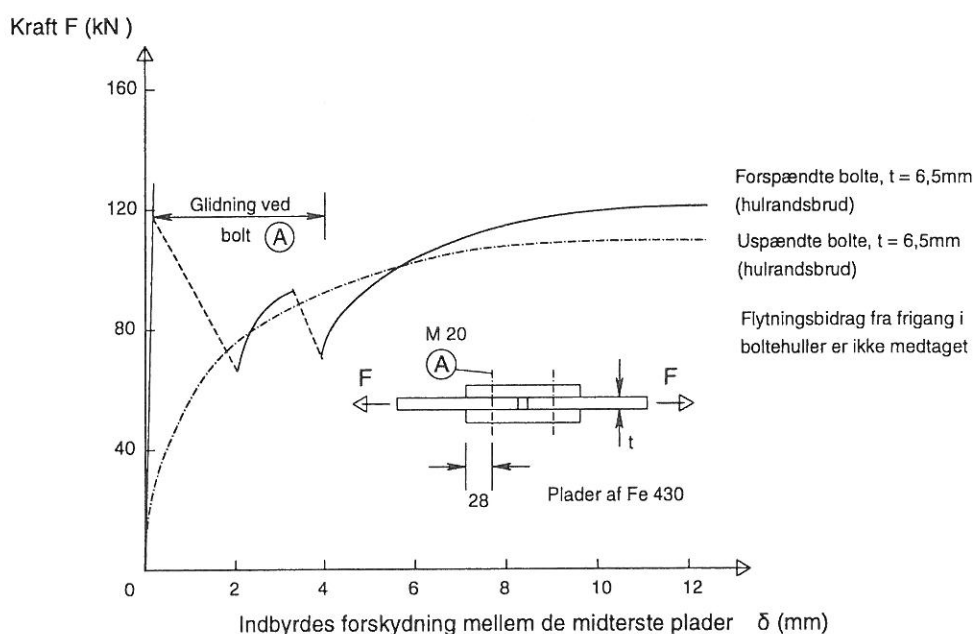
Oversat og bearbejdet af Søren Kloch, Aalborg Universitet, februar 1997.

NOTATION

A_s	Spændingsareal	[mm ²]
d	Boltens nominelle diameter (skaft)	[mm]
d_o	Boltehullets diameter	[mm]
F_v	Forskydningskraft	[N]
F_t	Trækkraft	[N]
F_p	Forspændingskraft	[N]
F_s	Glidningsbæreevne af forspændt bolt	[N]
M_a	Drejningsmoment	[Nmm]
k	Koefficient (afhængig af frigang)	[-]
Θ	Rotation	[grader]
μ	Friktionskoefficient	[-]
n	Antal friktionsflader	[-]
γ_{ms}	Partialkoefficient for friktionsbolt	[-]

1. INTRODUKTION

Hvis en samling udsættes for modsatrettede eller dynamiske laster, er det ikke acceptabelt, at kraftoverførslen foregår som forskydning i boltene og tryk på hulrand (jvf. lektion 11.3.1). Ved at forspænde boltene kan der imidlertid etableres et tryk mellem samlingens dele, og dette gør det muligt at overføre påvirkningen ved hjælp af friktionsmodstanden. I figur 1 sammenlignes virkningen af at benytte enten hulrandsbærende bolte eller forspændte bolte i en dobbelt laskepladesamling. Indtil der opstår glidning i samlingen med forspændte bolte - normalt betegnet højstyrkebolte i glidningsfri samlinger (HSFG bolte) - vil denne være meget stivere end samlingen med hulrandsbærende bolte.



Figur 1. Sammenligning af last/deformationskurver for laskesamling

Efterhånden som der opstår glidning i samlingen med forspændte bolte, og frigangen i boltehullerne overvindes, vil virkemåden for de to samlingstyper nærme sig hinanden.

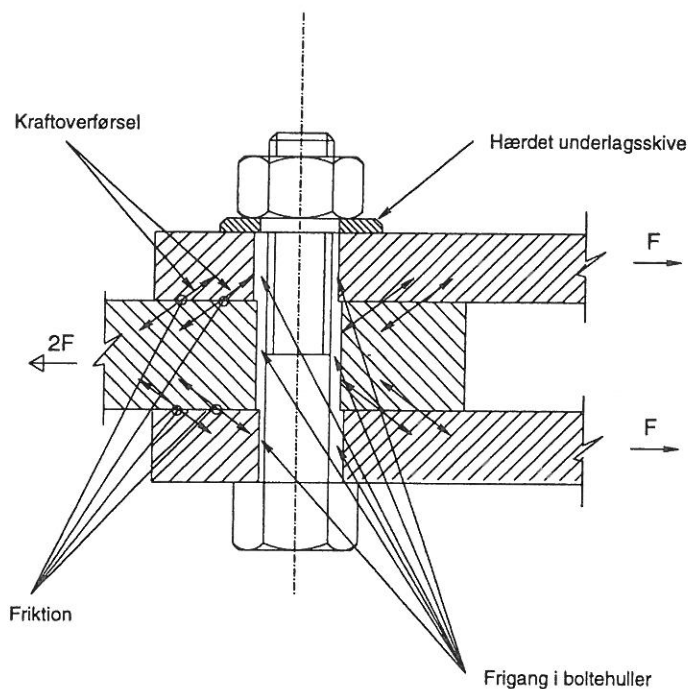
I samlinger med trækpåvirkede bolte vil en forspænding forbedre udmattelsesstyrken, idet spændingsvidden reduceres.

2. KRAFTOVERFØRSEL

2.1 Friktionssamlinger

Forspændte bolte udøver et tryk på de forbundne plader, hvorved der opstår en stor glidningsmodstand, som gør det muligt at overføre kraften mellem samlingens dele. Når den påførte kraft F , vist i figur 2, overskrider den glidningsmodstand, der er mellem pladerne, vil disse forskydes i forhold til hinanden, hvorved boltene overgår til også at være hulrandsbærende.

Bolte, der overfører kraften ved friktion, betegnes som højstyrkebolte i glidningsfri samlinger (HSFG bolte). Den kontrollerede tilspænding af boltene betyder, at virkningen af friktionen kan fastlægges og dermed indgå i dimensioneringen.



Figur 2. Kraftoverførsel ved friktion i forskydningspåvirket samling

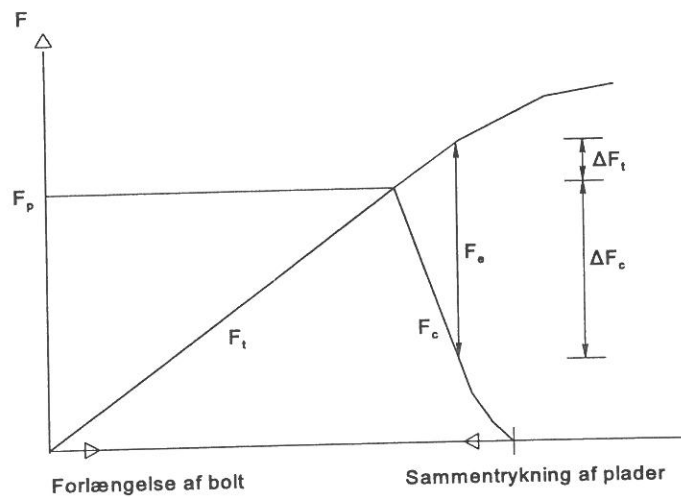
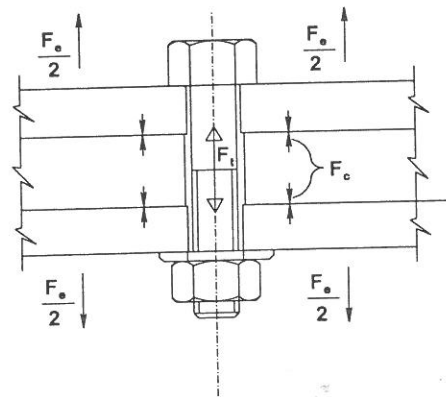
Den vigtigste fordel ved anvendelsen af højstyrkebolte i glidningsfri samlinger er den større stivhed og evnen til at modstå kraftpåvirkninger med skiftende retninger. Desuden er holdbarheden over for udmattelsespåvirkninger også bedre end for tilsvarende hulrandsbærende bolte.

Ulempen ved anvendelse af glidningsfri samlinger er, at omkostningerne er højere end for tilsvarende samlinger med hulrandsbærende bolte. Klargøring af overflader og den kontrollerede tilspænding af bolten kræver ekstra påpasselighed og uddannet arbejdskraft. Det betyder, at friktionssamlinger normalt kun anvendes, hvis samlingens stivhed er afgørende, eller hvis der optræder kraftpåvirkninger, og dermed glidning, i skiftende retninger, eller i samlinger, der udsættes for udmattelses-påvirkninger.

Friktionssamlinger benyttes typisk til broer, kraner og krandrager.

2.2 Trækpåvirkede samlinger

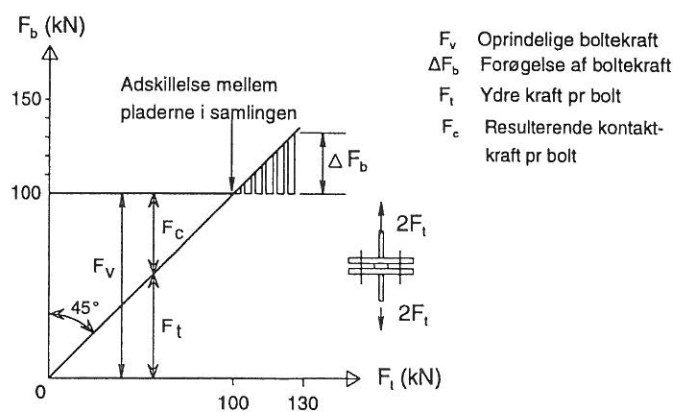
Figur 3 viser forholdet mellem forlængelsen af bolten og sammentrykningen af pladerne på grund af forspændingen. Hvis en ydre trækraft F_e påføres samlingen, vil kraften F_t i bolten forøges, og samtidig vil boltens forlængelse øges lige så meget som sammentrykningen af pladerne formindskes. Resultatet bliver, at trykket mellem pladerne formindskes. I praksis vil pladernes stivhed være omkring 4 gange så stor som boltens stivhed over for aksialpåvirkninger.



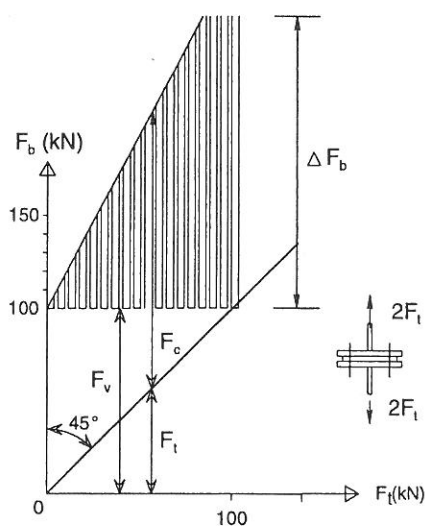
Figur 3. Forholdet mellem den ydre trækraft (F_o), trækraften i bolten (F_t) og kontaktkraften (F_c) i en forspændt samling

Forholdet mellem de forskellige kræfter kan illustreres med kraftdiagrammet på figur 4. På figur 4 (a) er der kun kontaktryk i den centrale del af boltesamlingen, og der er ingen forøgelse af boltekraften, før der opstår adskillelse af pladerne. I figur 4 (b) er kontakten begrænset til randområderne af boltesamlingen. Enhver ydre trækraft vil forøge bøjningen af pladerne, hvorved både F_c og ΔF_b forøges. Yderligere forklaring på dette fænomen findes i litteraturhenvisning [1] (kapitel 17) og [2].

Forholdet mellem den del af den ydre kraft, der overføres som en forøgelse af boltekraften, og den del, der overføres ved en reduktion af kontaktkræfterne mellem pladerne, afhænger af samlingens elastiske egenskaber (se figur 3). Da de elastiske egenskaber iøvrigt er ens, vil den måde, kontaktrykket er fordelt på være, af afgørende betydning for boltens udmattelsesstyrke (se figur 4).



(a) Kontaktryk begrænset til centrale del af boltesamling



(b) Kontaktryk begrænset til boltesamlingens rande

Figur 4. Boltekraftens afhængighed af kontaktrykkets fordeling

3. FORSPÆNDINGSKRAFT I BOLTE

For i praksis at kunne udnytte virkningen af friktionen anvendes højstyrkebolte (normalt styrkeklasse 10.9) således, at den nødvendige sammenspændingskraft kan etableres med bolte af en rimelig dimension. Den spænding, der påføres boltene ved forspændingen, ligger i nærheden af den garanterede styrke.

Den regningsmæssige forspændingskraft, der benyttes for en bolt, er givet ved:

$$F_{p,Cd} = 0,7 f_{ub} \cdot A_s$$

hvor A_s er boltens spændingsareal (se lektion 11.3.1), og f_{ub} er boltens karakteristiske brudspænding.

4. TILSPÆNDING AF BOLTE

Der anvendes tre forskellige metoder ved tilspænding af bolte:

a. Momenttilspænding

Ved denne metode benyttes en kalibreret momentnøgle, der enten kan betjenes med håndkraft, eller til bolte med større diameter, med maskinkraft.

Ca. Halvdelen af det moment, der påføres møtriken (eller boltehovedet), anvendes til at overvinde friktionen mellem møtriken og fladen, den ligger an mod; den anden halvdel anvendes til at overvinde friktionen i gevindet.

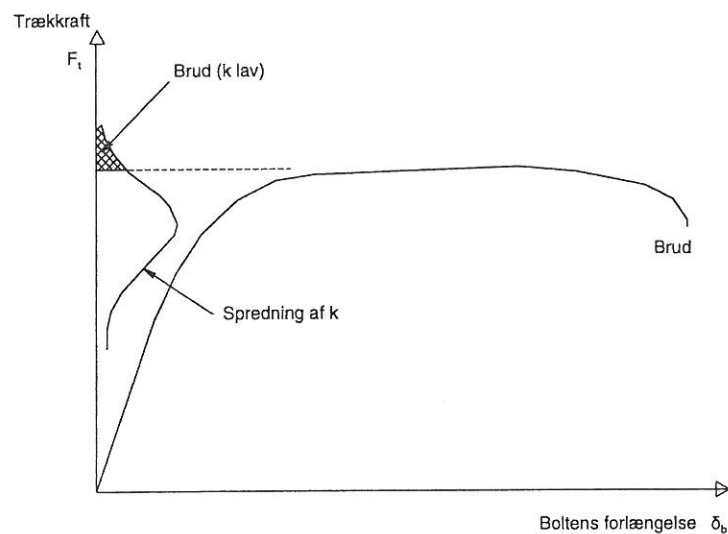
Hvis boltehovedets geometri og friktionskoefficienterne mellem de forskellige kontaktflader var kendt, ville det være muligt at beregne den trækraft, der opnås ved et givent moment. Usikkerheden med hensyn til fordeling af kontaktryk og den variation, der i praksis er i friktionskoefficienterne, gør det dog kun rimeligt at benytte et simpelt udtryk som:

$$M_a = k d F_p \quad (1)$$

hvor M_a er det påførte moment (Nmm)
 d er boltens diameter (mm)
 F_p er forspændingskraften i bolten (N)
 k er friktionskoefficienten for gevindet

I praksis er der for nye bolte målt værdier af k varierende mellem 0,12 og 0,20. I ECCS's recommendation [3] angives $k = 0,18$ for bolte, der leveres let olierede, og $k = 0,14$ for bolte, der leveres med gevindet indsmurt i molybdænsulfid.

Af ovenstående kan det konkluderes, at der vil være en stor spredning i størrelsen af den forspændingskraft, man opnår (figur 5).



På grund af stor spredning i friktionen mellem møtrik og bolt og mellem bolt og underlagsskive vil der være spredning på den opnåede forspændingskraft

Figur 5. Forspænding med momenttilspændingsmetoden

Hvis koefficienten k viser sig at blive meget lav, er der en risiko for, at der opstår brud i bolten. Er k derimod uventet stor, vil den ønskede forspændingskraft ikke opnås med det beregnede moment. Derfor anbefales denne metode hverken af ECCS [3] eller i Eurocode 3 [4]. Hvis den benyttes, anbefales det, at der udføres forsøg, før den tages i brug. Der findes særligt udstyr til at måle kraften i bolten som funktion af det påførte moment M_a .

b. Vinkeltilspænding af møtrik

Denne metode er baseret på en forud beregnet vinkeldrejning eller antal omdrejninger, møtrikken skal gives. Tilspændingen kan ske på en af følgende to måder:

- bolten tilspændes først med "fast hånd" og gives derefter yderligere en forudberegnet vinkeldrejning. Kontaktfladerne skal være tilpasset tæt, før bolten tilspændes.
- der benyttes en luftskarlidenøgle, der tilspænder bolten så meget, at pladerne passer tæt sammen (når nøglen begynder at skralde), hvorefter møtrikken tilspændes yderligere med vinkel-drejningen:

$$\Theta = 90^\circ + \Sigma t + d \quad (2)$$

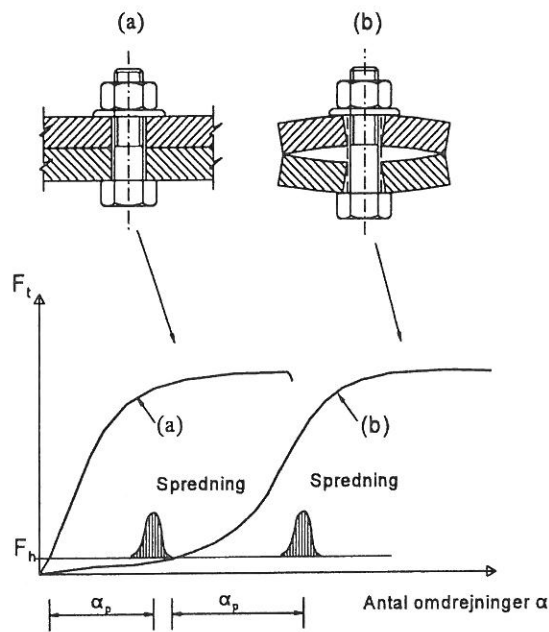
hvor: Θ er vinklen i grader
 Σt er samlingens totale tykkelse i mm
 d er boltens diameter i mm.

Hensigten med denne metode er at tilspænde møtrikken så meget, at bolten kommer godt op i det plastiske område (*figur 6a*). Herefter er trækraften i bolteskaftet relativt ufølsom over for variationer i drejning af møtrikken, men der er stadig en betydelig reserve, før der opstår brud i bolten.

Det skal bemærkes, at boltens sejhed (duktilitet) stort set afhænger af længden af den gevindskårne del. Man skal især være forsigtig med korte bolte, der kun har et mindre antal gevindribber i indgriben (5 er minimum).

Risikoen for at overbelaste bolten ved vinkeltilspænding er meget mindre end ved momenttilspændingsmetoden. Hvis pladerne ikke er plane og parallelle som vist på *figure 6b*, har metoden den ulempe, at den planlagte forspændingskraft ikke nås, medmindre montøren er fuldt opmærksom på, at sprækken mellem pladerne skal lukkes.

Det er en forudsætning for anvendelsen af denne metode, at kontaktfladerne passer tæt sammen, før bolten tilspændes.



(a) Plane plader. Efter tilspænding med hånden (F_h) nås den ønskede forspændingskraft med det foreskrevne antal omdrejninger (α_p).

(b) Pladerne er stive, men ikke plane. Efter tilspænding med hånden (F_h) er revnen ikke lukket, og den ønskede forspændingskraft opnås ikke.

Figur 6. Forspænding ved vinkeltilspændingsmetoden

c. **Kombineret metode (den bedste)**

Ved denne metode kombineres momenttilspænding og vinkeltilspænding.

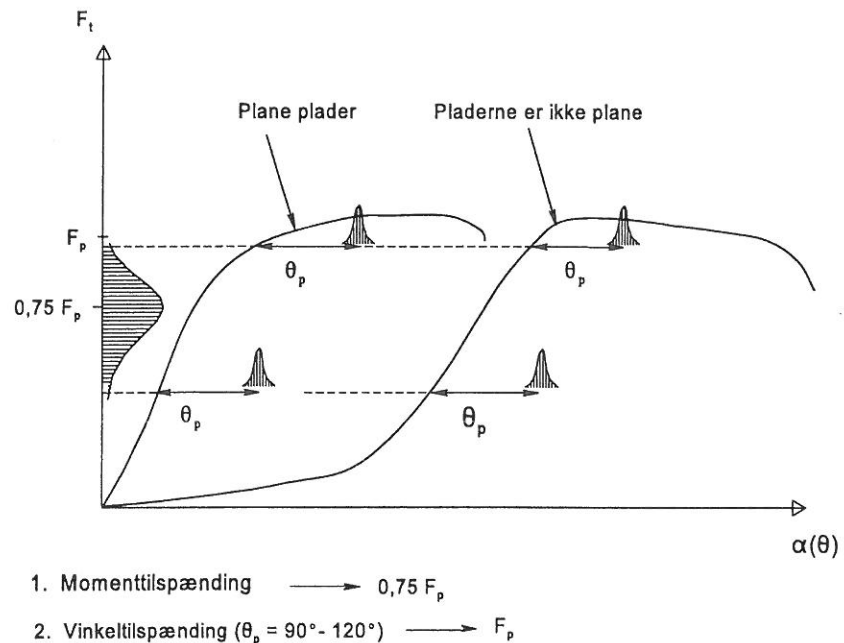
1. Først tilspændes alle bolte til 75% af den fulde forspændingskraft ved hjælp af momenttilspænding. Ved at anvende kun 75% vil der være en passende lav risiko for at overbelaste boltene på grund af en uforudset lav friktion mellem møtrik og skruens gevind. Samtidig vil kontaktkræfterne normalt være tilstrækkelige til at lukke en eventuel sprække mellem pladerne.
2. Derefter tilspændes yderligere med en vinkeldrejning på mellem 90° og 120°, hvor den lave værdi benyttes til korte bolte og den høje til lange bolte.

Denne metode har den fordel, at den ikke er særlig følsom over for følgende forhold:

- variation i friktion mellem møtrik og gevindribber.
- variation i pladesamlingens stivhed (figur 5 og 6). Ved at benytte momenttilspændingen på 75% er der større sikkerhed for, at pladerne passer tæt sammen, end tilfældet er ved vinkeltilspænding.

Ovenstående illustreres med figur 7:

- Hvis der, med momenttilspænding, gives en nominal forspænding på $0,75 F_p$, og det viser sig, at den virkelige værdi er højere, vil vinkeltilspændingen med Θ_p ikke betyde nogen risiko for brud.
- Er den virkelige forspænding efter momenttilspændingen lavere end $0,75 F_p$, vil vinkeltilspændingen med Θ_p give en forspænding, der er tilstrækkelig høj i enhver samling.



Figur 7. Forspænding med den kombinerede metode

I samlinger med mange bolte er det nødvendigt (figur 8) at tilspænde boltene i to omgange:

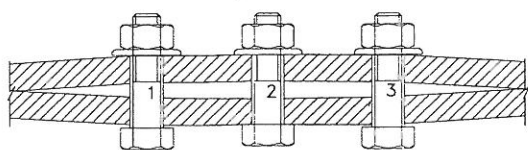
- **Momenttilspænding:** I første fase spændes alle bolte op til 75% af M_a . I anden fase spændes alle bolte op til 100% af M_a .
- **Vinkeltilspænding:** I første fase tilspændes alle bolte med "fast hånd". I anden fase efterspændes alle bolte med "fast hånd", og først derefter gennemføres vinkeltilspændingen.
- **Kombineret tilspænding:** I første fase tilspændes alle bolte op til 75% af M_a . I anden fase efterspændes alle bolte til 75% af M_a , og først herefter gives vinkeltilspændingen på $90^\circ - 120^\circ$.

Begrundelsen for ovenstående procedure er, at selv efter tilspænding af den første bolt til 75% af F_p , eller endog hele F_p , er det ikke sikkert, at pladerne passer tæt sammen.

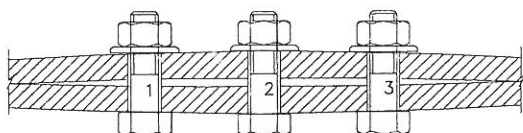
Tilpasningen afhænger af imperfektioner i samlingen (pladerne er ikke plane) og af pladernes stivhed i forhold til den forspændings kraft, den først tilspændte bolt gives.

Hvis kontaktfladerne ikke passer tæt sammen efter tilspænding af den første bolt

vil tilspændingen af den anden bolt reducere forspændingen i den første og så fremdeles. Ved at benytte proceduren med trinvis tilspænding vil denne effekt reduceres til et acceptabelt niveau.



(a) Før forspænding af boltene

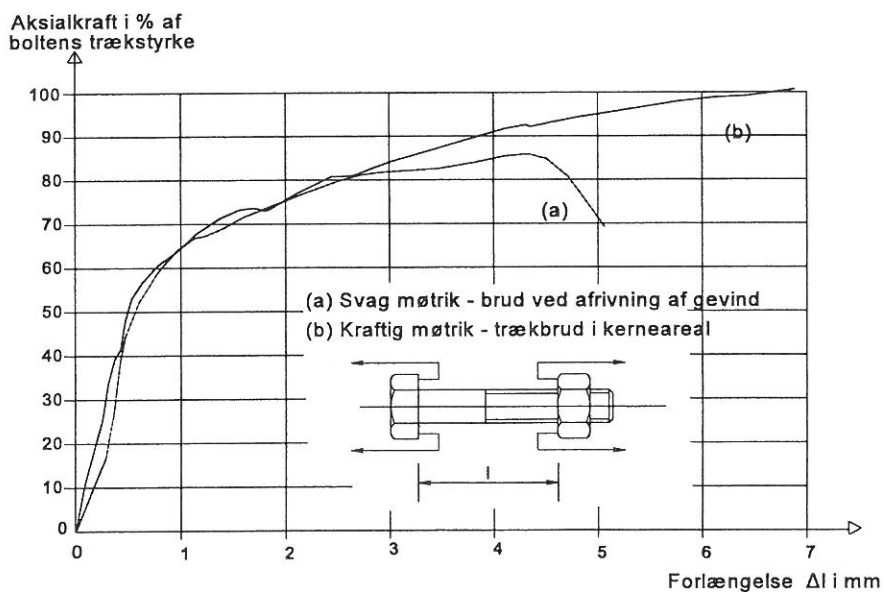


(b) Efter forspænding af bolt nr. 1

Figur 8. Gruppe af forspændte bolte hvor pladerne ikke er plane

5. MØTRIKKER OG UNDERLAGSSKIVER

Brud i bolte på grund af overspænding kan opstå enten som brud i bolteskaftet eller ved afrivning af gevindribber på skrue og/eller i møtrik. Brud i bolteskaftet sker pludseligt og er derfor let at konstatere. Afrivningen af gevindribber foregår derimod gradvist og er derfor vanskelig at opdage. Det giver en risiko for, at der efterlades bolte i en samling, som er delvis ødelagt. Figur 9 viser resultaterne fra en trækprøve, hvor de to brudformer sammenlignes.



Figur 9. Trækprøve med M20 kvalitetsklasse 4.6

Derfor er det ønskeligt at udforme boltede samlinger, således at brudmåden altid er et trækbrud i skruens skaft. På grund af de mange parametre, der afgør gevindets styrke (møtrik og skrues materialestyrker, gevindets geometriske udformning, møtrikkens nøglevidde), vil møtrikken desværre blive abnorm høj, hvis der skal opnås sikkerhed imod denne brudform i alle tænkelige situationer.

Til forspændte bolte benyttes møtrikker med en nøglevidde, der opfylder ISO 898/2 [5]. Den nominelle møtrikhøjde er altid større end den klassiske værdi 0,5 d; ofte benyttes højden 0,8 d og undertiden op til 1,0 d.

I den forbindelse er der et vigtigt kvalitetskrav. Bolt med møtrik skal i trækforsøget vist på *figur 9* have en brudspænding, der mindst svarer til den såkaldte garanterede brudspænding. For bolte, der opfylder ISO 898/1 [6], vil den garanterede brudspænding f. eks. afvige fra den karakteristisk værdi f_{ub} .

Under den del af bolten, der skal drejes (møtrik eller boltehoved), placeres en underlagsskive af hærdet stål. Det sikrer en jævnere fordelt og ikke så høj friktion mellem den roterede del og den underliggende plade. Hvis bolteaksen ikke står vinkelret på kontaktfladen, skal der, ved en afvigelse på mere end 3° , benyttes en passende tildannet underlagsskive.

6. BOLTEHULLER

Frigangen i boltehuller er som for almindelige ikke forspændte bolte, beskrevet i lektion 11.3.1.

Normalt er frigangen 2 mm for bolte med en diameter på indtil 24 mm og 3 mm for større diametre.

Med henblik på at forbedre samlingens styrke kan der specificeres boltehuller med mindre frigang end standard. Resultatet bliver en fordyrelse.

7. GLIDNINGSMODSTAND

I forskydningspåvirkede samlinger med forspændte højstyrkebolte overføres kraften gennem friktion mellem kontaktfladerne (*figur 1*). Bæreevnen af en sådan samling afhænger af forspændingskraften $F_{p,Cd}$, friktionskoefficienten μ samt antallet af friktionsflader n . Den regningsmæssige glidningsmodstand af en forspændt bolt er:

$$F_{s,Rd} = \frac{n \mu F_{p,Cd}}{\gamma_{ms}} \quad (3)$$

Friktionskoefficienten μ afhænger af forbehandlingen af kontaktfladerne. Fra (1) haves som eksempel følgende værdier:

- ubehandlede overflader $\mu = 0,20$
- overflader sandblæst med stålhagl eller grit/sand og hvor al løs rust er fjernet, uden gruber $\mu = 0,50$

- overflader sandblæst med stålhagl eller grit/sand og malet med zinksilikat (tykkelse 30 - 60 μm) $\mu = 0,30$
- overflader sandblæst med stålhagl eller grit og varmforzinket $\mu = 0,10$

Maling kan være nødvendig for at undgå rust i perioden op til og under montagen. Der findes flere detaljer i Referencestandard 8 i Eurocode 3 [4].

I figur 1 sammenlignes virkemåden af hulrandsbærende bolte og forspændte bolte i et dobbelt laskepladestød. Indtil der opstår glidning, er samlingen med forspændte bolte meget stivere end den, hvor boltene er hulrandsbærende. Når glidningen begynder, vil de forspændte bolte efterhånden overgå til at være hulrandsbærende, og efter at hele frigangen er overvundet, vil begge samlinger opføre sig nogenlunde ens. Årsagen til det store fald i kraften, der overføres gennem friktion, kan forklares således:

- Overfladens ruhed reduceres under glidningen, og dermed reduceres μ .
- Den omstændighed, at trækspændingerne i pladerne omkring hullerne forøges, når hulrandsbæringen træder i funktion, vil reducere pladernes tykkelse (Poisson forhold) og således reducere forspændingskraften (betragt figur 1 og overvej fordelingen af de langsgående spændinger i de to situationer).
- For bolte i huller med standard frigang og bolte i udstansede huller (se lektion 13.3.3), hvor bolteaksen står vinkelret på den overførte krafts retning, er partialkoefficienten γ_{ms} :
 - i brudgrænsetilstanden $\gamma_{ms} = 1,25$
 - i anvendelsesgrænsetilstanden $\gamma_{ms} = 1,10$

I DS 412 benyttes partialkoefficienten γ_{ms} ikke, men der multipliceres med en korrektionsfaktor $0,7 \leq c_4 \leq 1,0$ afhængig af af boltehullets udformning og størrelse.

8. FORSKYDNINGSG- OG TRÆKBÆREEVNE

Hvis en friktionssamling påføres en ydre trækraft F_t udover forskydningskraften F_v , vil glidningsmodstanden pr. bolt være:

$$F_{s,Rd} = \frac{n \mu (F_{p,Cd} - 0,8F_t)}{\gamma_{ms}}$$

I en momentpåvirket samling er det ikke nødvendigt at reducere glidningsbæreevnen, såfremt trækresultanten afbalanceres med en kontaktkraft i tryksiden.

9. UDFØRELSE AF GLIDNINGSFRI SAMLINGER

Forsøg udført i adskillige lande viser, at valsehud på kontaktfladerne giver en betydelig reduktion af friktionskoefficienten. Derfor skal man sikre sig, at valsehuden fjernes.

Det materiale, der benyttes til behandlingen, skal udvælges omhyggeligt (sand, stålkugler, cast iron shot, wire shot, etc.), og arbejdet skal udføres under anvendelse af al tilgængelig viden om processen for at sikre, at der opnås en god friktionskoefficient. Hvis der er specificeret maling af overfladerne, skal dette ske umiddelbart efter behandlingen.

Når der anvendes flammerensning, er det især vigtigt at vurdere den pågældende brænders effekt (benyt evt. 2 brændere), gas-oxygen blandingen og flammens angrebsvinkel med pladens overflade.

Dele, der skal samles med forspændte bolte, skal beskyttes mod korrosion med passende forholdsregler, der hindrer indtrængning af fugt i kontaktflader og boltehuller. Sådant beskyttelse, f. eks. ved forsegling, kan også være nødvendig som en midlertidig foranstaltning, hvis overfladerne er helt eller delvist ubeskyttede under montagen. Alle nødvendige forholdsregler skal tages både under fabrikation og montage for at sikre, at den i beregningerne forudsatte friktionskoefficient opnås og bevares.

Når en samling monteres, skal kontaktfladerne være fri for støv, olie, maling etc. Oliepletter kan ikke fjernes med flammerensning uden, at der efterlades skadelige rester, og skal derfor fjernes ved hjælp af et passende kemisk middel. Hvis delene ikke kan samles straks efter, at kontaktfladerne er behandlet, er det tilstrækkeligt ved montagen at fjerne en evt. tynd film af rust eller andet løst materiale med en blød stålbørste. Under denne proces må overfladebeskyttelsen ikke beskadiges eller tilsmudses med olie eller fedt.

Hvis konstruktionsdele med kontaktflader, der er klargjorte til sammenspænding med friktionsbolte, skal opbevares i en længere periode, er der risiko for, at de rustner. I særlige tilfælde må det overvejes at benytte en lavere friktionskoefficient. Et effektivt middel til at beskytte kontaktfladerne med er en selvhæftende eller påsprøjtet plasticfilm. Indtil nu er der dog ingen kendte beskyttelseslag der ikke påvirker friktionskoefficienten i uheldig retning.

10. AFSLUTTENDE RESUMÉ

- Glidningsfri samlinger med højstyrkebolte er meget stive og gode til at modstå udmattelsespåvirkninger.
- Der er flere metoder til etablering af tilspændingen, den bedste er en kombination af moment- og vinkeltilspænding.
- Samlingens forskydningsbæreevne bestemmes af det kontaktryk mellem pladerne, der stammer fra forspændingen af boltene og af friktions-koefficienten for pladernes kontaktflader. En ydre trækraft vil reducere forskydningsbæreevnen, medens en trykkraft vil forøge denne.
- Det er meget vigtigt, at vurdere og kontrollere den friktionskoefficient, der benyttes ved dimensioneringen.

11. LITTERATURHENVISNINGER

- [1] Kulak, G. L., Fischer, J. W. and Struik, J. H. A., "Guide to Design Criteria for Bolted and Rivetted Joints", 2nd edition, John Wiley and Sons, 1987.
- [2] Bouwman, L. P., "Fatigue of Bolted Connections and Bolts Loaded in tension", Delft University of Technology, Department of Civil Engineering, Report. 6-79-9, July 1979.
- [3] European Recommendations for Bolted Connections in Structural Steelwork. European Convention for Constructional Steelwork (ECCS), Publication No. 38, 1985.
- [4] Eurocode 3: "Design of Steel Structures": Part 1.1: General Rules and Rules for Buildings, CEN, 1992 (see Chapter 6: Connections Subjected to Static Loading, and Chapter 7: Fabrication and Erection).
- [5] ISO 898/2, International Standard Mechanical Properties of Fasteners. Part 2: Nuts with Specified Proof Load Values.
- [6] ISO 898/1, International Standard Mechanical Properties of Fasteners. Part 1: Bolts, Screws and Studs.

DIMENSIONERING OG UDFORMNING AF SAMLINGER

Lektion 11.4.1: Beregning af samlinger : Grundlæggende bestemmelse af kræfter

FORMÅL

At beskrive virkemåden af samlinger og grundlaget for dimensionering af de enkelte elementer i samlinger.

FORUDSÆTNINGER

Lektion 1B.5:	<i>Introduction to Design of Industrial Buildings</i>
Lektion 1B.7:	<i>Introduction to Design of Multi-Storey Buildings</i>
Lektion 2.3:	<i>Engineering Properties of Metals</i>
Lektion 2.4:	Ståltyper og kvaliteter
Lektion 11.1.2:	Introduktion til dimensionering af samlinger
Lektion 11.2.1 - 11.2.3:	Svejste samlinger
Lektion 11.3.1 - 11.3.3:	Boltede samlinger (<i>11.3.3 er ikke oversat</i>)

LEKTIONER VEDRØRENDE BESLÆGTEDE EMNER

Lektion 11.5:	<i>Simple Connections for Buildings</i>
Lektion 11.6:	<i>Moment Connections for Continuous Framing</i>
Lektion 11.7:	<i>Partial Strength Connections for Semi-Continuous Framing</i>

RESUMÉ

I disse 4 lektioner (11.4.1 - 11.4.4) gøres der rede for, hvordan funktionen af de enkelte elementer i en samling kan bestemmes, således at hver del af samlingen kan dimensioneres til at modstå de kræfter, den skal overføre. Lektionerne bygger derfor videre på de grundlæggende principper for overførsel af kræfter, som blev introduceret i lektion 11.1.2.

I denne første lektion forklares de generelle metoder til bestemmelse af, hvilke kræfter hver enkelt del af en samling skal dimensioneres for. De grundlæggende principper for ligevægt, stivhed og deformationer anvendes til at bestemme, hvordan de påførte laster fordeles på de forskellige dele af samlingen. Konklusionen på dette er, at kraftoverførslen i samlingen følger bestemte ruter, således at hovedparten af kraften overføres på det sted, hvor stivheden er størst.

Oversat og bearbejdet af: Peter Ehlers, Ingeniørhøjskolen i Århus, august 1997

1. INDLEDNING

I lektion 11.1.2 beskrives generelt, hvordan bæreevnen af samlinger kan kontrolleres ved at undersøge bæreevnen af hvert enkelt element i samlingen.

Bæreevnen af et element bestemmes ud fra af bæreevnen af de enkelte bolte, svejsninger og plader.

Bæreevnen af svejsninger og bolte er behandlet i lektion 11.2 and 11.3. I nærværende lektion 11.4.1 behandles bæreevnen, stivheden og deformationskapaciteten af en række forskellige samlingstyper.

Materialet i lektion 11.4.1, 11.2 og 11.3 skal tilsammen forklare, hvordan de enkelte dele af en samling kan dimensioneres forsvarligt. Dette indebærer dels en bestemmelse af de kræfter, som hver del af samlingen er påvirket af, dels en bestemmelse af, hvordan delene i en samling arbejder sammen for at overføre kræfterne fra den understøttede del af konstruktionen til den bærende del.

Efter at principperne er lagt fast, anvendes de i lektion 11.4.2 - 11.4.4 til at beskrive overførslen af forskellige typer af snitkræfter i samlinger, f. eks. direkte træk, forskydning, træk som følge af momenter o. s. v.

Lektion 11.5 - 11.8 færdigudbygger metoderne til anvendelse ved dimensionering af forskellige samlingstyper.

2. BESTEMMELSE AF KRÆFTER

2.1 Kræfter i samlingen

For at bestemme kræfterne i en samling udføres en statisk beregning.

En sådan beregning indebærer bestemmelse af de regningsmæssige laster på konstruktionen og bestemmelse af konstruktionens dimensioneringsgrundlag.

Ved bestemmelse af dimensioneringsgrundlaget er det nødvendigt at vurdere konstruktionens statiske virkemåde. Er samlingerne charnierer, stive eller halvstive? Er det delstyrke- eller fuldstyrkesamlinger? En mere detaljeret beskrivelse af samlings-typens indflydelse på fordelingen af kræfter i konstruktionen gives i lektion 11.1.1, 11.1.2, 11.5, 11.6, 11.7 og 11.8.

2.2 Fordelingen af kræfter i samlingen

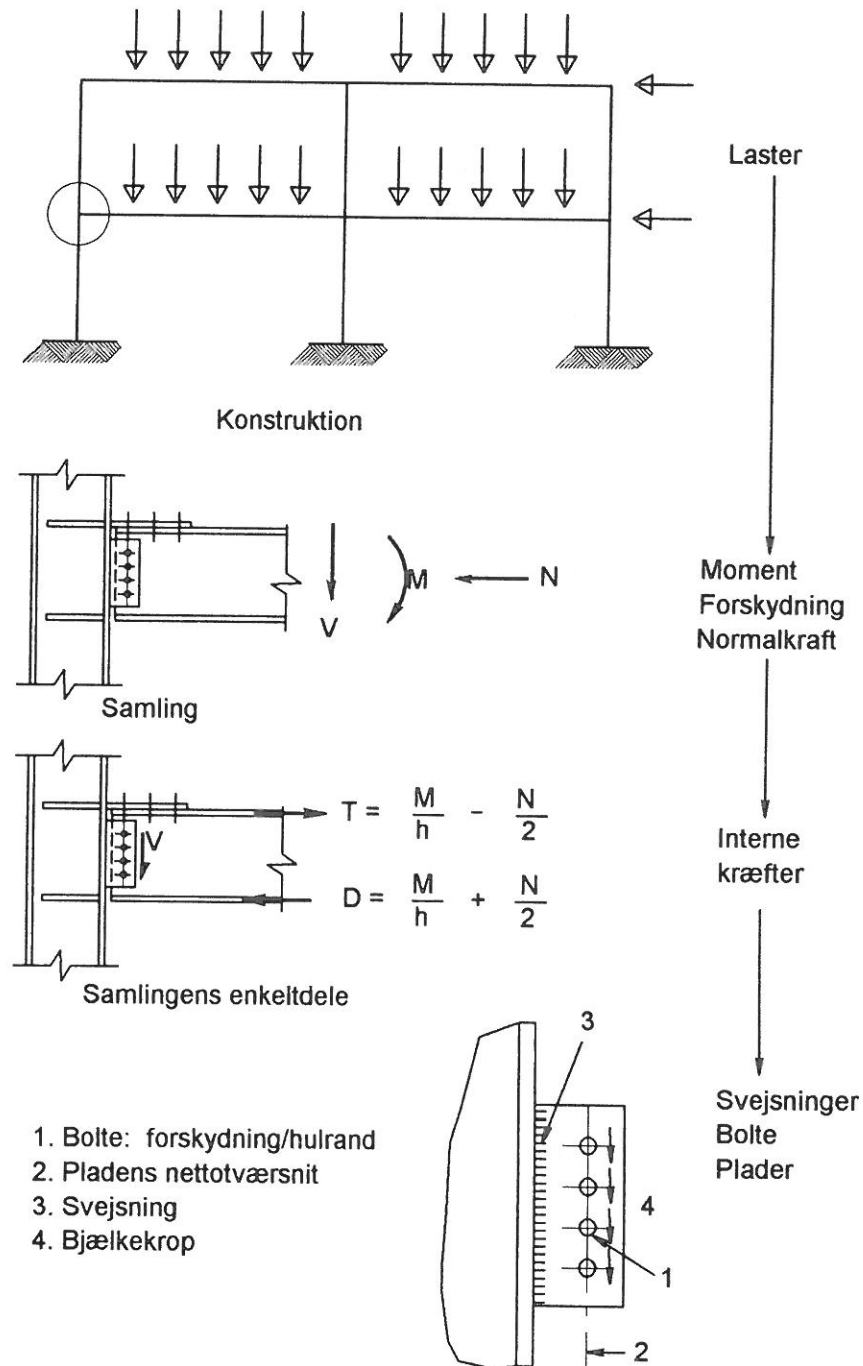
Når normalkræfter, forskydningskræfter og momenter i en samling er beregnet, vælges en intern fordeling af kræfterne i samlingen.

Snitkraftfordelingen i samlingen kan vælges på den måde, der er mest rationel, forudsat at:

- a. De valgte snitkræfter er i *ligevægt* med den ydre last.
- b. Hver del af samlingen har tilstrækkelig *bæreevne* til at optage disse kræfter.
- c. De deformationer, som opstår ved den valgte kraftfordeling, ligger inden for *deformationskapaciteten* af bolte, svejsninger og øvrige dele af samlingen.

På *figur 1* skitseres beregningen af belastningen på de enkelte dele af samlingerne og eftervisningen af deres bæreevne.

Det er ikke nødvendigt, og ofte heller ikke muligt, at bestemme den virkelige fordeling af kræfter i samlingen. Et *realistisk* skøn over de interne kræfter - i ligevægt med de ydre kræfter - slår til. Dette skøn er rent faktisk den vanskeligste del af beregningen. Det kræver en solid forståelse for den statiske virkemåde af en samling, når den påføres last.



Figur 1. Oversigt over fremgangsmåden ved beregning af samlinger.

Følgende regler skal overholdes:

- a. **Fordelingen af kræfter på de dele, der skal samles, skal vælges med omtanke**

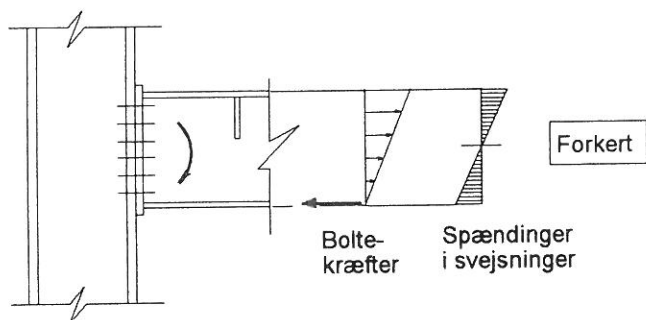
Hvis der f. eks. skal udføres en samling i et I-profil, som er påvirket af bøjnings- og forskydningskræfter, ligger forskydningskræfterne stort set i kroppen, mens flangerne bærer hovedparten af momentet. Et simpelt og sædvanligvis acceptabelt skøn over kraftfordelingen i samlingen fører til, at kropsamlingen dimensioneres for hele forskydningskraften og flangesamlingerne for hele momentet, se *figur 1*.

- b. **Stivheden af samlingens forskellige dele skal vurderes**

Deformationer som følge af kræfter i en plades plan er meget mindre end deformationer som følge af kræfter vinkelret på pladen (normalkraft vs. moment). Ofte kan forståelsen for stivhedens indflydelse på kraftfordelingen i en samling forbedres ved, at man betragter situationen, efter at samlingen har fået en lille deformation. Denne fremgangsmåde belyses med nogle eksempler i afsnit 3.

- c. **Den skønnede fordeling af kræfter skal være konsekvent for alle dele af samlingen**

Overtrædelse af denne regel kan forekomme, hvis de forskellige dele af samlingen beregnes uafhængigt af hinanden. Et eksempel herpå er vist på *figur 2*. Den angivne fordeling af kræfter til dimensionering af boltene stemmer ikke overens med den fordeling af spændinger i bjælken, som er skønnet ved dimensionering af svejsningerne mellem bjælken og endepladen. Resultatet er, at svejsningerne ved bjælkens overflange overbelastes.



Figur 2. Eksempel på inkonsekvent fordeling af kræfter og spændinger.

2.3 Grundlæggende belastningstilfælde for enkeltelementer

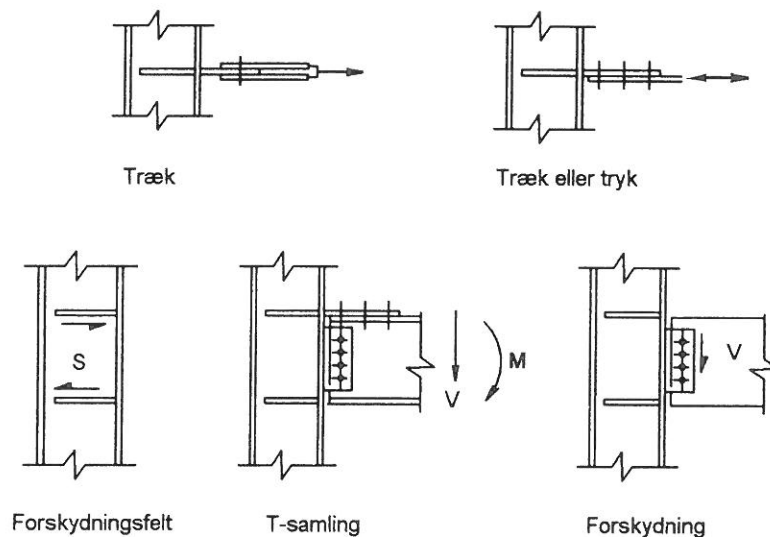
Beregning af den statiske virkemåde af samlinger kan udføres ved at undersøge en række grundlæggende belastningstilfælde for de enkelte elementer. Denne metode er illustreret på *figur 3*. Overførslen af kræfter i næsten alle typer samlinger kan opløses i de viste 5 belastningstilfælde. Opdeling i disse tilfælde giver en systematisk og klar fremstilling af beregningsmetoden, på trods af det store antal mulige samlingstyper. Eurocode 3 (kapitel 6 og appendiks J) følger denne systematik.

I lektion 11.4.3 og 11.4.4 vises beregning af de 5 grundlæggende lasttilfælde for en række forskellige samlingstyper. For hver del af samlingen findes en række mulige brudtyper. Det kan være brud i:

- fastgørelsesmidler (svejsninger eller bolte),
- de elementer, som er samlet,
- øvrige dele i samlingen, f. eks. plader og vinkelbeslag.

Det skal eftervises, at det svageste led i samlingssystemet (kæden) er stærkt nok til at optage de kræfter, der virker på det.

Beregning af fastgørelsesmidler (svejsninger og bolte) er belyst i lektion 11.2 og 11.3. Beregning af de øvrige dele af samlingen behandles i nærværende lektioner 11.4.1 - 11.4.4.



Figur 3. Grundlæggende belastningstilfælde.

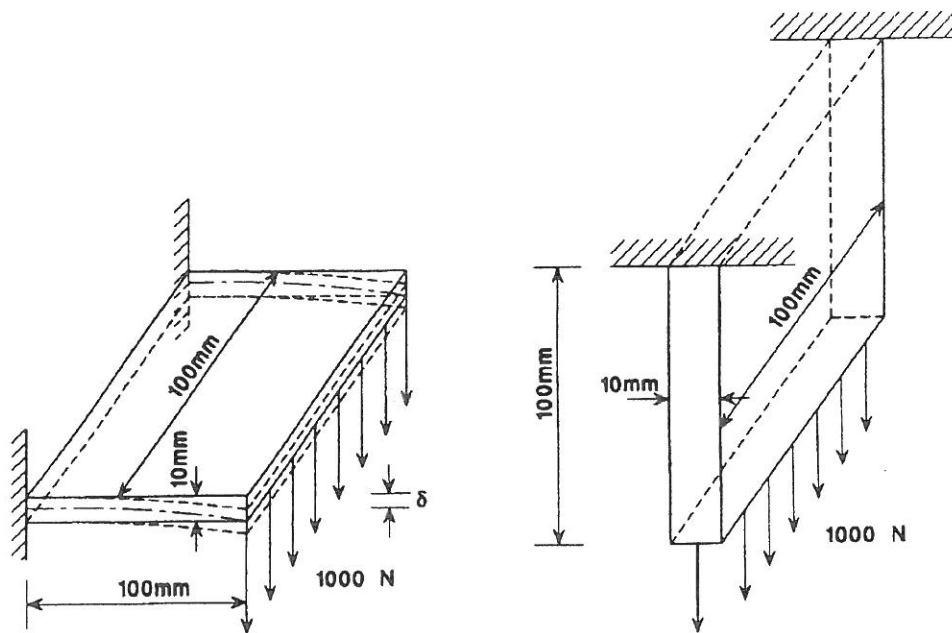
3. FORDELING AF KRÆFTER

3.1 Virkningen af forskelle i stivhed

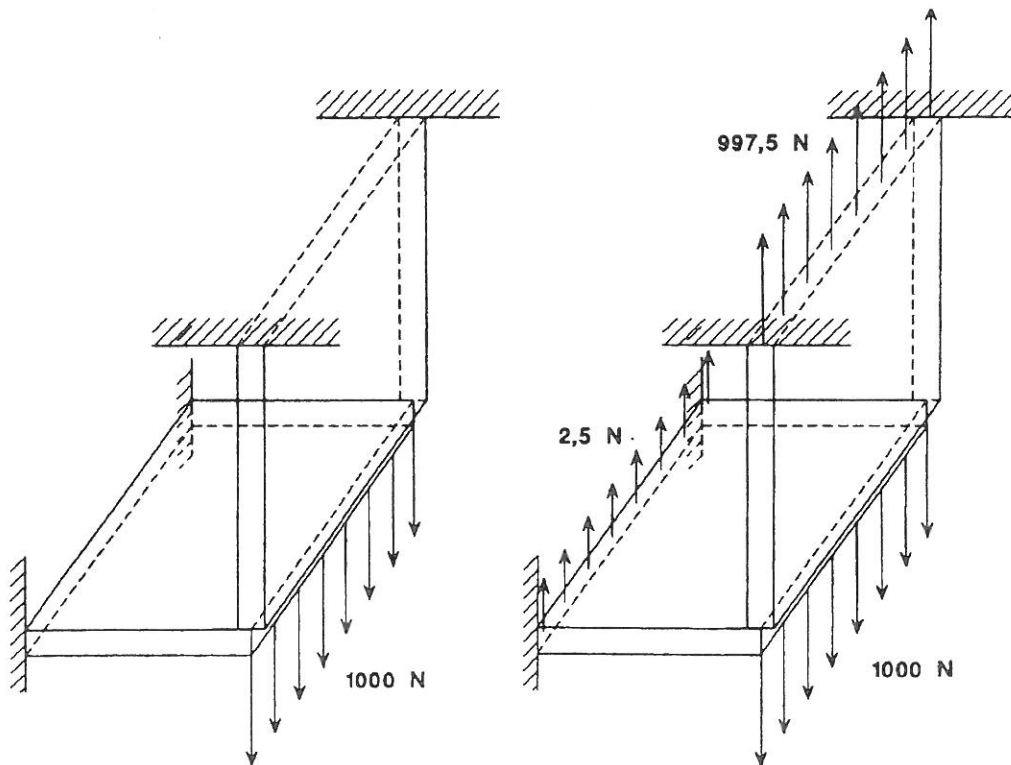
Når normalkræfter, forskydningskræfter og momenter skal fordeles i samlingen, skal forskelle i stivhed i samlingen tages i betragtning. Især er deformationerne i en plade som følge af normalkræfter meget mindre end deformationerne som følge af kræfter vinkelret på pladen.

En beregning af eksemplet på *figur 4* demonstrerer tydeligt dette princip. Pladen på $100 \times 100 \times 10$ mm er fastgjort i den ene kant og belastet med 1000 N vinkelret på pladens overflade. Deformationen beregnes:

$$\delta = \frac{F \cdot \ell^3}{3 EI} = \frac{1000 \cdot 100^3}{3 \cdot 2,1 \cdot 10^5 \frac{100 \cdot 10^3}{12}} = 0,2 \text{ mm} \quad (3-1)$$



Figur 4. Eksempel til illustration af lastretningens betydning for deformationen (last vinkelret på hhv. parallelt med pladens plan).



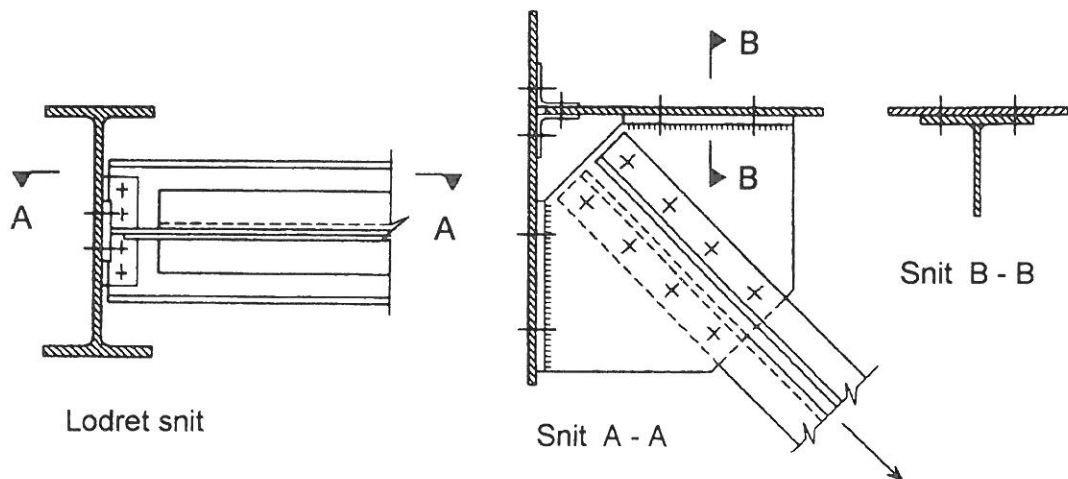
Figur 5. Fordeling af kræfter mellem bøjning (vandret plade) og træk (lodret plade).

Den samme plade belastes med en trækraft på 1000 N i pladens plan. Deformationen ved enden af pladen er nu:

$$\Delta l = \frac{F \cdot l}{EA} = \frac{1000 \cdot 100}{21 \cdot 10^5 \cdot 100 \cdot 10} = 0,0005 \text{ mm} \quad (3-2)$$

De to plader forbindes nu, se *figur 5*, hvorved deformationen for de to plader bliver ens. Denne konstruktion påføres en kraft på 1000 N. Lasten optages nu af begge plader, fordelt i forhold til pladernes stivhed. Pladen, som er trækpåvirket, er $0,2/0,0005 = 400$ gange stivere end den plade, der er påvirket til bøjning. Resultatet er, at næsten hele lasten bæres af den trækpåvirkede plade, se *figur 5b*.

Denne viden bruges til at bestemme fordelingen af kræfter i den diagonalsamling som er vist på *figur 6*, f. eks. i en dækkonstruktion. I denne samling er der mange mulige fordelinger af kræfterne, som alle respekterer kravet om ligevægt.



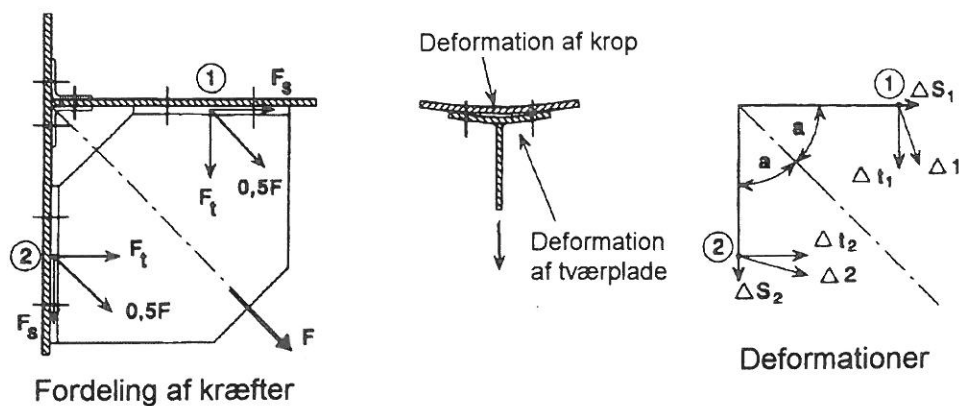
Figur 6. Fastgørelse af en diagonal i en dækkonstruktion.

Først antages det, at kraften deles mellem de to samlinger, og at kraftretningen er uændret, se *figur 7*. Ved beregningen opløses kraften $0,5 F$ i $F_s = 0,35 F$ og $F_t = 0,35 F$.

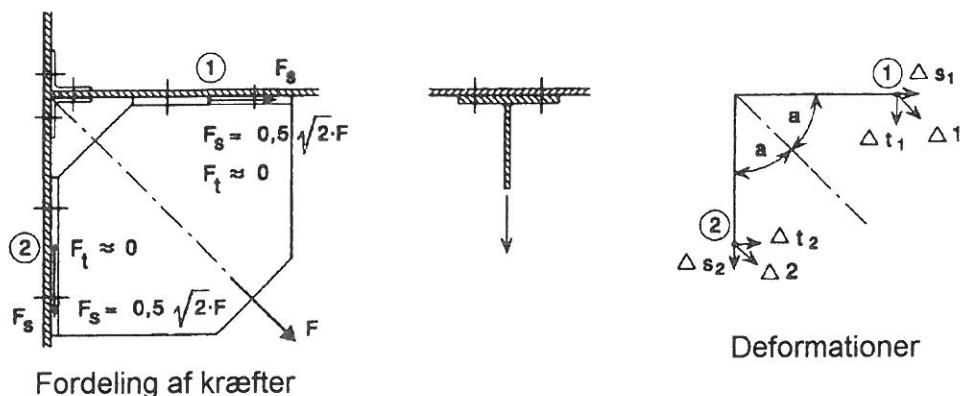
Deformationen i forskydningsretningen (F_s) er meget mindre end deformationen i trækretningen (F_t). Resultatet er, at deformationen $\Delta 1$ i punkt (1) er meget forskellig fra deformationen $\Delta 2$ i punkt (2). Deformationerne $\Delta 1$ og $\Delta 2$ kan altså ikke optages af knudepladen!

Derfor skal deformationen i punkt (1) som følge af F_s (ΔS_1) være den samme som deformationen i punkt (2) som følge af F_t (ΔS_2).

Altså er F_s meget større end F_t . Fordelingen af kræfter på *figur 7* er forkert.



Figur 7. Forkert skøn over fordeling af kræfter.



Figur 8. Korrekt fordeling af kræfter.

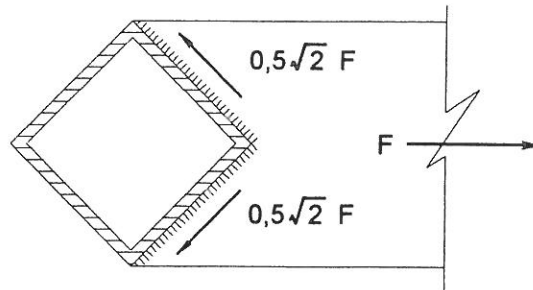
Den korrekte fordeling er angivet på *figur 8*. Kraften F giver i realiteten kun forskydning i boltegrupperne (1) og (2). Der kan ses bort fra trækraften i boltene.

Konklusion: Hvis der er stor forskel i stivhed mellem to mulige måder at overføre en kraft på, ser man bort fra den kraftoverførsel, som giver størst deformation (bøjning af pladen), og forudsætter, at hele kraften overføres på den måde, der giver den mindste deformation (deformation i pladens plan).

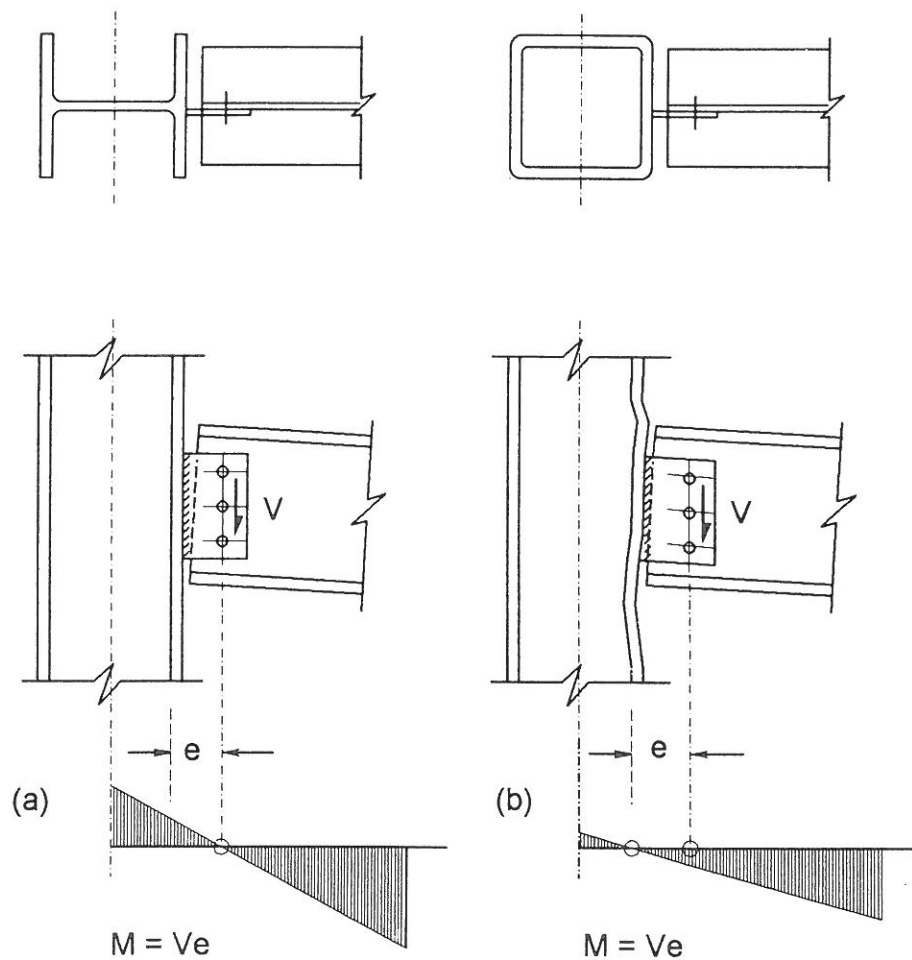
Dette princip gælder også for svejste konstruktioner, se *figur 9*. Denne figur viser samlingen mellem en plade og et firkanttrør. Den skønnede kraftfordeling, hvor svejsningerne kun er påvirket til forskydning, er korrekt.

Stivheden i en samling kan påvirke forudsætningerne for beregning af bøjningsmomenterne. Et eksempel på dette er vist på *figur 10*. I samlingen på *figur 10a* er rotationen af den boltede samling større end rotationen af den plade, som er svejst til søjlen i plan med søjlekroppen. Derfor skønnes der at være et charniere i bolterækken. Boltene bærer forskydningskraften V . Svejsningen skal dimensioneres for forskydningskraften V og momentet $V \cdot e$.

I samlingen på *figur 10b* er pladen svejst til den eftergivelige væg af et firkantrør. Her er den mest nærliggende placering af charnieret ved rørvæggen. Svejsningen optager nu kun forskydning; til gengæld skal bolterækken optage både forskydning (V) og bøjning ($V \cdot e$).



Figur 9. Eksempel på et korrekt skøn over fordeling af kræfter i en svejst samling.



Figur 10. Charnierets placering i en charnieresamling.

3.2 Frit rotationscenter og tvunget rotationscenter

a. Frit rotationscenter

Pladerne på *figur 11* er samlet med tilfældigt placerede bolte. Samlingen belastes med bøjningsmomentet M . Pladerne regnes at være stive sammenlignet med stivheden af sammenboltningerne. Derfor skyldes vinkeldrejningen θ mellem pladerne, at sammenboltningerne deformeres. Pladerne drejer omkring rotationscentret.

Ved små deformationer af sammenboltningerne kan der forudsættes lineær sammenhæng mellem boltekraften R_i og flytningen δ_i , således at boltekraften F_i bliver ligefrem proportional med afstanden r_i til rotationscentret ganget med rotationen θ , se *figur 12*.

$$\delta_i = r_i \theta \quad (3-3)$$

$$R_i = \frac{r_i}{r_{\max}} R_{\max} \quad (3-4)$$

$$R_{xi} = \frac{y_i}{r_i} R_i = \frac{y_i}{r_{\max}} R_{\max} \quad (3-5)$$

$$R_{yi} = \frac{x_i}{r_i} R_i = \frac{x_i}{r_{\max}} R_{\max} \quad (3-6)$$

Hvis samlingen alene er belastet af et bøjningsmoment, kræver ligevægtsbetingelserne, at den resulterende kraft i x- og y-retning skal være nul:

$$\Sigma R_{xi} = \frac{R_{\max}}{r_{\max}} \Sigma y_i = 0 \rightarrow \Sigma y_i = 0 \quad (3-7)$$

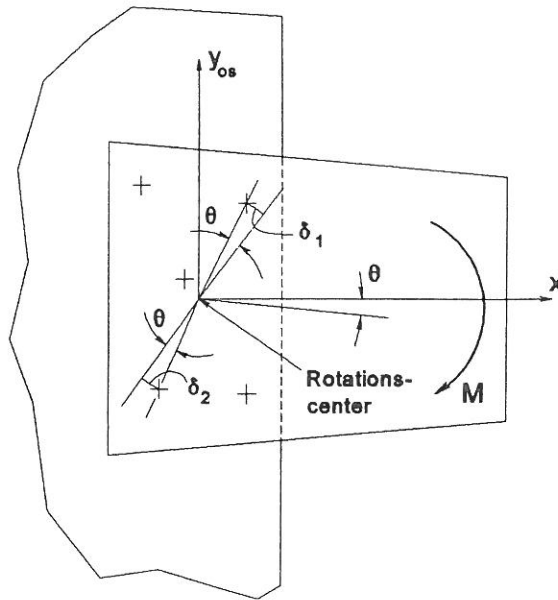
$$\Sigma R_{yi} = \frac{R_{\max}}{r_{\max}} \Sigma x_i = 0 \rightarrow \Sigma x_i = 0 \quad (3-8)$$

Rotationscentret ligger derfor i boltegruppens tyngdepunkt.

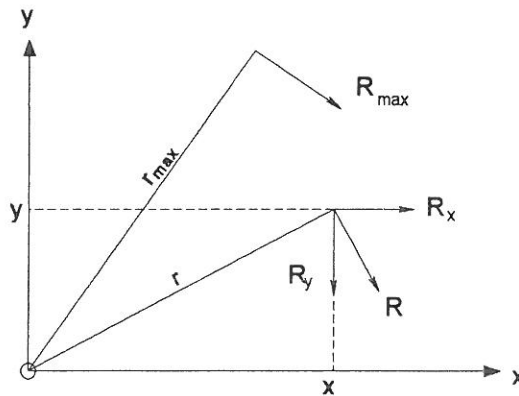
$$M = \Sigma r_i \cdot R_i = \Sigma \frac{r_i^2}{r_{\max}} R_{\max} = \frac{R_{\max}}{r_{\max}} \Sigma r_i^2 \quad (3-9)$$

$$R_{\max} = \frac{M \cdot r_{\max}}{\Sigma r_i^2} = \frac{M \cdot r_{\max}}{\Sigma (x_i^2 + y_i^2)} \quad (3-10)$$

Dette tilfælde, hvor rotationscentret ligger i boltegruppens tyngdepunkt, kaldes "frit rotationscenter".



Figur 11. Boltegruppe påvirket af et moment M.



Figur 12. Bestemmelse af boltekræfter.

Hvis en boltegruppe med frit rotationscenter påvirkes af en ekscentrisk virkende kraft, kan følgende beregning udføres, se *figur 13*.

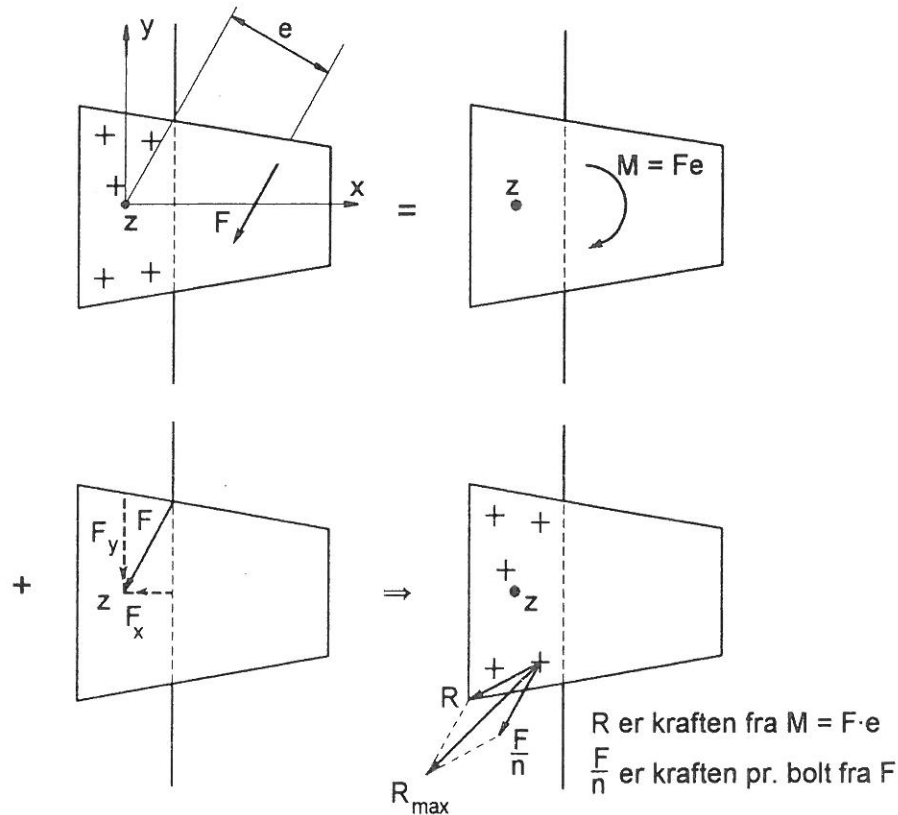
Den ekscentrisk virkende kraft F kan opløses i et moment $M = F \cdot e$ og en kraft F , som går gennem rotationscentret. Påvirkningen på boltene er en summation af påvirkninger som følge af M (som forklaret ovenfor) og påvirkninger som følge af F . Hvis der er n bolte, bærer hver bolt F/n . Den resulterende påvirkning på hver bolt kan beregnes ved at opløse kræfterne fra M og F i x -retning og y -retning:

$$F_x = F_{xM} + F_{xF} \quad (3-11)$$

$$F_y = F_{yM} + F_{yF} \quad (3-12)$$

$$R = \sqrt{F_x^2 + F_y^2} \quad (3-13)$$

Ved en uregelmæssig bolteplacering er det ikke let på forhånd at afgøre, hvilken bolt der er hårdest belastet. Det vil derfor være nødvendigt at undersøge flere bolte. I praksis er boltene dog normalt placeret i et regelmæssigt mønster, så de hårdest belastede bolte let kan identificeres.



Figur 13. Bestemmelse af boltekræfter i en boltegruppe med frit rotationscenter, påvirket af en ekscentrisk kraft.

b. Tvunget rotationscenter

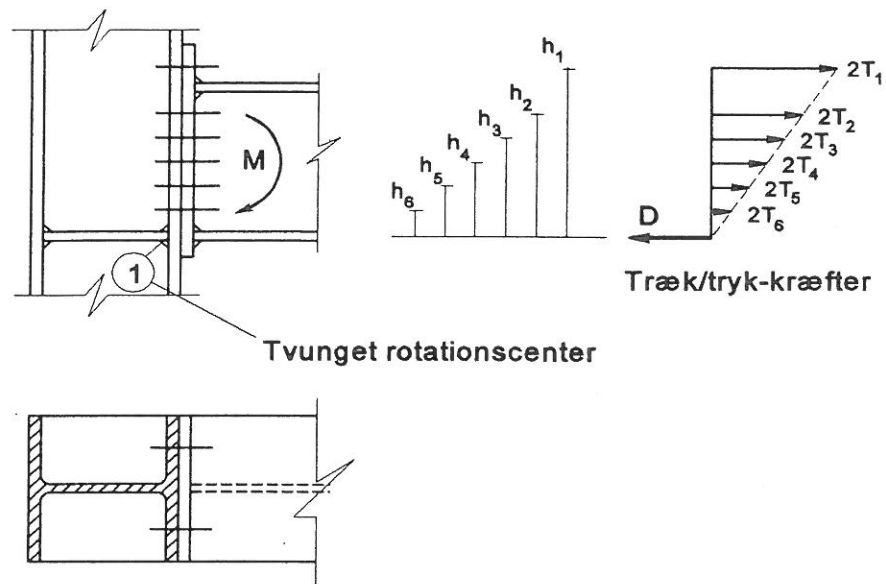
I en endepladesamling som vist på figur 14 er der betydelig forskel på stivheden i trækzonen og trykzonen.

I trykzonen overføres trykkraften direkte fra bjælkens flange til søjlekroppen (via kropafstivningen). Deformationen i trykzonen er meget ringe sammenlignet med deformationen i trækzonen, hvor endepladen og søjleflangen bøjer.

På grund af denne forskel i stivhed kommer rotationscentret i realiteten til at ligge i punkt (1) på figur 14. Evt. kan rotationscentret på den sikre side regnes at ligge i den nederste bolterække.

Hvis endepladen er tyk og derfor tilstrækkelig stiv, kan rotationscentret også forudsættes at ligge ved underkanten af pladen.

Det ovenfor beskrevne tilfælde, hvor rotationscentret ikke ligger midt i boltegruppen, betegnes "tvunget rotationscenter".



Figur 14. Boltekræfter i en endepladesamling med tvunget rotationscenter.

Idet stivheden af bolterækkerne forudsættes at være ens, er kraften i bolterækkerne direkte proportional med deres afstand fra rotationscentret. Med rotationscentret i punkt (1), kan følgende beregning udføres:

$$h_1 2T_1 + h_2 2T_2 + h_3 2T_3 + h_4 2T_4 + h_5 2T_5 + h_6 2T_6 = M \quad (3-14)$$

Med ensartet boltestørrelse:

$$2T_2 = 2T_1 \frac{h_2}{h_1}$$

$$2T_3 = 2T_1 \frac{h_3}{h_1}$$

$$2T_4 = 2T_1 \frac{h_4}{h_1}$$

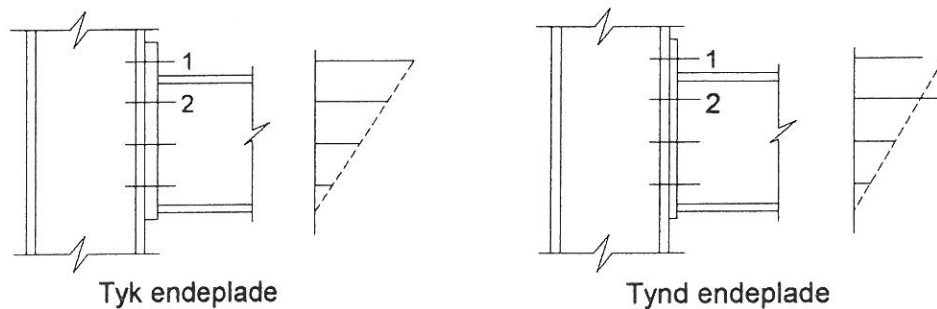
$$2T_5 = 2T_1 \frac{h_5}{h_1}$$

Ved hjælp af disse ligninger kan boltekræften T_1 i den hårdst belastede bolt bestemmes:

$$\frac{2T_1}{h_1} \sum h_i^2 = M \rightarrow T_1 = \frac{M \cdot h_1}{2 \sum h_i^2} \quad (3-15)$$

I virkeligheden kan stivheden af bolterækkerne være ret forskellig. F. eks. er den øverste del af endepladen på *figur 15* mindre stiv end den pladedel som ligger under overflangen, hvor bjælkens krop har en afstivende virkning. Resultatet er, at bolterække nr. 2 vil overføre en større kraft end række nr. 1.

Ved tynde endeplader er forskelle i stivhed mellem de forskellige bolterækker mere udtalt, og fordelingen af kræfter i bolterækkerne er mere variabel. Med "normale" dimensioner på endepladen er det rimeligt at antage, at trækkræfterne i bjælkens overflange fordeles ligeligt på bolterække 1 og 2.



Figur 15. Fordeling af boltekræfter ved tyk hhv. tynd endeplade.

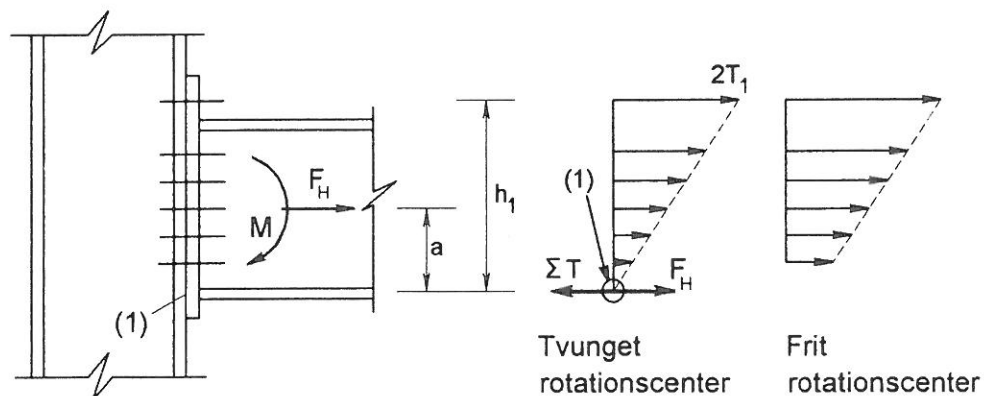
Hvis en endepladesamling er påvirket af en kombination af bøjning M og forskydning F_H , kan der være tale om en samling med tvunget rotationscenter, men et frit rotationscenter er også muligt. Det afhænger af størrelsen af F_H , se *figur 16*.

Er der tale om et tvunget rotationscenter (lille F_H), overføres F_H gennem det stive punkt (1). (F_H reducerer trykkraften D , se fig. 14)

Momentet omkring (1) er:

$$M_1 = M + F_H \cdot a = \frac{2T_1}{h_1} \Sigma h_i^2 \quad (3-16)$$

hvor a er afstanden mellem bjælkens centerlinie og punkt (1).



Figur 16. Endepladesamling påvirket af et moment M og en trækraft F_H .

V. hj. a. ligevægtsligningen i vandret retning fås:

$$D = \frac{2T_1}{h_1} \Sigma h_i - F_H \quad (3-17)$$

Hvis:

$$F_H = \frac{2T_1}{h_1} \Sigma h_i \quad (3-18)$$

fås $D = 0$. Hvis $D < 0$ er der ikke længere et tvunget rotationscenter. Af ligningerne (3-16) og (3-17) følger det, at hvis:

$$a + \frac{M}{F_H} > \frac{\Sigma h_i^2}{\Sigma h_i} \quad (3-19)$$

er der et tvunget rotationscenter, og hvis:

$$a + \frac{M}{F_H} < \frac{\Sigma h_i^2}{\Sigma h_i} \quad (3-20)$$

er der et frit rotationscenter.

4. AFSLUTTENDE RESUMÉ

- Enhver samling skal opfylde tre grundlæggende betingelser:
 - i. Snitkræfterne i samlingen skal være i ligevægt med de ydre laster.
 - ii. Hver del af samlingen skal have bæreevne til med sikkerhed at optage de kræfter, der er forudsat i beregningen.
 - iii. De deformationer, som er nødvendige for at opnå den forudsatte snitkraftfordeling, skal ligge inden for deformationskapaciteten af samlingens enkelte dele.
- Kraftoverførslen i stort set alle samlingstyper kan behandles ved en passende kombination af 5 grundlæggende belastningstilfælde.
- Kraftoverførslen følger bestemte ruter i samlingen, idet hovedparten af kraften overføres, hvor stivheden er størst.
- Momentoverførsel gennem en gruppe af bolte, nitter el. lign. kan foregå med et "frit rotationscenter" eller et "tvunget rotationscenter".

5. LITTERATURHENVISNINGER

- [1] DS/ENV 1993-1-1: Eurocode No. 3: Stålkonstruktioner. Del 1.1: Generelle regler samt regler for bygningskonstruktioner. Dansk Standard 1993.

6. SUPPLERENDE LITTERATUR

1. Owens, G. W. and Cheal, B. D., "Structural Steelwork Connections", Butterworths & Co. (Publishers) Limited, 1989.
2. Kulak, G. L., Fisher, J. W. and Struik, J. H. A., "Guide to Design Criteria for Bolted and Riveted Joints", Willey - Interscience, 2nd Edition, 1987.
3. Ballio, G. and Mazzolani, F. M., "Theory and Design of Steel Structures", Chapman & Hall 1983.
4. W. F. Chen "Joint Flexibility in Steel Frames" Journal of Constructional Steel Reseach Volume 8, 1987.

Lektion 11.4.2: Beregning af samlinger: Fordeling af kræfter i grupper af bolte og svejsninger

FORMÅL

At beskrive virkemåden af samlinger og grundlaget for dimensionering af de enkelte elementer i samlinger.

FORUDSÆTNINGER

Lektion 1B.5:	<i>Introduction to Design of Industrial Buildings</i>
Lektion 1B.7:	<i>Introduction to Design of Multi-Storey Buildings</i>
Lektion 2.3:	<i>Engineering Properties of Metals</i>
Lektion 2.4:	Stålkvaliteter
Lektion 11.1.2:	Introduktion til dimensionering af samlinger
Lektion 11.2.1 - 11.2.3:	Svejste samlinger
Lektion 11.3.1 - 11.3.3:	Boltede samlinger (<i>11.3.3 er ikke oversat</i>)
Lektion 11.4.1:	Beregning af samlinger: Grundlæggende bestemmelse af kræfter

LEKTIONER VEDRØRENDE BESLÆGTEDE EMNER

Lektion 11.5:	<i>Simple Connections for Buildings</i>
Lektion 11.6:	<i>Moment Connections for Continuous Framing</i>
Lektion 11.7:	<i>Partial Strength Connections for Semi-Continuous Framing</i>

RESUMÉ

I disse 4 lektioner (11.4.1 - 11.4.4) gøres der rede for, hvordan funktionen af de enkelte elementer i en samling kan bestemmes, således at hver del af samlingen kan dimensioneres til at modstå de kræfter, den skal overføre. Lektionerne bygger derfor videre på de grundlæggende principper for overførsel af kræfter, som blev introduceret i lektion 11.1.2.

Denne lektion 11.4.2. koncentrerer sig om virkemåde og dimensionering af grupper af samlingselementer (bolte og svejsninger), som indgår i de samlingsstyper, der er beskrevet i lektion 11.1.2. Der angives metoder til at skønne påvirkningen på hvert enkelt samlingselement (bolt eller svejseøm) og til at bestemme den samlede bæreevne af gruppen. De beskrevne emner omfatter: lange boltesamlinger, lange svejse-samlinger, grupper af svejseømme, grupper af bolte og svejsninger, og bolte beregnet til i fællesskab at optage en given kraft.

Oversat og bearbejdet af: Peter Ehlers, Ingeniørhøjskolen i Århus, august 1997

1. FORDELING AF KRÆFTER

1.1 Lange samlinger

1.1.1 Lange boltede samlinger, påvirket i længderetning¹⁾

Når mange bolte er placeret på række, som angivet på *figur 1*, og der forudsættes elastisk spændingsfordeling, vil fordelingen af kræfter på boltene være uensartet. Denne fordeling kan let anskueliggøres ved at betragte to ekstreme situationer, se *figur 2*.

a. Det antages at boltene er uendelig stive og pladerne er svage

Boltene deformeres ikke; de forbliver rette og parallelle. Alle pladestykker mellem to bolte har derfor samme længde, samme tøjning og altså samme spænding. I eksemplet på *figur 2* betyder det, at kraften i pladerne mellem bolt 1 og 2 er hhv. $0,5 F$, $1,0 F$ og $0,5 F$. Det samme er tilfældet for pladerne mellem bolt 2 og 3 og mellem bolt 3 og 4.

Konklusion: Bolt 1 og 4 overfører hele kraften F . De andre bolte er ubelastede, se *figur 2a*.

b. Det antages at pladerne er uendeligt stive og boltene er svage

Pladerne mellem boltene deformeres ikke. Med andre ord: alle bolte har samme deformation og bærer derfor samme last.

Alle bolte overfører $0,5 F$ ($0,25 F$ pr. snit).

Den virkelige fordeling af kræfter ligger et sted mellem disse to ekstremer, som angivet med kurven på *figur 2c*.

Forskellen i kraft mellem de yderste og inderste bolte bliver større, jo ringere pladernes stivhed er. Forskellen bliver især stor når samlingen er lang (mange bolte) og pladens tværsnitsareal er lille i forhold til boltedimensionen.

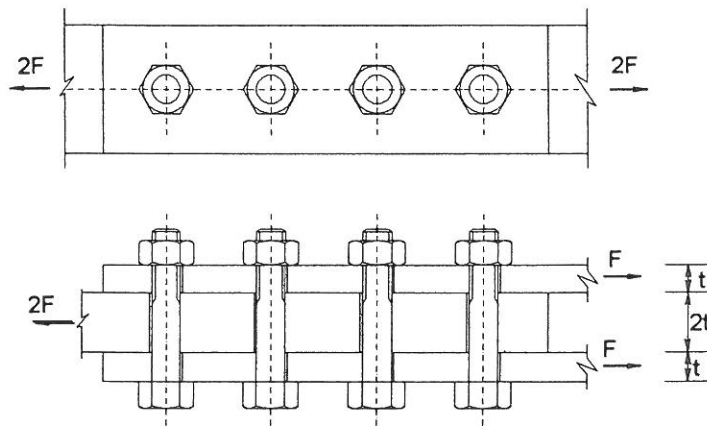
For sædvanligt forekommende forhold mellem pladetværsnit og boltedimension, og normale bolteafstande, kan følgende tilnærmede fordeling af boltekræfter (i %) antages:

- med 4 bolte	29-21-21-29
- med 6 bolte	25-15-10-10-15-25
- med 8 bolte	24-13-8-5-5-8-13-24

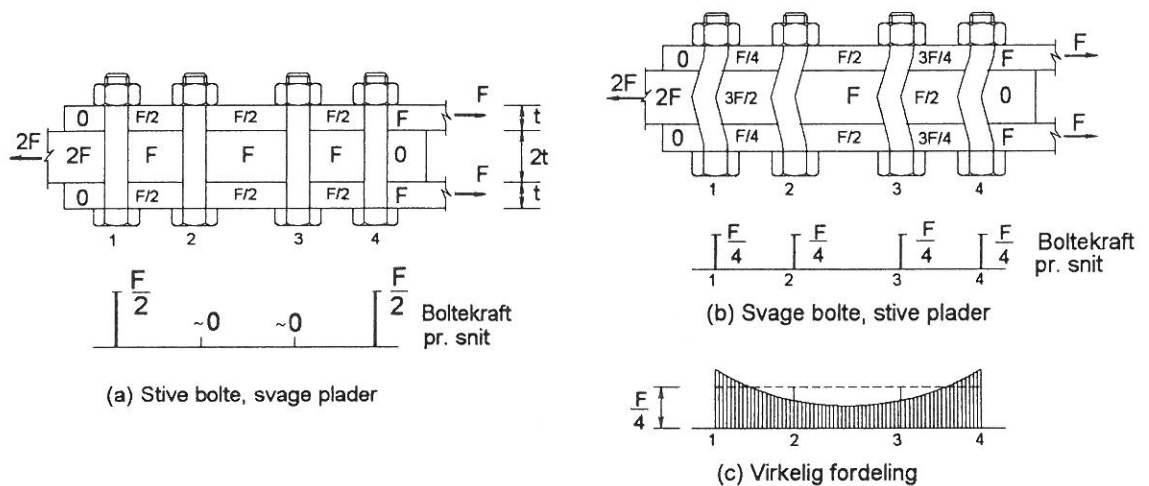
Dimensioneringsvejledning

Den del af en samling, som ligger mellem de yderste bolte i en lang samling, skal gøres så kort og stiv som muligt for at minimere forskellen i boltekræfter.

¹⁾ Dette emne behandles også i nogen grad i lektion 11.3.1.



Figur 1.
Boltesamling
med fire bolte.



Figur 2. Fordeling af kræfter.

I praksis er det dog normalt forsvarligt at antage en ensartet fordeling af kræfter i boltene p. g. a. den plastiske deformationskapacitet af bolte og plader. Når en bolt eller plade bliver overbelastet, vil den deformeres plastisk, hvorved kræfterne omfordeles til en mere ensartet belastning af boltene.

Den nødvendige størrelse af deformationskapaciteten afhænger i høj grad af samlingens længde:

- Kræfterne kan forudsættes ensfordelt, hvis afstanden mellem de yderste bolte i en række ikke er større end $15d$, hvor d er boltens nominelle diameter. D. v. s. 6 bolte med indbyrdes afstand $3d$.
- Ved længere samlinger skal den regningsmæssige forskydningsbæreevne $F_{v,Rd}$ pr. snit reduceres med en faktor β_{Lf} se også figur 3.

$$\beta_{Lf} = 1 - \frac{L_j - 15d}{200d}, \quad \text{idet} \quad 0,75 \leq \beta_{Lf} \leq 1,0 \quad (1-1)$$

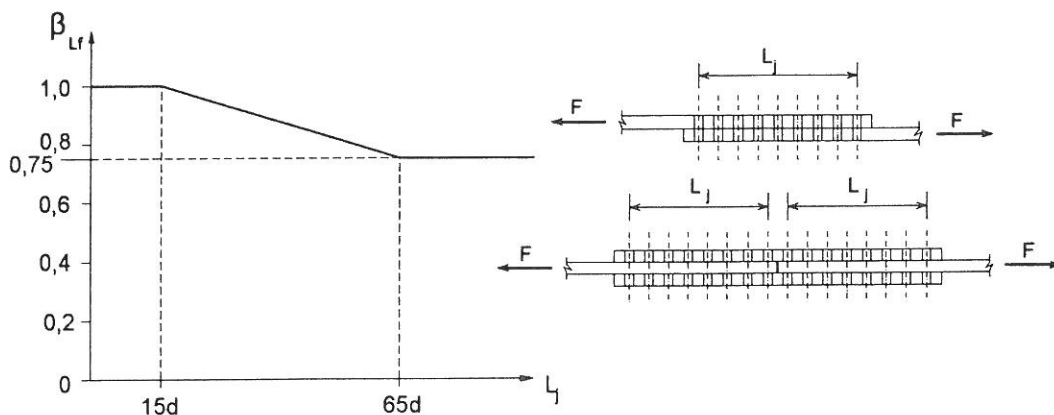
Deformationskapaciteten tilvejebringes af boltene (bøjning og forskydning) og/eller af pladerne (flydning i resttværsnittet ud for hullerne og flydning af hulrand).

En anden grund til uens fordeling af kræfter, og dermed behov for deformationskapaci-

tet, er unøjagtigheder i placering af boltehuller. Af hensyn til fremstillingstolerancer udføres boltehullerne med en lille overstørrelse i forhold til boltediameteren. For en M20 bolt er den normale hul diameter 22 mm. På grund af dette slip er det muligt, at små belastninger optages af kun én bolt, f. eks. i samlingen på figur 2 (fordi de øvrige bolte endnu ikke er begyndt at trykke på deres hulrand).

Dimensioneringsvejledning

Da deformationskapaciteten af plader generelt er meget større end deformationskapaciteten af bolte, anbefales det at dimensionere samlinger sådan, at flydning i pladerne (hulrand) opstår før flydning af boltene (overklipping).



Figur 3. Reduktionsfaktor for styrken af lange boltesamlinger.

1.1.2 Fordeling af forskydningsspændinger i lange svejsninger²⁾

I svejsesamlinger, påvirket af last i svejsesømmens længderetning, forekommer der også uens fordeling af spændinger i lighed med det ovenfor beskrevne for boltesamlinger. De største spændinger opstår ved enderne af svejsningerne, se figur 4.

Også i dette tilfælde kan der regnes med ensfordelte kræfter (spændinger), forudsat at deformationskapaciteten er tilstrækkelig til at skabe den nødvendige omfordeling af spændinger.

På samme måde som ved lange boltesamlinger afhænger spændingsfordelingen af stivheden af samlingselementerne (svejsningerne) og pladerne. Spændingsfordelingen bliver mere uens, jo længere samlingen er.

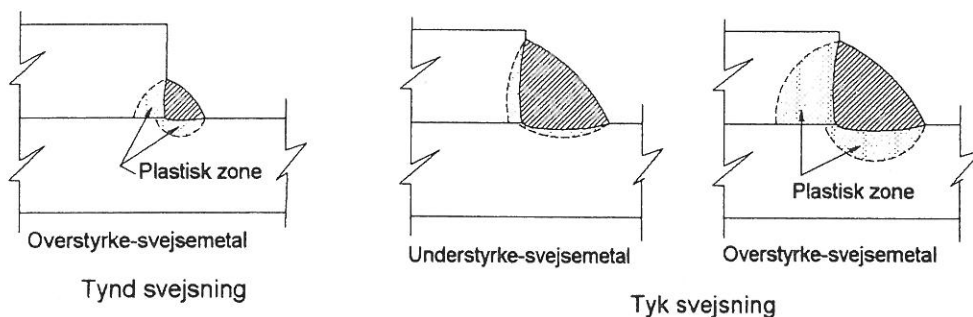
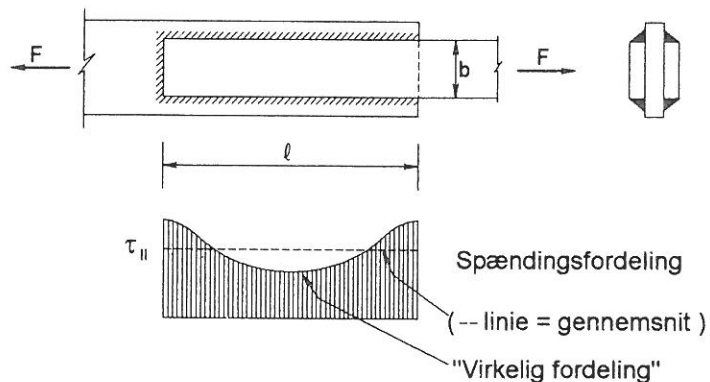
Og på samme måde som ved boltesamlinger tilvejebringes deformationskapaciteten af samlingselementerne (svejsningerne) og/eller det tilstødende plademateriale, se figur 4a. En tyk svejsning har klart større deformationskapacitet end en tynd svejsning.

Den plastiske zones tykkelse og dermed deformationskapaciteten af en svejsning er ligefrem proportional med svejsningens tykkelse (a-mål). Desuden har svejsemetallets sejhed og forholdet mellem svejsemetallets styrke og pladens styrke indflydelse på deformationskapaciteten.

²⁾ Dette emne er også i nogen grad behandlet i lektion 11.2.2.

Hvis svejsemetallets flydespænding ligger højere end pladematerialets flydespænding, vil flydning hovedsagelig optræde i pladerne. Dette er normalt tilfældet ved almindelige lave stålstyrker op til S355, hvor svejsemetallet har en vis "overstyrke". (EC 3 foreskriver svejsemetal med egenskaber lig med eller bedre end grundmaterialets.)

Ved højere stålstyrker kan det sommetider være svært at få et overstyrke-svejsemetal med tilstrækkelig sejhed. I så fald kan man overveje at anvende et "understyrke"-svejsemetal med bedre sejhed, som er lettere at svejse. Konsekvensen af dette er, at den plastiske deformation (flydning) vil have tendens til at blive koncentreret i svejsemetallet. Deformationskapaciteten afhænger af (a): størrelsen af de plastiske zoner i svejsningen og de tilstødende plader, og (b): sejheden af metallet i disse zoner. Hvis de plastiske zoner i pladerne er små p.g.a. understyrke-svejsemetal, vil tøjningerne i svejsemetallet blive tilsvarende større. Det betyder, at sejhedskravene til understyrke-svejsemetaller skal være større end til overstyrke-svejsemetaller. Derfor afhænger det af sejheden og flydespændingen for det plademateriale og svejsemetal, man har til rådighed, hvilket valg der er mest hensigtsmæssigt: overstyrke- eller understyrke-svejsemetal.



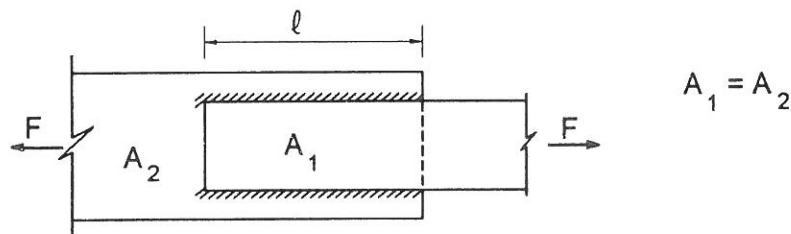
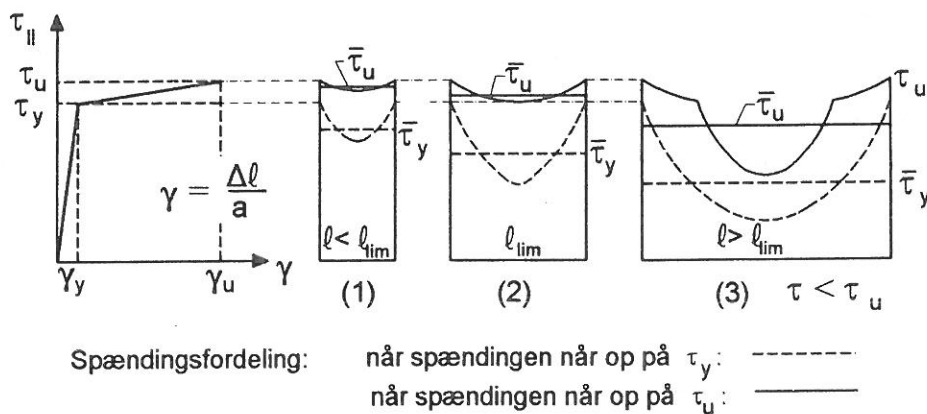
Figur 4b. Plastiske zoner i en samling med længdekantsømme.

Betydningen af svejsningens længde for spændingsfordelingen i svejsningens længderetning er blevet undersøgt ved hjælp af finite element-beregninger. Resultatet af en sådan beregning, udført af Feder [2], ses på figur 5. Spændingsfordelingen og forskydningsdeformationerne i kantsømme er blevet bestemt for en række værdier af længden l , se figur 5. For svejsemetallet antages der at være lineær sammenhæng mellem spændingen τ_{II} og den relative flytning $\gamma = \Delta l/a$. Hvis der ændres på parametrene (geometri, tværsnitsareal af plader, svejsningens a-mål, styrke af svejsemetal og plademateriale m.m.) vil fordelingen se anderledes ud.

Figur 5 viser, at op til en vis længde af svejsningen (l_{lim}) er det muligt at få flydning i hele svejsningen. Når svejsningens længde er lig med l_{lim} , nås τ_y midt i svejsningen samtidig med at forskydningsbrudstyrken τ_u og brudtøjningen nås ved enderne af svejsningen. Den gennemsnitlige spænding i svejsningen, når brudgrænsen er nået i enderne, kan bestemmes som gennemsnitshøjden af en parabel:

$$\bar{\tau}_u = \frac{\tau_u + 2\tau_y}{3} \quad (1-2)$$

Når $l > l_{lim}$ er den midterste del af svejsningen ikke nået op til flydespændingen, når bruddet starter i enderne af svejsningen.



Figur 5. Beregnet spændingsfordeling når τ_y hhv. τ_u nås.

Figur 6 viser resultatet for en kantsøm i stål S355 (Fe 510) [2]. De to ståldele har samme tværsnitsareal $A_1 = A_2$. Det forudsatte $\tau_{||} - \gamma$ diagram er ligeledes vist på figuren.

Brudtøjning (γ_w) forudsættes at være 0,110. For en svejsning med 5 mm a-mål giver det en flytning på 0,55 mm. Det forudsættes desuden, at der ikke opstår flydning i pladerne før bruddet i svejsningen indtræder. Under disse forudsætninger fås $l_{lim} = 230 a_w$, hvor a_w er svejsningens a-mål.

Når sømlængden vokser, falder den gennemsnitlige forskydningspænding ved begyndende brud hurtigt. Når $l > 300a$ er spændingen midt i svejsningen nede på 0.

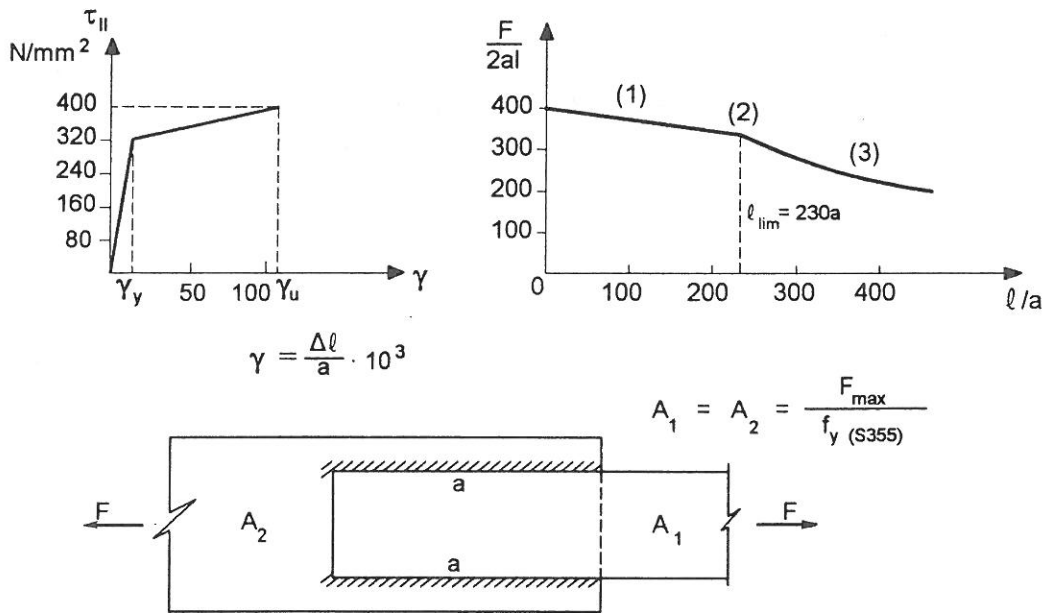
Ifølge Eurocode 3 skal den regningsmæssige bæreevne af en kantsøm i en overlapsamling med $l > 150 a$ reduceres med en faktor $\beta_{Lw,1}$ som tager højde for virkningen af uensartet fordeling af spændinger i svejsningens længderetning, idet:

$$\beta_{Lw,1} = 1,2 - 0,2 \frac{L_j}{150 a} \quad (1-3)$$

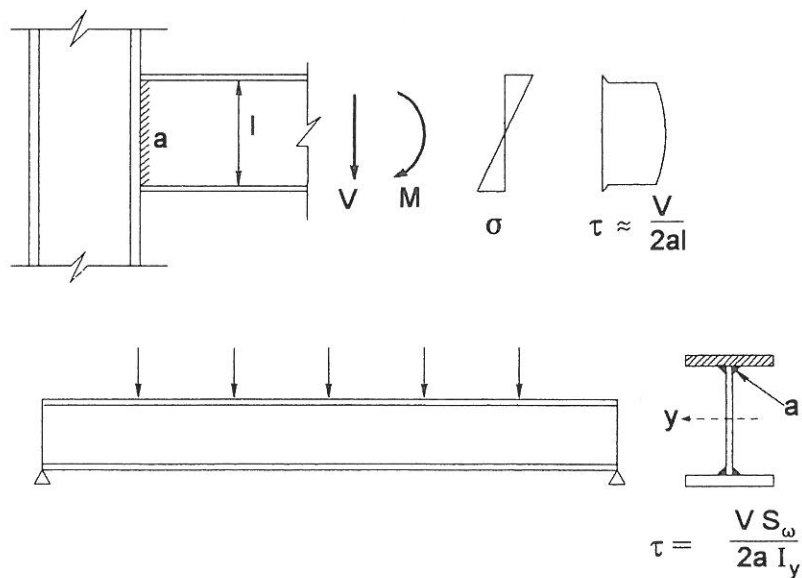
hvor L_j er totallængden af overlapsamlingen i kraftretningen.

I praksis forekommer overlapsamlinger med kantsømme længere end $100a$ eller $150a$ sjældent (for $a = 5$ mm er sømlængden $150a = 750$ mm!).

Ovenstående begrænsninger gælder naturligvis ikke for de tilfælde, hvor svejsningen påvirkes af en jævnt fordelt last på hele sin længde. Eksempler på dette er svejsninger mellem krop og flanger i opsvejste profiler, og samlingen mellem en søjle og en bjælkekrop, se figur 7.



Figur 6. Beregnet forhold mellem f_u og l/a .



Figur 7. Eksempler, hvor den effektive længde af kantsømme er ubegrænset.

1.2 Fordeling af kræfter i grupper af svejsninger

Dimensionering af svejsegrupper (*figur 8*) udføres ved at vurdere styrken af hver enkelt svejsning for sig. Hertil kan anvendes 2 forskellige metoder, baseret på dimensioneringsforudsætningerne i punkt 6.1.4 i Eurocode 3:

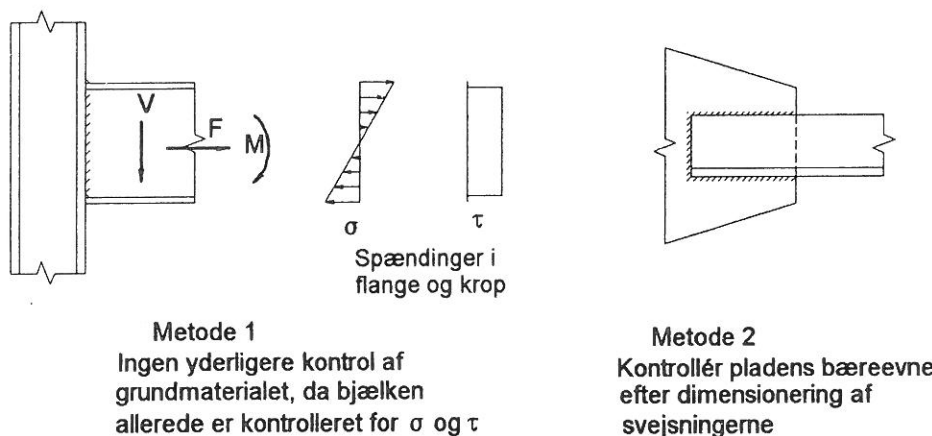
1. Beregning baseret på spændingerne i grundmaterialet ved siden af svejsefugen.
2. Beregning baseret på bæreevnen af alle svejsninger i samlingen.

Beregning baseret på spændingerne i grundmaterialet er lettere og hurtigere end metode 2. Spændingerne ved siden af svejsningen kan direkte findes ud fra de statiske beregninger. På grund af den direkte sammenhæng mellem beregningen for grundmaterialet og for svejsningen er det klart, at spændingerne i svejsningen svarer til spændingerne i grundmaterialet. Det er selvfølgelig et krav, at spændingerne i grundmaterialet regnes fordelt på en måde, som svarer til spændingsfordelingen i andre dele af samlingen (se lektion 11.4.1, afsnit 2.2 og figur 2).

Det anbefales at bruge metode 1.

Der er dog tilfælde, hvor metode 1 ikke kan anvendes, fordi spændingerne i det tilstødende grundmateriale er svære at bestemme. Så må metode 2 bruges. Det kan f. eks. være:

- en overlapsamling
- samlingen mellem et trækbånd og en knudeplade.



Figur 8. Eksempler på svejsegrupper.

1. Beregning baseret på spændingerne i grundmaterialet

I en dobbelt kantsøm, som vist på *figur 9*, er der følgende spændinger i halssnittet (se også lektion 11.2.2 og 11.2.3):

$$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = \frac{0,5 t \cdot \sigma_z \cdot 0,5 \sqrt{2}}{a} = \frac{t}{2a \sqrt{2}} \sigma_z \quad (1-4)$$

$$\tau_{\parallel} = \frac{t}{2a} \tau_{zy} \quad (1-5)$$

Ved hjælp af den alternative metode fra Appendix M i Eurocode 3 fås:

$$\frac{t}{2a} \sqrt{\frac{\sigma_z^2}{2} + 3 \frac{\sigma_z^2}{2} + 3 \tau_{zy}^2} \leq \frac{f_u}{\beta_w \gamma_{Mw}}$$

eller:

$$\frac{t}{2a} \sqrt{2\sigma_z^2 + 3 \tau_{zy}^2} \leq \frac{f_u}{\beta_w \gamma_{Mw}} \quad (1-6)$$

Det andet krav: $\sigma_{\perp} \leq f_u/\gamma_{Mw}$ er kun afgørende, hvis τ_{\perp} er lille, d. v. s. hvis den resulterende kraft er skrå i forhold til pladen.

Hvis der ikke er andre spændinger end σ_z i grundmaterialet fås:

$$a \geq \frac{\sigma_z}{f_u} \cdot \frac{\beta_w \gamma_{Mw}}{\sqrt{2}} \cdot t \quad (1-7)$$

$$\text{For S235 :} \quad a \geq 0,71 \frac{\sigma_z}{f_u} t \quad (1-8)$$

$$\text{For S355 :} \quad a \geq 0,80 \frac{\sigma_z}{f_u} t \quad (1-9)$$

Hvis konstruktionen er dimensioneret ud fra plasticitetsteorien, og samlingen er placeret hvor der kan opstå et flydeled, skal minimumsdimensionen af svejsningen beregnes ud fra $\sigma_z = f_y$:

$$\text{Dette giver for S235 :} \quad a \geq 0,46 t \quad (1-10)$$

$$\text{- og for S355 :} \quad a \geq 0,55 t \quad (1-11)$$

Dette krav gælder også for statisk ubestemte konstruktioner, som er beregnet ved hjælp af elasticitetsteorien. Det er vigtigt at huske, at også ved elastisk beregning forudsættes det (underforstået), at elementer og samlinger har tilstrækkelig deformationskapacitet til at optage påvirkninger og spændinger, som normalt ikke tages direkte i regning ved dimensioneringen (f. eks. spændinger p. g. a. differenssætninger i fundamenter, temperaturspændinger, fremstillingstolerancer, lokal overbelastning fra variabel last o.s.v.). Desuden kan deformationskapaciteten kompensere for de tilnærmelser, der ligger i beregningsmodellerne.

Når dimensioneringsformlerne fra Eurocode 3 [1] anvendes med $\sigma_z = f_{yk}$, er den regningsmæssige brudstyrke af svejsningen mindst lige så stor som den karakteristiske flyde styrke af pladen. Dermed har man en passende sikkerhed for, at et eventuelt brud (= flydning) vil opstå i pladen og ikke i svejsningen.

Eurocode 3 anfører som vejledning i pkt. 6.6.4 A(7):

Generelt kan dette opfyldes, hvis en svejsesøms regningsmæssige bæreevne er mindst 80% af den regningsmæssige bæreevne af den svageste af de tilsluttede dele.

Dette krav er noget lempeligere og giver følgende værdier for mindste a-mål for en dobbelt kantsøm som vist på figur 9:

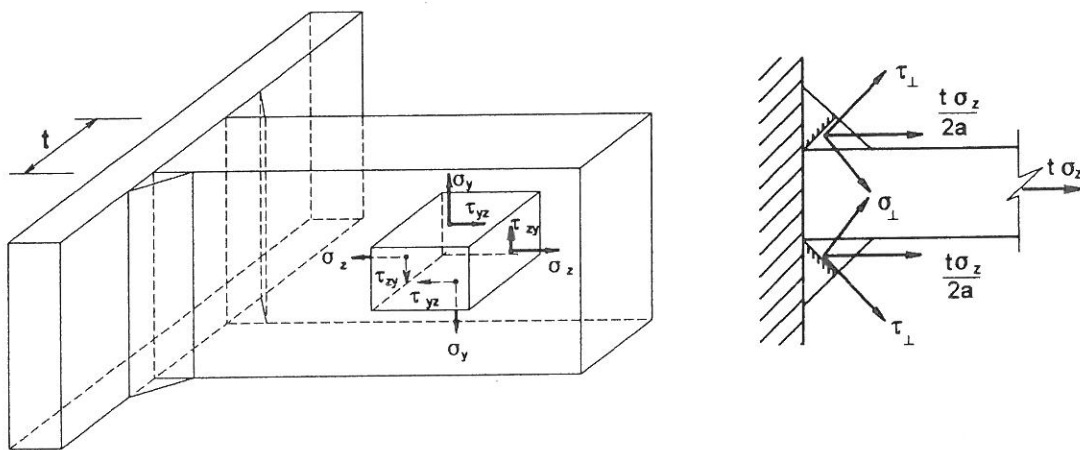
$$\text{For S235:} \quad a \geq 0,34 t \quad (1-12)$$

$$\text{For S355:} \quad a \geq 0,40 t \quad (1-13)$$

Der gives ikke nogen forklaring i Eurocode 3 på, hvordan det lempeligere krav kan være tilstrækkeligt, når det tilsyneladende strider mod ønsket om at opnå flydning i grundmaterialet før brud i svejsningen. Indtil dette er opklaret, må det anbefales at se bort fra lempelsen.

Det skal bemærkes, at hvis man anvender middelspændingsmetoden i h. t. Eurocode 3, kapitel 6, får man et større a-mål for tværkantsømme. Forskellen er en faktor 1,22!

Således vil anvendelse af middelspændingsmetoden medføre $1,22^2 = 1,5$ gange mere svejsemetal end nødvendigt.



Figur 9. Spændinger i grundmaterialet, som medfører σ_{\perp} og τ_{\perp} i halssnittet.

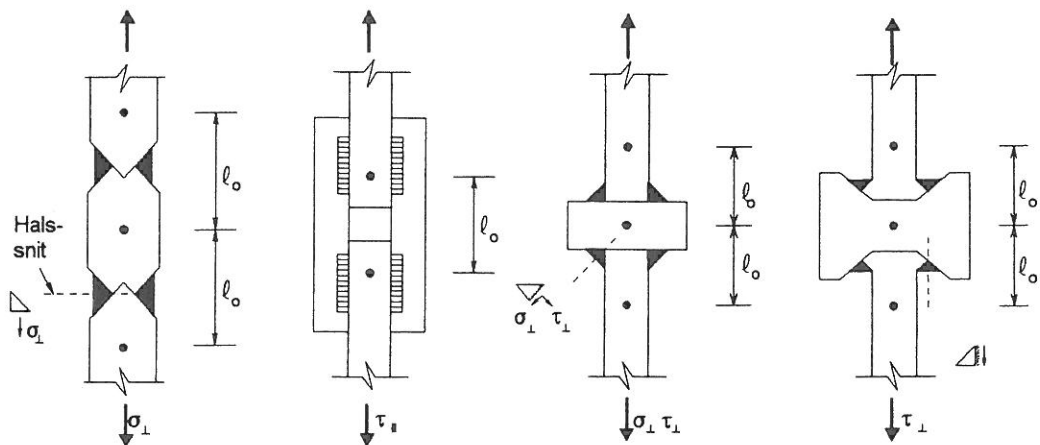
2. Beregning baseret på bæreevnen af alle svejsninger i samlingen

Denne metode finder anvendelse, hvor den førnævnte metode ikke lader sig anvende. Bæreevnen af en gruppe af svejsninger kan beregnes ved at summere bæreevnen af de enkelte svejsninger, forudsat at ligevægtsligningerne respekteres.

Metoden forudsætter, at svejsningerne kan flyde ved lokal overbelastning, så der opstår en omfordeling af spændingerne. Svejsningerne skal altså have tilstrækkelig deformationskapacitet.

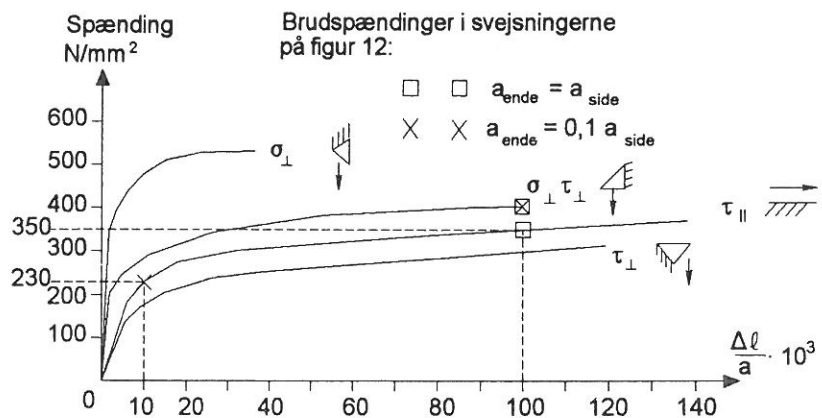
For at få et indtryk af deformationskapacitetens størrelse for svejsninger under forskellige lastpåvirkninger er der blevet udført nogle forsøg som angivet på figur 10. Ved disse forsøg var svejsningerne små i forhold til pladerne for at sikre, at flydningen opstod i svejsningerne og ikke i pladerne. Målelængden l_0 er markeret på figur 10. De målte værdier er korrigeret for pladernes deformation for at finde deformationen af svejsningen og grundmaterialet lige ved siden af svejsningen, se figur 4a.

Som tidligere nævnt viser det sig, at deformationen (mm) ved en given spænding i svejsningen er proportionel med a-målet. Når tykkelsen af en svejsning fordobles fås ikke bare en fordobling af styrken; også deformationskapaciteten fordobles. Det er forklaringen på, at deformationerne er angivet som $\Delta l/a$ på den vandrette akse på figur 11.

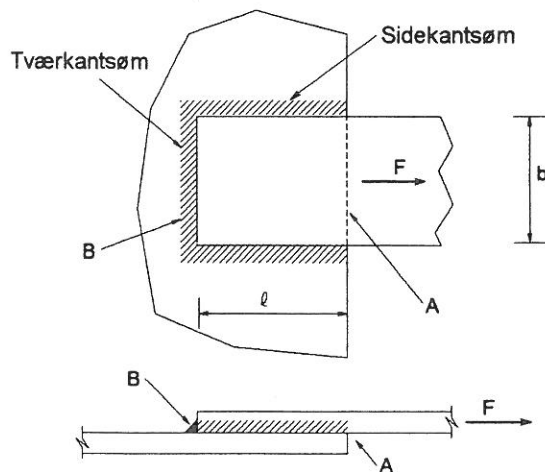


Figur 10. Forsøgsemner til bestemmelse af deformationskapaciteten af kantsømme.

Figur 11. Målt deformationskapacitet.



Figur 12. Overlapsamling.



For at vise betydningen af ovenstående sammenhæng ses nærmere på overlapsamlingen på figur 12. Det forudsættes først at pladerne er uendelig stive. Når tykkelsen af tværkantsømmen og sidekantsømmene er nogenlunde ens, vil spændingen i alle svejsninger ved begyndende brud (i svejsningerne) være stort set lig med brudspæn-

dingen. Dette ses umiddelbart ved at sammenligne kurverne for τ_{\parallel} , σ_{\perp} og τ_{\perp} . Med $a_{\text{side}} = a_{\text{ende}}$ og ca. samme $\Delta\ell$ for tværsøm og sidesøm, bliver forholdet $\Delta\ell/a$ det samme for tværsøm og sidesøm. Derfor kan brudbæreevnen af svejsningerne adderes. Det kan således konkluderes, at brudbæreevnen af en overlapsamling er lig med summen af de enkelte svejsningers brudbæreevne. Men det gælder altså kun hvis svejsningernes a-mål er nogenlunde ens.

Hvis man nu forudsætter, at a-målet a_{ende} for tværkantsømmen kun er 10% af a-målet a_{side} for sidesømmene, vil deformationen ved begyndende brud i tværsømmen være $\Delta\ell = 100 \cdot 10^{-3} \cdot a_{\text{ende}} = 10 \cdot 10^{-3} \cdot a_{\text{side}}$, se *figur 11*.

Spændingen τ_{\parallel} som svarer til $\Delta\ell/a_{\text{side}} = 10 \cdot 10^{-3}$ er ca. 230 N/mm², mens brudspændingen for τ_{\parallel} er ca. 350 N/mm².

I dette tilfælde er brudstyrken af overlapsamlingen mindre end summen af de enkelte sømmes brudstyrke. Derfor anbefales følgende dimensioneringsregler:

Dimensioneringsvejledning

Tværkantsømme og sidekantsømme skal så vidt muligt have samme a-mål, og tværkantsømmen bør aldrig have mindre a-mål end 0,5 gange sidesømmenes a-mål.

Udførelse af en tynd svejsning ved forkanten af overlapsamlingen (punkt A på *figur 12*), f. eks. for at forebygge korrosion, skal undgås. Hvis en sådan svejsning er nødvendig, bør den have samme a-mål som de øvrige svejsninger. Dette er især vigtigt, fordi pladerne i virkeligheden ikke er uendelig stive. Den nødvendige deformationskapacitet er derfor større ved forkanten af samlingen (punkt A) end ved bagkanten (punkt B).

1.3 Ikke-lineær fordeling af boltekræfter

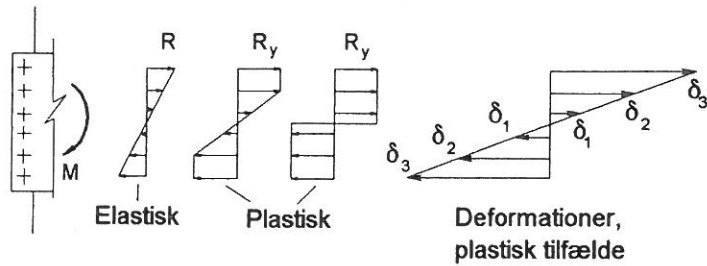
I lektion 11.4.1 afsnit 3.2 forudsattes det, at boltekræfterne R_i er proportionale med flytningen $\delta = r \cdot \theta$. Denne forudsætning er baseret på (lineær) elasticitetsteori. Men plasticitetsteorien kan også, ligesom ved svejste samlinger, anvendes ved boltede samlinger, se *figur 13*.

Efterhånden som belastningen på samlingen vokser, tiltager kraften i den hårdest belastede bolt, indtil flydekraften R_y nås. Derefter vil boltekræfterne - ved stadig voksende deformation - være konstant indtil deformationshærdningen begynder.

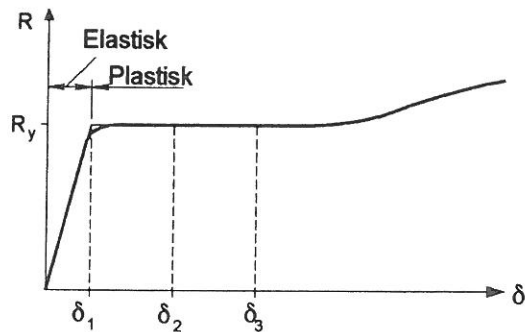
Efter at den hårdest belastede bolt er begyndt at flyde, vil kraften i boltene nærmere rotationscenteret - ved voksende rotation - fortsætte med at stige. Momentet tiltager indtil alle bolte er nået op på flydekraften.

Ud fra forsøg kan man konkludere, at den "plastiske" momentbæreevne af sådanne boltede samlinger normalt opnås ved acceptable deformationer. Derfor kan dimensionering af sådanne boltede samlinger baseres på plasticitetsteorien i fågangspåvirkede konstruktioner.

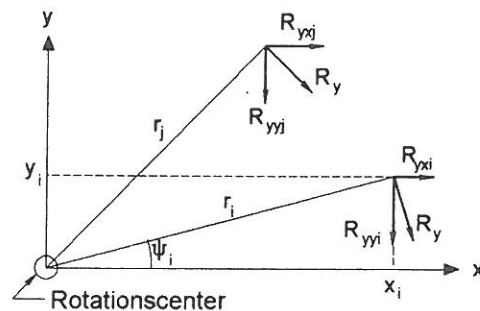
Ved plastisk fordeling af boltekræfterne behøver rotationscenteret ikke at ligge i boltegruppens tyngdepunkt. Det kan anskueliggøres således (sammenlign *figur 14* med *figur 12* i lektion 11.4.1).



Figur 13.
Omfordeling af kræfter i en boltesamling.



Figur 14.
Opløsning af plastiske boltekræfter i x- og y-retning.



Den "plastiske" boltekræft R_y kan opløses i x- og y-retning:

$$R_{y.xi} = \frac{y_i}{r_i} R_y \quad (1-14)$$

$$R_{y.yi} = \frac{x_i}{r_i} R_y \quad (1-15)$$

Hvis der kun forekommer bøjningsmoment, skal følgende betingelser være opfyldt:

$$\sum R_{y.xi} = 0 \quad \text{eller:} \quad \sum \frac{y_i}{r_i} = 0 \quad \text{eller:} \quad \sum \sin \psi_i = 0 \quad (1-16)$$

$$\sum R_{y.yi} = 0 \quad \text{eller:} \quad \sum \frac{x_i}{r_i} = 0 \quad \text{eller:} \quad \sum \cos \psi_i = 0 \quad (1-17)$$

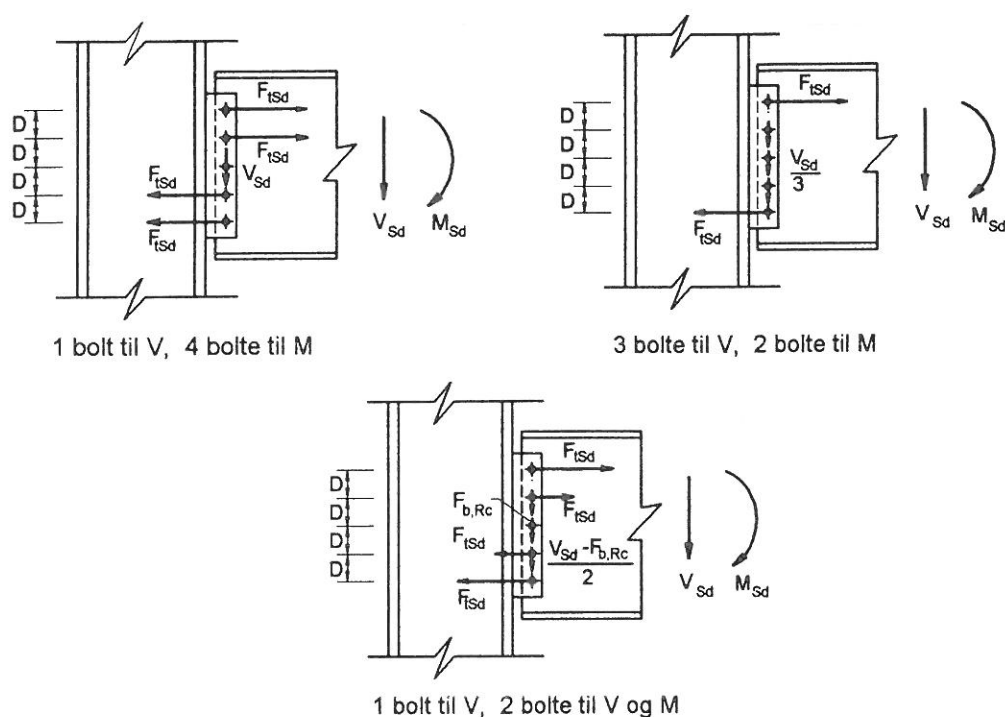
Det er ikke let at opstille en generel formel for beregning af rotationscenterets placering, sådan som man kan ved elastisk fordeling af boltekræfterne. Normalt må man finde løsningen ved at prøve sig frem.

Men i praksis er boltegruppen næsten altid symmetrisk. Og når det er tilfældet, kan det fastslås, at rotationscenteret ligger i symmetriaksernes skæringspunkt (som faktisk også er tyngdepunktet).

Hvis boltegruppen er påvirket af en kombination af bøjning og forskydning, kan følgende fremgangsmåde benyttes:

De bolte, som er tættest på rotationscenteret, har en ringe momentarm og kan derfor ikke bidrage ret meget til samlingens momentbæreevne. Det er derfor mest økonomisk at bruge disse bolte til at overføre forskydningskraften V , og så lade de andre bolte - med større momentarm - overføre momentet M .

Figur 15 viser nogle mulige fordelinger af kræfterne. Det endelige valg afhænger af forholdet mellem de kræfter (V_{sd} og M_{sd}), som skal overføres.



Figur 15. Mulige fordelinger af boltekræfter i en samling, som er påvirket af forskydning og moment.

Ovenstående beregningsmodel er baseret på et grundlæggende princip i plasticitetsteorien:

Enhver fordeling af snitkræfter (boltekræfter), som er i ligevægt med de ydre kræfter, og som ikke fører til overskridelse af den regningsmæssige bæreevne af samlingens enkelte dele (f. eks. af boltene), giver en nedreværdi af samlingens regningsmæssige bæreevne.

Dette princip er kun gyldigt, hvis der er tilstrækkelig deformationskapacitet til stede. I boltede samlinger kan denne kapacitet sikres ved at dimensionere boltene sådan, at de ikke er det svage led i samlingen:

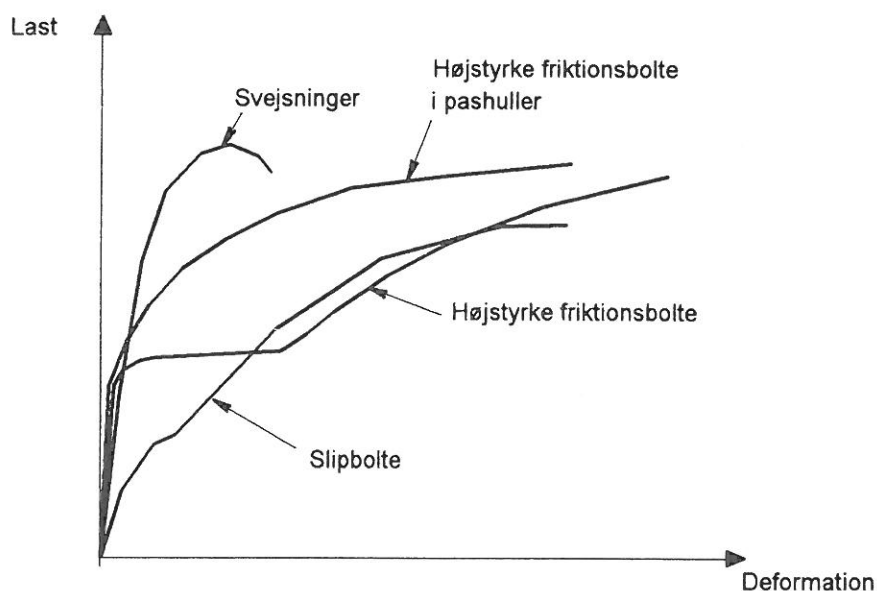
- Ved forskydning og tryk på hulrand: Tryk på hulrand bør være det svage led. Deformationskapaciteten af hulranden er meget større end deformationskapaciteten af boltene med hensyn til forskydning.
- Ved træk: Flydning i pladerne p. g. a. bøjning bør være det svage led frem for overtrækning af boltene.

1.4 Kombination af forskellige typer af samlingselementer

Arbejdslinierne for forskellige typer af samlingselementer viser, at den regningsmæssige bæreevne nås ved forskellige deformationer, se *figur 16*. Derfor tillades det normalt ikke, at man tager mere end én type samlingselementer i regning ved dimensionering af en samling. Den afgørende faktor er deformationskapaciteten af de samlingselementer, der anvendes.

Hvis der anvendes svejsninger sammen med friktionsbolte, som er tilspændt efter at svejsningen er udført, nås den regningsmæssige bæreevne af begge samlingselementer ved ca. samme deformation. Derfor er det i dette specielle tilfælde acceptabelt at addere bæreevnen af svejsninger og bolte ved beregning af samlingens regningsmæssige bæreevne.

For alle andre kombinationer af samlingselementer kan kun een type af samlingselementer regnes aktiv; al last skal kunne overføres af dette element. Hvis f. eks. en boltesamling skal forstærkes ved hjælp af svejsninger, skal svejsesamlingen dimensioneres til at overføre hele lasten (ikke blot tillægslasten).



Figur 16. Arbejdslinier for forskellige typer af samlingselementer.

2. AFSLUTTENDE RESUMÉ

- Lange samlinger bør udformes sådan, at kræfterne i samlingselementerne (bolte og svejsninger) er så ensartede som muligt.
- Grupper af svejsninger bør så vidt muligt dimensioneres ud fra spændingerne i grundmaterialet ved siden af svejsningerne.
- Boltegrupper kan dimensioneres ud fra plasticitetsteorien, forudsat at samlingen har tilstrækkelig deformationskapacitet til at omfordele kræfterne som forudsat ved beregningen.

Deformationskapaciteten kan opnås ved:

- i. for forskydningspåvirkede bolte: tryk på hulrand skal være det svage led.
- ii. for trækpåvirkede bolte: flydning i pladerne (på grund af bøjning) skal være det svage led.

Hvor to typer af samlingselementer anvendes til at overføre en given kraft mellem to dele af en samling, skal dimensioneringen normalt baseres på, at hele kraften overføres af een af de to typer (altså *enten* svejsningerne *eller* boltene).

3. LITTERATURHENVISNINGER

- [1] DS/ENV 1993-1-1: Eurocode No. 3: Stålkonstruktioner. Del 1.1: Generelle regler samt regler for bygningskonstruktioner. Dansk Standard 1993.
- [2] Feder, D. and Werner, G., Ansätze zur Traglastberechnung von Schweissverbindungen des Stahlbaus. Schweissen und Schneiden, 29 (1977), Heft 4.
- [3] Ligtenberg, F. K. and Van Melle, F., Onderzoek naar de vervorming van statisch belaste hoeklassen. Heron 12 (1964) No. 1 (Dutch). Investigation in the deformations of Statically Loaded Fillet Welds.

4. SUPPLERENDE LITTERATUR

1. Owens, G. W. and Cheal, B. D., "Structural Steelwork Connections", Butterworths & Co. (Publishers) Limited, 1989.
2. Kulak, G. L., Fisher, J. W. and Struik, J. H. A., "Guide to Design Criteria for Bolted and Riveted Joints", Willey - Interscience, 2nd Edition, 1987.
3. Ballio, G. and Mazzolani, F. M., "Theory and Design of Steel Structures", Chapman & Hall 1983.
4. Chen, W. F., "Joint Flexibility in Steel Frames", Journal of Constructional Steel Research Vol 8, 1987.

Lektion 11.4.3: Beregning af samlinger: Overførsel af rent træk eller tryk og forskydning

FORMÅL

At give et overblik over virkemåden og dimensioneringsgrundlaget for samlinger.

FORUDSÆTNINGER

Lektion 1B.5:	<i>Introduction to Design of Industrial Buildings</i>
Lektion 1B.7:	<i>Introduction to Design of Multi-Storey Buildings</i>
Lektion 2.3:	<i>Engineering Properties of Metals</i>
Lektion 2.4:	Stålkvaliteter
Lektion 11.1.2:	Introduktion til dimensionering af samlinger
Lektion 11.2.1 - 11.2.3:	Svejste samlinger
Lektion 11.3.1 - 11.3.3:	Boltede samlinger (<i>11.3.3 er ikke oversat</i>)
Lektion 11.4.1:	Beregning af samlinger: Grundlæggende bestemmelse af kræfter
Lektion 11.4.2:	Beregning af samlinger: Fordeling af kræfter i grupper af bolte og svejsninger.

LEKTIONER VEDR. BESLÆGTEDE EMNER

Lektion 11.5:	<i>Simple Connections for Buildings</i>
Lektion 11.6:	<i>Moment Connections for Continuous Framing</i>
Lektion 11.7:	<i>Partial Strength Connections for Semi-Continuous Framing</i>

RESUMÉ

I disse 4 lektioner (11.4.1 - 11.4.4) gøres der rede for, hvordan funktionen af de enkelte elementer i en samling kan bestemmes, således at hver del af samlingen kan dimensioneres til at modstå de kræfter, den skal overføre. Lektionerne bygger derfor videre på de grundlæggende principper for overførsel af kræfter, som blev introduceret i lektion 11.1.2.

Denne tredje lektion beskriver, hvordan træk-, tryk- og forskydningskræfter kan føres gennem en samling. Lektionen drejer sig derfor om beregning af lasker, kraftoverførsel gennem knudeplader, overførsel af forskydningskræfter i bjælke/søjlesamlinger og bjælke/bjælke-samlinger, og stødsamlinger i bjælker.

Oversat og bearbejdet af: Peter Ehlers, Ingeniørhøjskolen i Århus, august 1997

1. OVERFØRSEL AF TRÆK- OG TRYKKRÆFTER

1.1 Stumpsømme

Stumpsømsamlingerne på *figur 1* kræver ingen egentlig beregning, da stumpsømme dimensioneres til at have mindst samme styrke som de sammensvejste plader.

1.2 Overførsel af træk- og trykkræfter ved hjælp af lasker

Figur 2 viser nogle samlinger, hvor trækraften i flangerne eller i kroppene overføres ved hjælp af laskeplader. Disse laskeplader kan være placeret på den ene side (enkel) eller på begge sider (dobbelt), og de kan være fastgjort med bolte eller svejsninger. Dobbeltsidede laskeplader har den fordel, at ekscentriciteter i kraftforløbet og deraf følgende deformationer undgås.

I den svejste laskeplade på *figur 3* kan den regningsmæssige bæreevne være bestemt af enten pladen eller svejsningerne.

Plade:

$$F \leq b_p t_p f_y \quad (1-1)$$

Svejsninger:

Den regningsmæssige bæreevne af tværkantsømmen og sidekantsømmene kan lægges sammen (se afsnit 1.2 i lektion 11.4.2). Når middelspændingsmetoden (EC3, kapitel 6) anvendes, fås:

$$F \leq (2l_p + b_p) \cdot a \cdot f_{vw,d} \quad (1-2)$$

hvor: l_p er længden af sidekantsømmene
 b_p er længden af tværkantsømmen

$$f_{vw,d} = \frac{0,9 f_u}{\sqrt{3} \beta_w \gamma_{Mw}} \quad (1-3)$$

Faktoren 0,9 på f_u stammer fra den danske NAD.

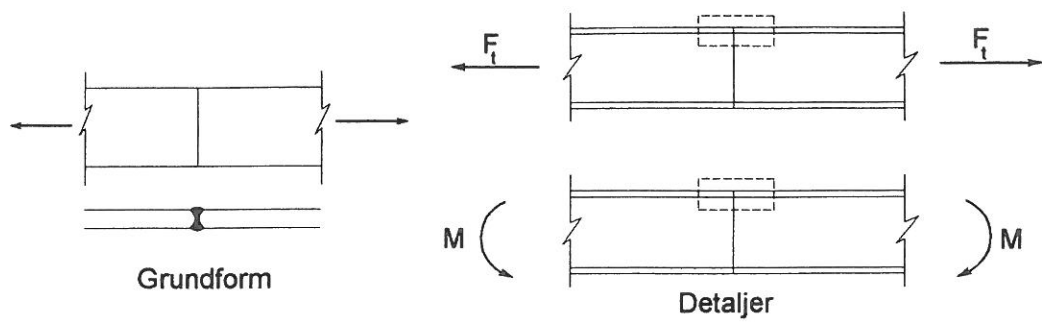
β_w er en "korrelationsfaktor", se tabel 1.

Stålklasser	S235	S275	S355
Trækstyrke f_u	360 MPa	430 MPa	510 MPa
β_w	0,8	0,85	0,9

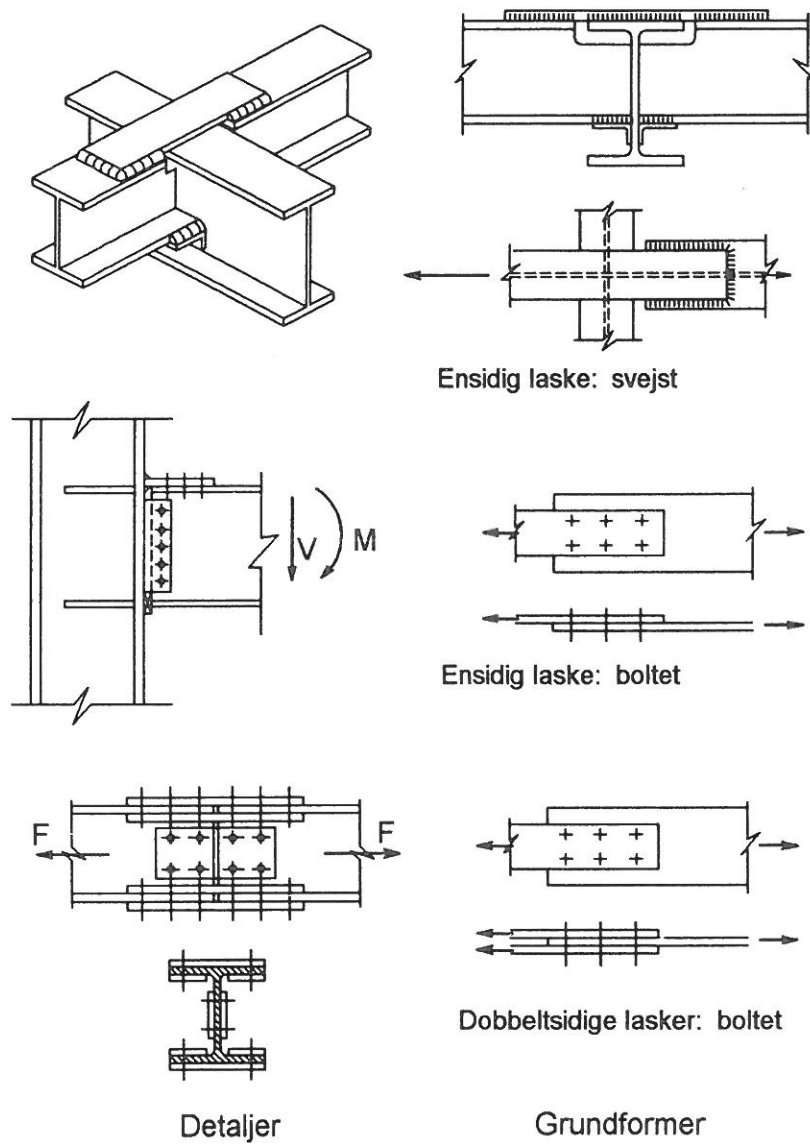
Tabel 1. Trækstyrke f_u og korrelationsfaktor β_w for de almindeligt anvendte stålklasser.

Hvis spændingskomponent-metoden i henhold til Appendiks M i Eurocode 3 [1] benyttes, bestemmes $f_{vw,d}$ for sidekantsømme som angivet i formel 1-3, men for tværkantsømme er $f_{vw,d}$ en faktor $\sqrt{3}/\sqrt{2} = 1,22$ større:

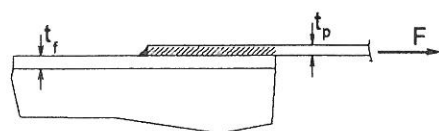
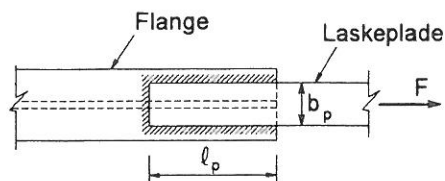
$$f_{vw,d,ende} = 1,22 f_{vw,d,side} \quad (1-4)$$



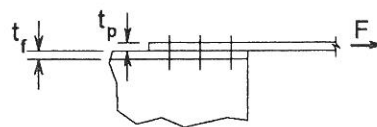
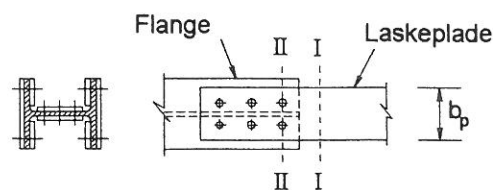
Figur 1. Overførsel af trækkræfter med stumpsømme.



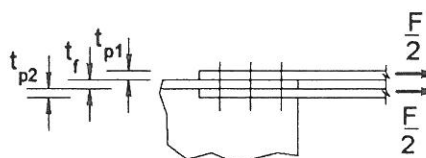
Figur 2. Overførsel af træk (og tryk) ved hjælp af laskeplader.



Figur 3. Svejst laskeplade.



(a) Ensidig laske



(b) Dobbeltsidige lasker

Figur 4. Boltede laskeplader.

Når spændingskomponent-metoden anvendes på denne form fås:

$$F \leq 2 l_p a f_{vw,d.side} + b_p a f_{vw,d.ende} \quad (1-5)$$

$$F \leq 2 l_p a f_{vw,d.side} + b_p a 1,22 f_{vw,d.side} \quad (1-6)$$

Bemærk: Denne beregningsmetode gælder kun, når tværkantsømmen udføres vinkelret på kraftretningen. Ved mere eller mindre skrå belastning skal kraften opløses i de tre spændingskomponenter som angivet i afsnit 1.2 i lektion 11.4.2.

Flange:

Kraften overføres fra flangen via svejsningerne til laskepladen. Den skønnede spændingsfordeling i disse elementer skal være konsekvent. Derfor er der grænser for, hvor stort et a-mål, der kan udnyttes:

$$a \cdot f_{vw,d.side} \leq t_f \cdot 0,58 f_y \quad (1-7)$$

$$a \leq \frac{0,58 f_y}{f_{vw,d.side}} t_f \quad (1-8)$$

Når formel 1-3 indsættes i 1-8 fås:

$$a \leq \frac{0,58 f_y \sqrt{3} \beta_w \gamma_{Mw}}{0,9 f_u} t_f = \frac{f_y \beta_w \gamma_{Mw}}{0,9 f_u} t_f \quad (1-9)$$

Dette krav betyder, at meget korte og tykke svejsninger ikke må anvendes, fordi det tilstødende plademateriale vil blive overbelastet. (Faktor 0,9 stammer fra NAD)

For den boltede laskesamling på figur 4 bør følgende undersøgelser udføres:

Plade:

Bruttotværsnit I-I: $F \leq b_p t_p f_y \quad (1-10)$

Nettotværsnit II-II: $F \leq \frac{0,9 (b_p - 2d_o) f_u}{\gamma_{M2}} \quad (1-11)$

hvor d_o = hul diameter

Bolte:

Hvis samlingens længde er mindre end 15 d, kan kraften forudsættes at være ens fordelt på alle boltene. For samlingen på *figur 4a* bliver kraften pr. bolt således:

$$F_{s,d} = \frac{F}{6} \quad (1-12)$$

Boltekraften $F_{s,d}$ må ikke overstige forskydningsbæreevnen $F_{v,d}$ eller hulrandsbæreevnen $F_{c,d}$, i henhold til kapitel 6 i Eurocode 3. (Se også lektion 11.3.1)

Både hulrandsbæreevnen af laskepladen med tykkelsen t_p og flangen med tykkelsen t_f skal kontrolleres.

Ved dimensionering af dobbelte laskeplader (*figur 4b*) forudsættes det normalt, at hver laskeplade bærer halvdelen af den kraft, der skal overføres. I dette tilfælde er der to forskydningsnit pr. bolt, og den regningsmæssige forskydningsbæreevne $F_{v,d}$ pr. bolt er dobbelt så stor som ved en enkelt laskeplade.

Hvis samlingen er længere end 15 d: se afsnit 1.1 i lektion 11.4.2.

Ved dimensionering af samlinger i varmvalsede profiler bør følgende generelle regler følges:

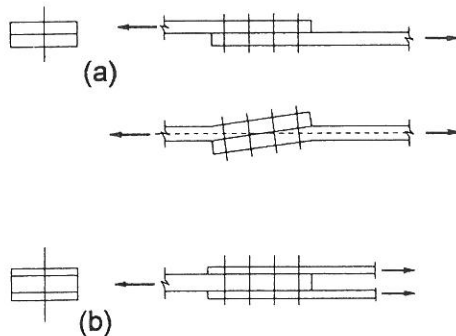
- Samlingens enkelte dele dimensioneres ud fra spændingerne i profilerne, og samlingen udføres så kort som muligt.

For HE-profilet på *figur 4* betyder denne regel, at både flangerne og kroppene skal forbindes. Samlingen ved flangerne skal dimensioneres til at overføre kraften i flangerne, mens samlingen af kroppene skal dimensioneres til at overføre kraften i kroppene.

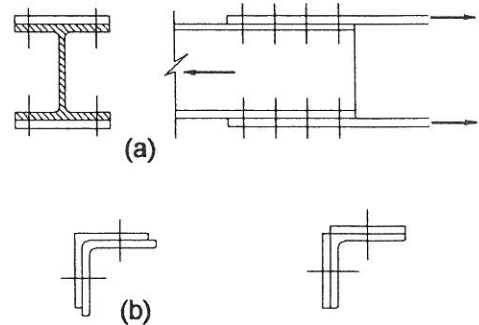
- Ekscentriciteter skal så vidt muligt undgås.

Selv om den regningsmæssige bæreevne af samlingerne a og b på *figur 5* er næsten ens (bortset fra boltens forskydningsbæreevne), er der stor forskel på deformationerne, især når lasten nærmer sig samlingernes regningsmæssige bæreevne. Symmetri i samlingen kan forebygge ugunstige deformationer, se *figur 6a*.

Ved samlinger i vinkelprofiler kan momenterne på grund af ekscentricitet normalt optages af den anden flig. Med laskeplader på ydersiden eller et lidt kraftigere vinkelprofil på indersiden kan større deformationer på grund af ekscentricitet undgås, se *figur 6b*.



Figur 5. Ekscentrisk og koncentrisk samling.



Figur 6. Samlinger med ensidige lasker, hvor deformationer p.g.a. ekscentriciteten i samlingen er forhindret.

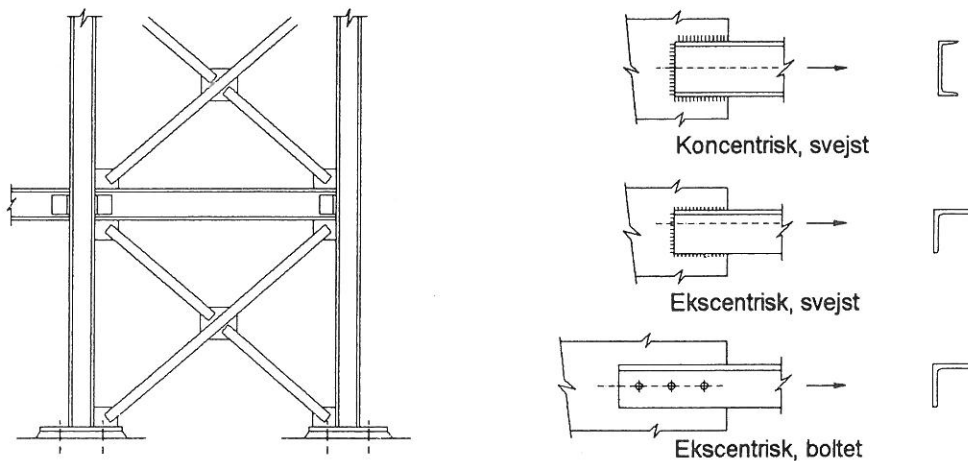
1.3 Samlinger med knudeplader

Gitre (afstivningsgitre) forbindes ofte til hovedkonstruktionen ved hjælp af knudeplader, f. eks. som vist på *figur 7*. Knudeplader anvendes også i gitterkonstruktioner til at forbinde gitterstængerne med hovedelementerne.

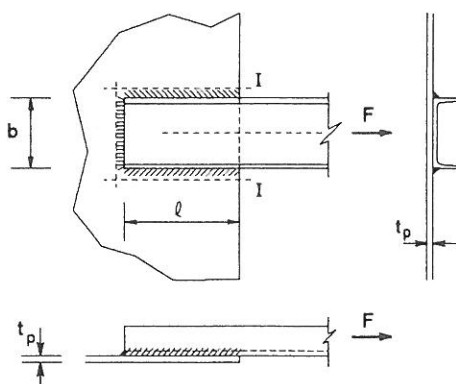
I samlingen mellem U-profil og knudeplade på *figur 8* skal alle led i kraftoverførslen kontrolleres:

- Bæreevnen af U-profilet.
- Bæreevnen af svejsningerne.
- Bæreevnen af snit I-I i knudepladen.

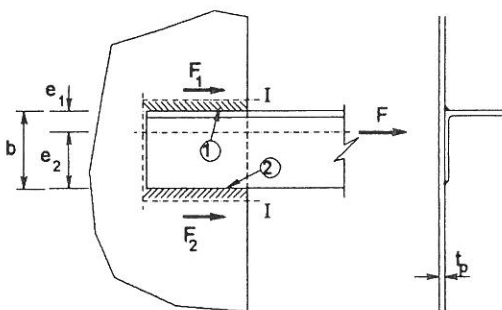
Den regningsmæssige bæreevne af svejsningerne kan kontrolleres som angivet i afsnit 1.2.



Figur 7. Samling mellem trækstænger og knudeplader.



Figur 8. Svejst samling mellem U-profil og knudeplade.



Figur 9. Svejst samling mellem vinkelprofil og knudeplade.

Ekscentriciteten mellem kraften F i U-profilet og knudepladen har kun ringe indflydelse på bæreevnen og kan normalt negligeres.

Ved kontrol af knudepladen (snit I-I på figur 8) fås at:

$$F \leq (2 l t_p \cdot 0,58 f_y + b t_p f_y) / \gamma_{M0} \quad (1-13)$$

Hvis denne beregning baseres på brudspændingen i stedet for flydespændingen (hvilket er i overensstemmelse med de øvrige beregningsmetoder for samlinger, se f. eks. formel 1-3 og 1-11 i denne lektion), kan følgende alternative beregning anvendes:

$$F \leq \frac{(2 l t_p \cdot 0,58 f_u + b t_p f_u)}{\gamma_{M2}} \quad (1-14)$$

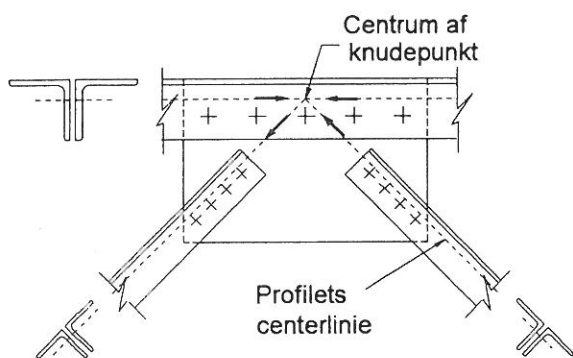
I den svejste samling mellem et vinkelprofil og en knudeplade (*figur 9*) skal kræfterne i de to sidekantsømme være i ligevægt med træknormalkraften i vinkelprofilet. Da profilets tyngdepunkt ikke ligger midt mellem svejsningerne, bliver kræfterne F_1 og F_2 ikke lige store:

$$F_1 = \frac{e_2}{b} F \quad \text{og} \quad F_2 = \frac{e_1}{b} F \quad (1-15)$$

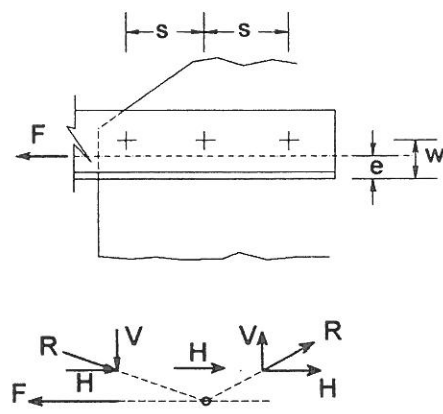
Derfor skal svejsning (1) være kraftigere end svejsning (2). Normalt udføres der også en tværkantsøm. Af hensyn til deformationskapaciteten bør tværkantsømmens a-mål være lig med a-målet for den kraftigste sidekantsøm (1), som beskrevet i afsnit 1.2 i lektion 11.4.2. Alternativt kan længden af sidekantsømmene tilpasses, så der bliver ligevægt. I praksis vælges normalt en af følgende muligheder:

- svejsning (2) gives samme længde og a-mål som svejsning (1), men medregnes kun delvis.
- svejsning (2) gives samme a-mål som svejsning (1), men længden reduceres
- der ses bort fra ekscentriciteten (i henhold til pkt. 6.6.10 i EC3).

I en boltet samling mellem vinkelprofiler og knudeplade (*figur 10*) er det ikke muligt at placere boltene i profilernes tyngdepunktslinie. Boltene må flyttes så meget, at der bliver plads til møtriker og underlagsskiver.



Figur 10. Boltet samling mellem vinkelprofiler.



Figur 11. Boltekræfter i en samling mellem et vinkelprofil og en knudeplade.

Ekscentriciteten medfører et moment $F \cdot (w - e)$, se *figur 11*. Dette moment forøger kræfterne i boltene. Den største boltekræfter bliver:

$$R = \sqrt{V^2 + H^2} \quad (1-16)$$

hvor:

$$H = \frac{F}{3} \quad \text{og} \quad V = \frac{F(w - e)}{2S} \quad (1-17)$$

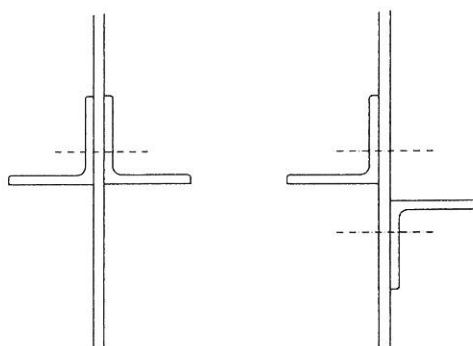
I praksis kan virkningen af ekscentriciteten tilnærmet indregnes ved at gange en faktor ψ på kraften H . Ved normale udformninger af denne samlingstype kan følgende værdier anvendes:

- Med 2 bolte $\psi = 1,20$
- Med 3 bolte $\psi = 1,10$
- Med mere end 3 bolte i samlingen ses der normalt bort fra ekscentriciteten.

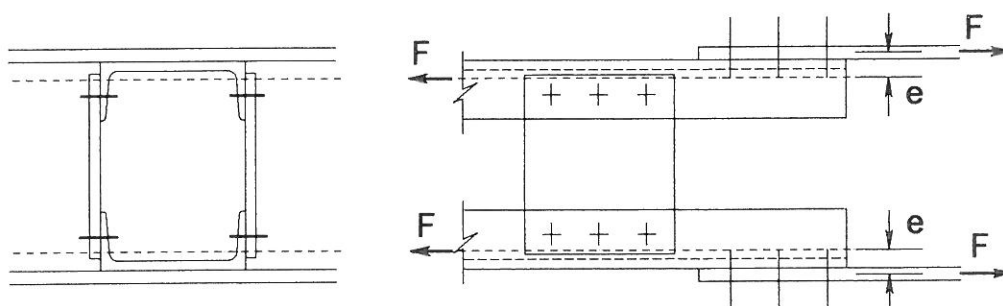
For at forhindre deformationer som følge af ekscentriciteter i kraftens forløb gennem samlingen (se figur 7 og 8) bør elementerne udføres af to vinkelprofiler (eller U-profiler) som vist på figur 12. Se også afsnit 1.2.

For sekundære elementer, f. eks. afstivninger med små kræfter, kan denne regel dog fraviges.

I elementer, som er sammensat af profiler, hvis tyngdepunktsakser ligger ekscentrisk i forhold til samlingen, og som er samlet med to knudeplader som vist på figur 13, kan deformationer som følge af ekscentriciteten e forhindres ved hjælp af forbindelsesplader.



Figur 12.
Element bestående af
to vinkelprofiler.

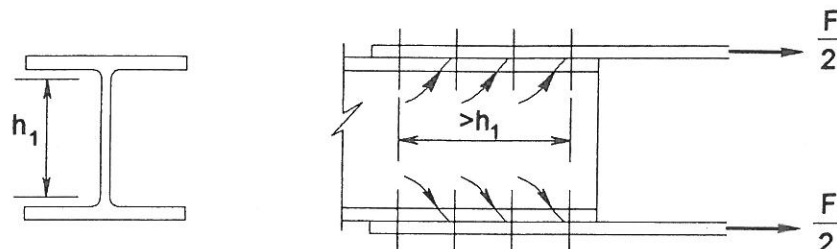


Figur 13. Deformationer som følge af ekscentricitet forhindret ved hjælp af forbindelsesplader.

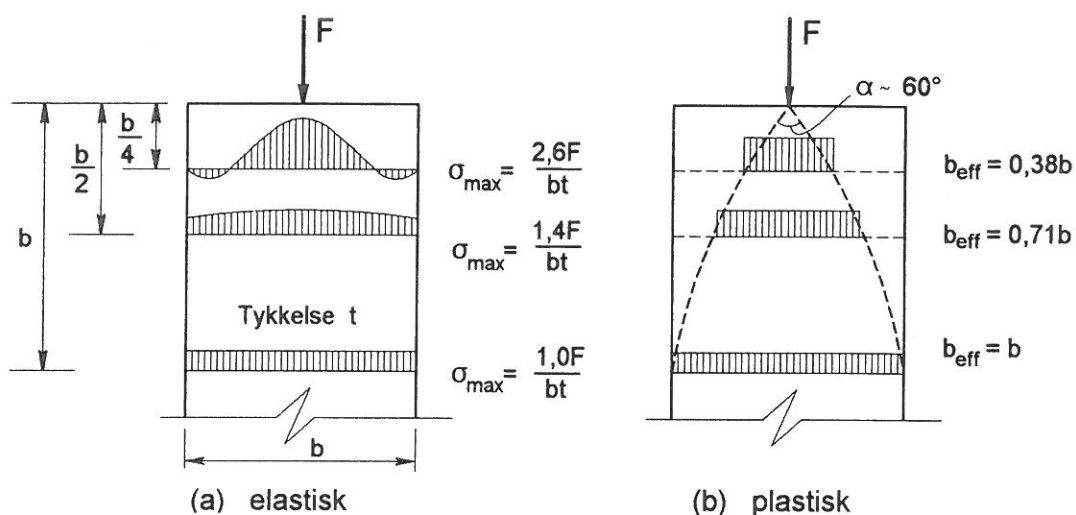
I lektion 11.3 gøres der rede for, hvordan den regningsmæssige bæreevne af et vinkelprofil, som kun er fastgjort i den ene flange, skal beregnes ud fra et reduceret nettoareal som følge af den meget uensartede spændingsfordeling. Et tilsvarende problem opstår i gitterstænger med I- eller H-profil, hvor kun flangerne er samlet. Dette problem kan løses ved at give samlingen så stor længde, at kraften i kroppen kan overføres til de dele af flangen, hvor en del af flangekraften allerede er afleveret til knudepladen, se figur 14.

Ved dimensionering af knudeplader skal der tages hensyn til kræfternes spredning ind gennem pladerne. *Figur 15a* viser spændingerne som følge af en punktlast på en plade, når elasticitetsteorien anvendes.

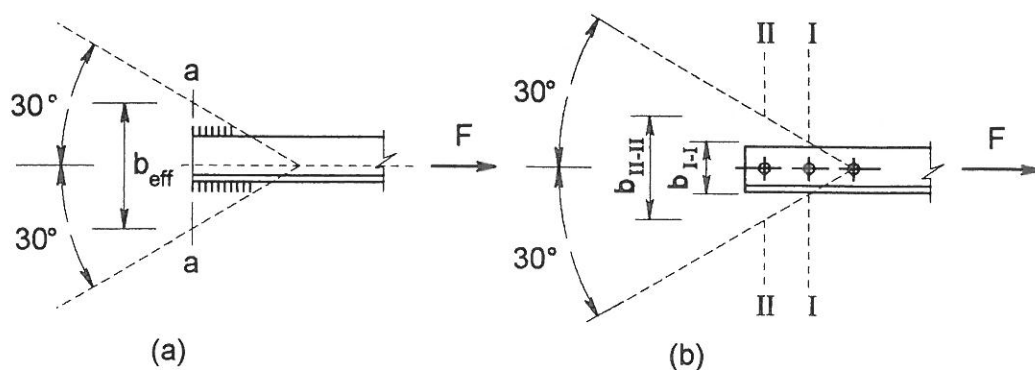
I stedet for den uensartede spændingsfordeling på *figur 15a* kan der regnes med en effektiv bredde, som angivet på *figur 15b* og *figur 16*.



Figur 14. Overførsel af kraften i kroppen via flangerne.



Figur 15. Fordeling af spændinger som følge af en punktlast på kanten af en plade.



Figur 16. Kraftspredning og effektiv bredde i en svejst og en boltet samling.

2. OVERFØRSEL AF FORSKYDNINGSKRÆFTER

Figur 17 viser en række samlinger, som er dimensioneret til kun at overføre forskydningskræfter fra en bjælke til en søjle. Samling (c) og (d) kan dog også anvendes i momentpåvirkede samlinger, se f. eks. figur 3.

Ved dimensionering af (a) og (b) kan man forudsætte, at samlingselementerne (svejsninger og/eller bolte) kun skal optage forskydningskraft. Dimensioneringen af samlingselementerne udføres på samme måde som beskrevet for dimensionering af laskesamlinger i afsnit 1.2.

Ud over dimensionering af samlingselementerne skal forskydningsbæreevnen af den tilstødende del af bjælkekroppen og af endepladen kontrolleres. For eksempel skal der for samling (b) udføres følgende undersøgelser:

$$\text{Bruttotværsnit:} \quad V \leq 2 h_p t_p 0,58 f_y \quad (2-1)$$

$$\text{Nettotværsnit:} \quad V \leq \frac{2 (h_p - 2 d_h) t_p 0,58 f_u}{\gamma_{M2}} \quad (2-2)$$

I samling (c) og (d) skal samlingen ved søjlen eller samlingen ved bjælken dimensioneres til at optage en momentpåvirkning, fordi afstanden mellem tyngdepunkterne i samlingselementerne er så stor, at der ikke kan ses bort fra ekscentricitetsmomentet. Valget af det punkt, hvor bøjningsmomentet antages at være nul, afgør, hvilke samlingselementer der skal dimensioneres for ekscentricitetsmomentet. I lektion 11.4.1 afsnit 3.1 forklares det, at stivhedsforholdet mellem de enkelte dele i samlingen bør afgøre dette valg; se også lektion 11.4.1 figur 10.

På figur 17c og 17d er charnieret, det punkt hvor momentet antages at være nul, angivet.

Dimensioneringen af svejsningen (figur 17c), som forbinder kroppladen til søjlen kan umiddelbart udføres ud fra spændingerne i grundmaterialet (se lektion 11.4.2 afsnit 1.2). De største spændinger er:

$$\tau_{xy} = \frac{V}{t_p h_p} \quad \text{og} \quad \sigma_z = \frac{V_e}{\frac{1}{6} t_p h_p^2} \quad (2-3)$$

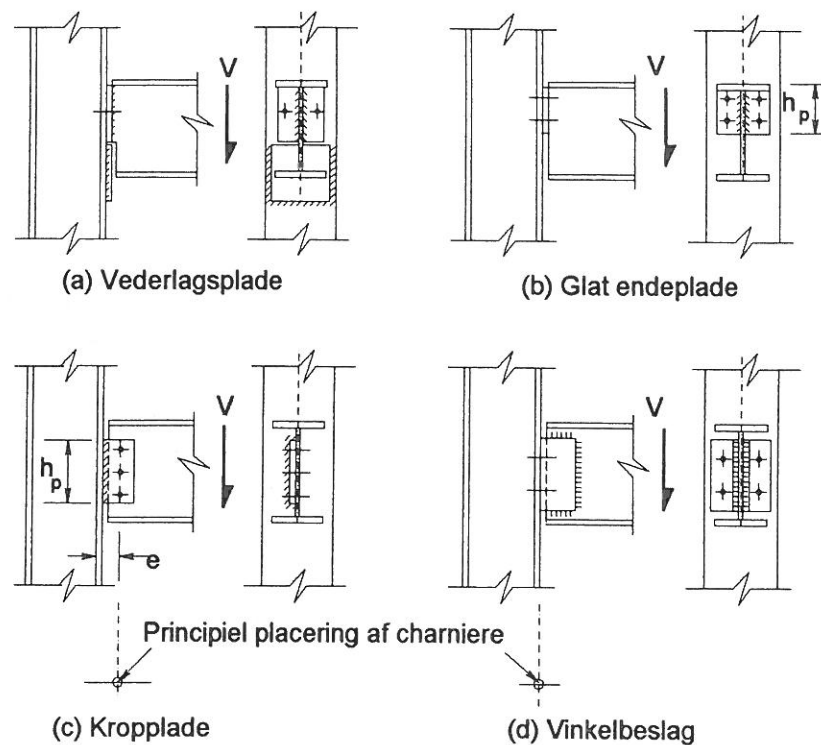
Dimensioneringen af svejsegruppen på figur 17d må baseres på bæreevnen af alle svejsninger i samlingen (se lektion 11.4.2 afsnit 1.2). Denne beregning kan udføres på to måder, metode (a) og (b), se figur 18.

Metode (a) bygger på antagelsen om et simpelt system af kræfter i ligevægt. Det antages, at forskydningskraften V optages af den lodrette svejsning. Ekscentricitetsmomentet optages af et kraftpar i de vandrette svejsninger. Alle svejsninger er påvirket til ren forskydning:

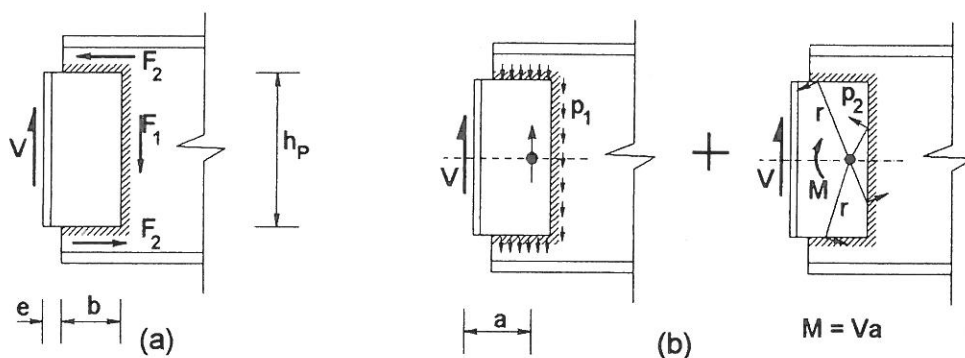
$$F_1 = V \quad \text{og} \quad F_2 = \frac{V (b + e)}{h_p} \quad (2-4)$$

En ulempe ved denne metode er, at det beregnede a -mål kan blive meget forskelligt for de vandrette og lodrette svejsninger.

Metode (b) bygger på samme princip som beregningsmetoden til dimensionering af boltegrupper med frit rotationscenter, se lektion 11.4.1 afsnit 3.2 og figur 13.



Figur 17. Samlinger, der skal overføre last fra bjælke til søjle som forskydningspåvirkning.



Figur 18. To metoder til beregning af ekscentrisk påvirkede svejsegrupper.

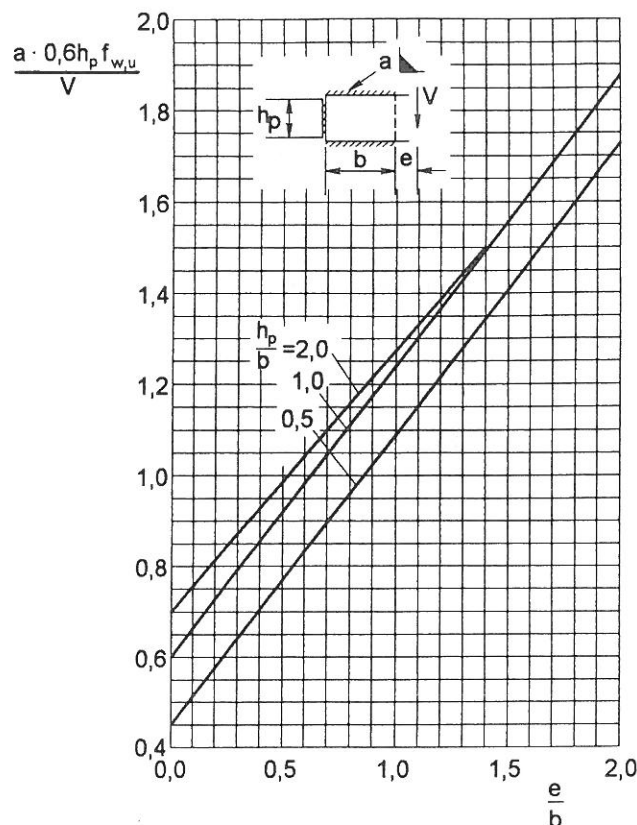
Forskydningskraften V flyttes til tyngdepunktet af svejsegruppen. Kraften V fordeles jævnt på alle svejsninger og giver en lille kraft p_1 pr. længdeenhed af svejsningen, se figur 18b. Den resterende del af svejsningens bæreevne:

$$p_2 = a f_{vw,d} - p_1 \quad [\text{N/mm}] \quad (2-5)$$

skal kunne optage ekscentricitets-momentet. Det forudsættes, at kraften p_2 virker vinkelret på en linie gennem rotationscentret (tyngdepunktet), og at kraften derfor bidrager til momentbæreevnen med $r \cdot p_2$.

Denne metode er mere præcis og kan anvendes til svejsegrupper med ensartet a -mål. En ulempe er, at metoden er for arbejdskrævende til håndberegning. Men ved beregning på computer er dette problem uden betydning.

Figur 19.
Dimensioneringsdiagram
for ekscentrisk påvirkede
svejsesgrupper.



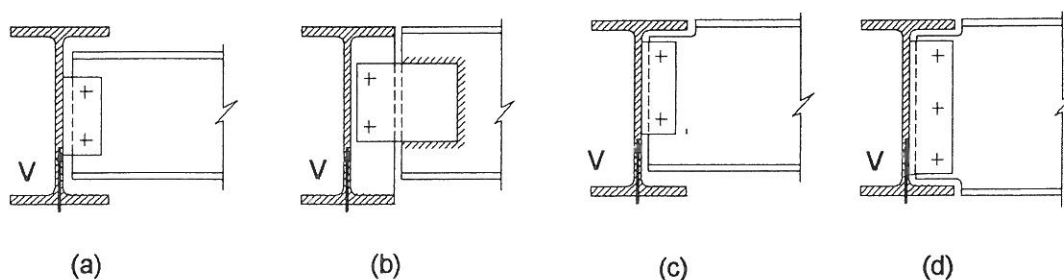
En anden mulighed er at bruge dimensioneringsdiagrammer, som er baseret på denne metode. *Figur 19* viser et sådant diagram.

Figur 20 viser forskellige typer af bjælke/bjælke-samlinger. Da den bærende bjælke (I- eller H-profil) har meget ringe vridningsstivhed, kan snittet langs den bærende bjælkes krop skønnes kun at være påvirket af forskydningskraften V .

Ud fra dette skøn kan dimensioneringen af de forskellige samlingselementer udføres som beskrevet tidligere i denne lektion.

Hvis overflangerne i de to bjælker skal ligge i samme niveau, og ekscentricitetsmomentet skal være så lille som muligt, er det nødvendigt at afkorte overflangen i den ophængte bjælke (*figur 20c*).

Hvis den bærende bjælke og den ophængte bjælke er lige høje, skal både over- og underflangen afkortes (*figur 20d*).

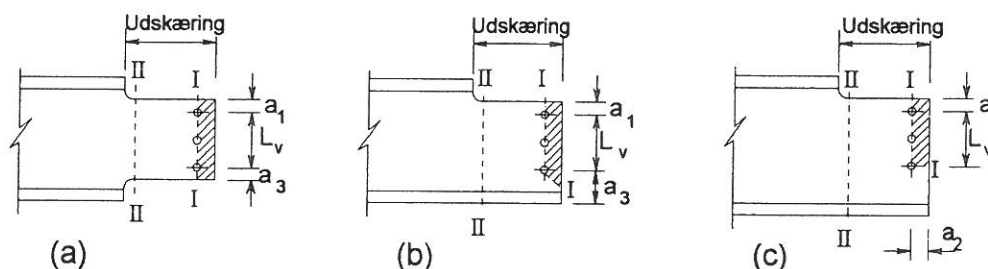


Figur 20. Bjælke-bjælke samlinger.

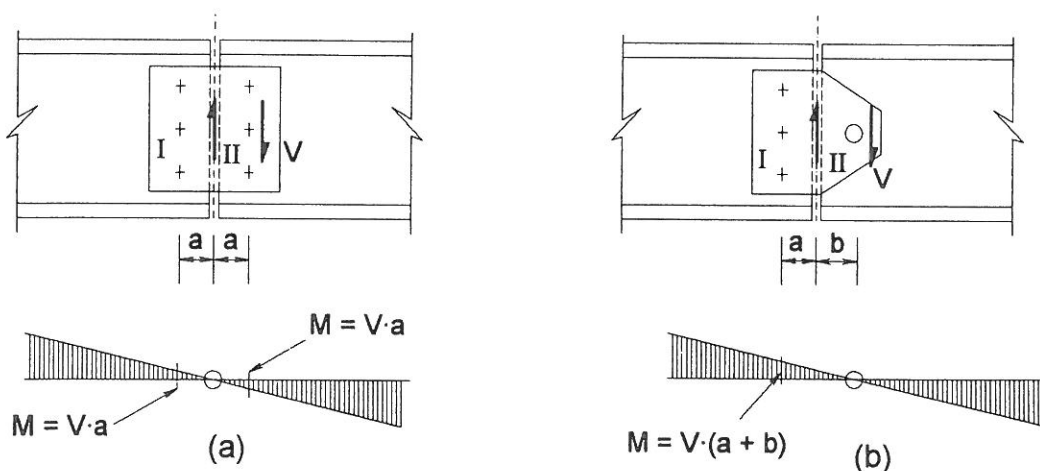
Snittet i den ophængte bjælke, hvor den ene eller begge flanger mangler, har reduceret bæreevne. Dette snit skal derfor kontrolleres. *Figur 21* viser de to snit, som kan være kritiske. Bruttotværsnittet i snit II-II skal kontrolleres for kombineret bøjning og forskydning. Og nettotværsnittet i snit I-I skal kontrolleres for blokforskydning med arealet A_{net} i h. t. Eurocode 3 pkt. 6.5.2.2, se *figur 21*.

Afsnit 1 i denne lektion drejer sig om samlinger, som kun skal overføre normalkræfter. Samlinger i bjælker skal derimod overføre forskydningskræfter og eventuelt også bøjningsmomenter. I mange konstruktioner placeres samlingerne i momentnulpunkterne, og skal altså ikke overføre moment. I disse tilfælde behøver kun kroppene at være samlet, da forskydningskraften optages af kroppen; se også afsnit 2 i lektion 11.4.1.

Figur 22 viser to muligheder. Samling (a) er den mest almindelige. Da begge boltegrupper har samme stivhed, er det logisk at vælge midten af samlingen som momentnulpunkt. Begge boltegrupper skal derfor dimensioneres for forskydningskraften V og ekscentricitets-momentet $V \cdot a$. Vedrørende beregning af boltekræfterne: se *figur 15* i lektion 11.4.2.



Figur 21. Mulige farlige snit ved enden af sekundære bjælker.



Figur 22. Bjælkesamlinger, placeret hvor momentet er nul.

Hvis samlingen desuden skal overføre et bøjningsmoment M_{sp} , skal flangerne også forbindes. Denne samling kan evt. undværes, hvis momentet er så lille, at det kan overføres via laskepladerne på kroppen, altså $M_{sp} \leq M_{krop}$ på *figur 23a*.

Momentet M_{sp} overføres dels af flangesamlingerne, dels af kropssamlingen. Fordelingen på samlingerne afhænger af deres andel i den samlede stivhed (I_{tot}).

• Moment i flangerne:
$$M_{fl} = \frac{I_{flanger}}{I_{tot}} \cdot M_{sp} \quad (2-6)$$

• Moment i kroppen:
$$M_{krop} = \frac{I_{krop}}{I_{tot}} \cdot M_{sp} \quad (2-7)$$

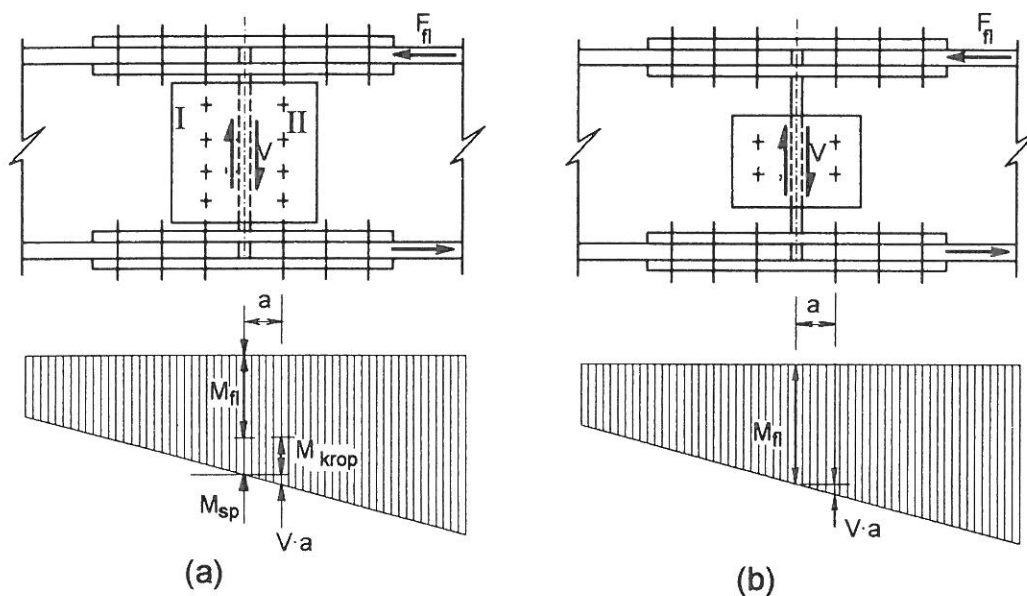
• Kraften i flangerne er derfor:
$$F_{fl} = \frac{M_{fl}}{(h - t_{fl})} \quad (2-8)$$

Boltegruppe II på *figur 23a* er den hårdest belastede og skal dimensioneres for forskydningskraften V og bøjningsmomentet $M_{krop} + V \cdot a$.

En anden mulighed er at forudsætte, at hele bøjningsmomentet M_{sp} overføres via laskerne på flangerne som angivet på *figur 23b*, hvorved:

$$M_{fl} = \frac{M_{sp}}{(h - t_{fl})} \quad (2-9)$$

I dette tilfælde skal laskerne på kroppen kun overføre forskydningskraften V (inklusive kræfter p. g. a. ekscentricitetens-momentet). Snitkræfterne og beregningerne vedr. laskerne på kroppen er de samme som for samlingen på *figur 22a*.



Figur 23. Bjælkesamlinger, påvirket af moment og forskydningskraft.

3. AFSLUTTENDE RESUMÉ

- Stødsamlinger, som skal overføre trækkræfter, bør udføres så korte som muligt, og ekscentriciteter i samlingerne bør undgås.
- I samlinger, som skal overføre forskydningskræfter, vælges et punkt, hvor forskydningskraften regnes overført. Placeringen af dette punkt er afgørende for, hvilke ekscentricitets-momenter samlingselementerne skal dimensioneres for.
- Når to lige høje bjælker skal samles, og det derfor er nødvendigt at afkorte flangerne, skal det reducerede nettoareal (snit gennem boltehuller) kontrolleres for blokforskydning.
- Ved samlinger, som skal overføre forskydning og moment, kan kræfterne fordeles på de enkelte elementer i samlingen på flere forskellige måder.

4. LITTERATURHENVISNINGER

- [1] DS/ENV 1993-1-1: Eurocode No. 3: Stålkonstruktioner. Del 1.1: Generelle regler samt regler for bygningskonstruktioner. Dansk Standard 1993.

5. SUPPLERENDE LITTERATUR

1. Owens, G. W. and Cheal, B. D., "Structural Steelwork Connections", Butterworths & Co. (Publishers) Limited, 1989.
2. Kulak, G. L., Fisher, J. W. and Struik, J. H. A., "Guide to Design Criteria for Bolted and Riveted Joints", Willey - Interscience, 2nd Edition, 1987.
3. Ballio, G. and Mazzolani, F. M., "Theory and Design of Steel Structures", Chapman & Hall 1983.
4. Reprinted from Journal of Constructional Steel Research Vol 8, Edition W. F. Chen "Joint Flexibility in Steel Frames".

Lektion 11.4.4: Beregning af samlinger: Optagelse af moment ved hjælp af træk- og trykkræfter

FORMÅL

At give et overblik over virkemåden og dimensioneringsgrundlaget for samlinger.

FORUDSÆTNINGER

Lektion 1B.5:	<i>Introduction to Design of Industrial Buildings</i>
Lektion 1B.7:	<i>Introduction to Design of Multi-Storey Buildings</i>
Lektion 2.3:	<i>Engineering Properties of Metals</i>
Lektion 2.4:	Stålkvaliteter
Lektion 11.1.2:	Introduktion til dimensionering af samlinger
Lektion 11.2.1 - 11.2.3:	Svejste samlinger
Lektion 11.3.1 - 11.3.3:	Boltede samlinger (<i>11.3.3 er ikke oversat</i>)
Lektion 11.4.1:	Beregning af samlinger: Grundlæggende bestemmelse af kræfter
Lektion 11.4.2:	Beregning af samlinger: Fordeling af kræfter i grupper af bolte og svejsninger.
Lektion 11.4.3:	Beregning af samlinger: Overførsel af rent træk eller tryk og forskydning

LEKTIONER VEDR. BESLÆGTEDE EMNER

Lektion 11.5:	<i>Simple Connections for Buildings</i>
Lektion 11.6:	<i>Moment Connections for Continuous Framing</i>
Lektion 11.7:	<i>Partial Strength Connections for Semi-Continuous Framing</i>

RESUMÉ

I disse 4 lektioner (11.4.1 - 11.4.4) gøres der rede for, hvordan funktionen af de enkelte elementer i en samling kan bestemmes, således at hver del af samlingen kan dimensioneres til at modstå de kræfter, den skal overføre. Lektionerne bygger derfor videre på de grundlæggende principper for overførsel af kræfter, som blev introduceret i lektion 11.1.2.

Denne afsluttende lektion drejer sig om overførsel af momenter - især i bjælke/søjlesamlinger. Momentet erstattes af et kraftpar med en passende afstand (momentarm), således at $\text{kraft} \cdot \text{arm}$ giver det samme regningsmæssige moment. Samtidig ses der på forskydningspåvirkningen af søjlen ud for samlingen i de tilfælde, hvor søjlen påføres et asymmetrisk moment.

Oversat og bearbejdet af: Peter Ehlers, Ingeniørhøjskolen i Århus, august 1997

1. INDLEDNING

Overførsel af et moment gennem en samling beregnes lettest ved at erstatte momentet af et kraftpar med en passende afstand (arm), se for eksempel figur 2 og 3 i lektion 11.4.1. I den simplest mulige udgave af en sådan samling mellem en bjælke og en søjle er kun bjælkens flanger forbundet til søjlen. Den ene flange overfører træk, den anden tryk, og armen mellem de to kræfter ses umiddelbart at være afstanden mellem de to flangers tyngdepunkter. (En eventuel samtidig forskydning kan naturligvis overføres af en samling ved kroppen, f. eks. et af de arrangementer som er vist på figur 17 i lektion 11.4.3). Overførsel af disse koncentrerede kræfter til søjlen kræver en nøje vurdering af de mulige brudformer i søjlen. Dette emne behandles i første del af denne lektion.

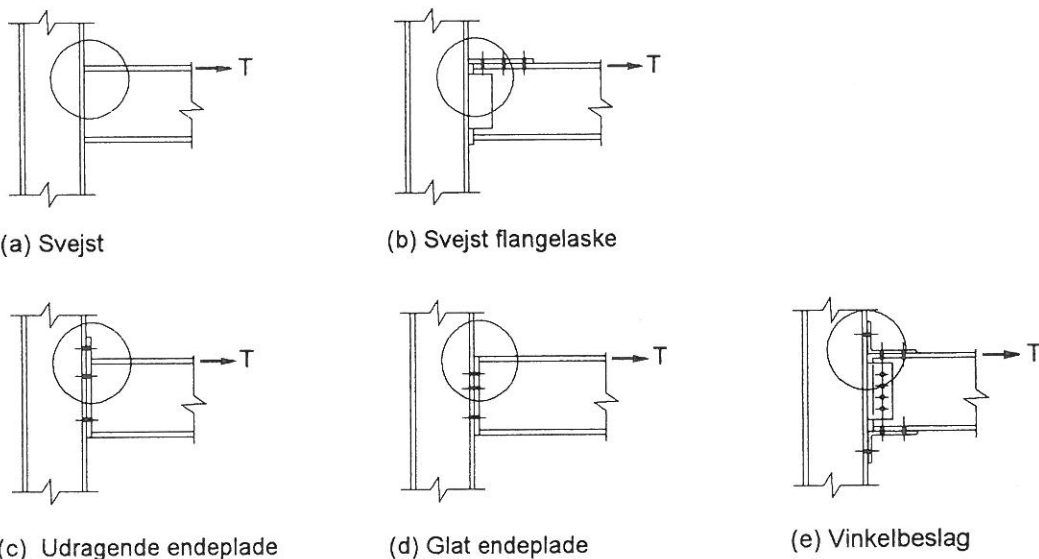
Når der overføres et moment til søjlen, f. eks. fordi der kun er en bjælke fastgjort til søjlens ene side, vil dette moment medføre forskydningspændinger i søjlen i det kroppladefelt, som ligger mellem bjælkens flanger. Se for eksempel figur 3 i lektion 11.4.1. Dette pladefelt behandles nærmere sidst i denne lektion.

2. OVERFØRSEL AF TRÆKKRÆFTER

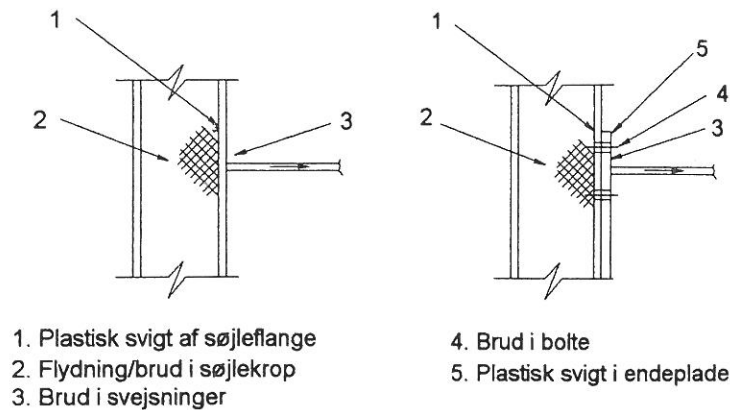
2.1 Grundlag

Figur 1 viser forskellige uafstivede bjælke/søjlesamlinger, som er beregnet til at overføre momenter. I træksiden (markeret med en cirkel) skal kraften overføres fra bjælkeflangen til søjlekroppen.

Størrelsen af den trækraft, som kan overføres uden afstivning af søjlen, bestemmes ved at undersøge bæreevnen for en række forskellige mulige brudformer. De mulige brudformer er angivet på figur 2 for svejste hhv. boltede samlinger.



Figur 1. Trækzonen i bjælke-søjle samlinger.



Figur 2. Mulige brudformer for trækzonen i uafstivede samlinger.

Beregningen bygger på erkendelsen af, at "kæden ikke er stærkere end det svageste led". For hver af de mulige brudformer kan træk bæreevnen T beregnes. Regler for disse beregninger findes i appendiks J i Eurocode 3 [1]. Den mindste af de beregnede værdier for T angiver træksidens bæreevne.

Bestemmelserne i appendiks J i Eurocode 3 tager udgangspunkt i bjælke/søjlesamlinger. Men en række af beregningsreglerne kan også anvendes på andre samlings typer.

Beregning af bæreevnen af de enkelte samlingselementer (svejsninger og bolte) er behandlet i lektion 11.2 og 11.3. Brud i samlingselementer er angivet som brudform 3 og 4 på figur 2. De øvrige brudformer behandles i de efterfølgende afsnit. Forstærkning af samlingen og beregning af forstærkede samlinger beskrives ligeledes.

2.2 Plastisk brud i søjleflange

A. Svejste samlinger

Figur 3 angiver en beregningsmetode for en svejtesamling mod en søjleflange. En del af trækraften overføres som direkte træk gennem et begrænset område nær søjlekroppen med bredden $t_{wc} + 2 r_c$, uden at bøje flangen. Den overførte kraft i denne del af samlingen er:

$$F_{t1} = f_{yb} \cdot t_{fb} (t_{wc} + 2 r_c) \quad (1-1)$$

Den resterende del af trækraften skal overføres til søjlekroppen via bøjningsmomenter i søjleflangen.

Til dette belastningstilfælde kan anvendes en beregningsmodel som angivet på figur 3, idet søjleflangen betragtes som en tresidigt understøttet plade med en linielast på midten.

Anvendelse af brudlinieteorien giver en brudlast som er proportional med den plastiske momentbæreevne m_p af pladen.

$$F_{t2} = 2 C m_p \quad (1-2)$$

$$m_p = \frac{1}{4} f_{yc} t_{fc}^2 \quad (1-3)$$

$$F_{t2} = 2 C \frac{1}{4} f_{yc} t_{fc}^2 \quad (1-4)$$

Faktoren C er fundet ved forsøg [2]. En sikker nedre værdi skønnes at være: $C = 14$.

Den samlede bæreevne af den uafstivede søjleflange fås ved sammenskrivning af ligning (1-1) og (1-4):

$$F_t = f_{yb} t_{fb} (t_{wc} + 2 r_c) + 7 f_{yc} t_{fc}^2 \quad (1-5)$$

eller:

$$F_t = f_{yb} t_{fb} b_{eff} \quad (1-6)$$

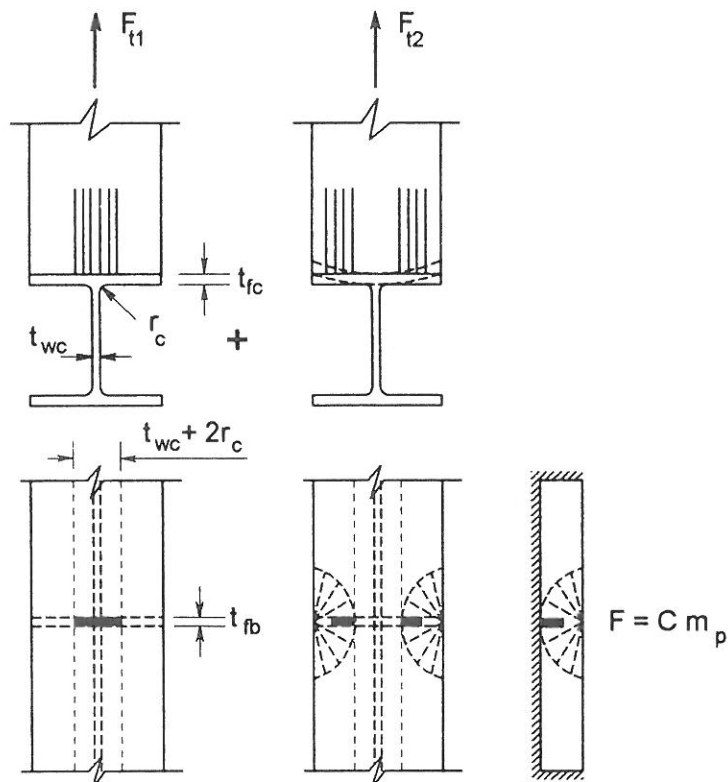
idet:

$$b_{eff} = t_{wc} + 2 r_c + 7 \frac{f_{yc}}{f_{yb}} \cdot \frac{t_{fc}^2}{t_{fb}} \quad (1-7)$$

Denne ligning for b_{eff} behandles også i lektion 11.2.3.

På grund af begrænsninger i de forsøg, som har været udført for at bestemme C [3], begrænses den effektive bredde ved beregning af F_{t2} til $7 t_{fc}$:

$$F_t \leq f_{yb} t_{fb} (t_{wc} + 2 r_c + 7 t_{fc}) \quad (1-8)$$



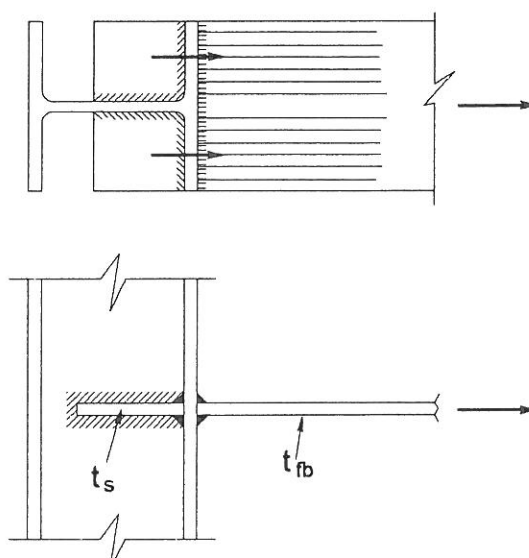
Figur 3. Effektiv bredde af en uafstivet søjleflange.

For at opnå tilstrækkelig deformationskapacitet er det nødvendigt, at bjælkeflangen flyder, før der opstår brud i svejsningen eller brud i søjleflangen. For at sikre dette skal den beregnede bæreevne af den uafstivede søjleflange være mindst 70% af bjælkeflangens flydekraft:

$$F_t \geq 0,7 F_{y,bf} = 0,7 f_{yb} t_{fb} b_{fb} \quad (1-9)$$

Hvis denne betingelse ikke er opfyldt, skal samlingen forstærkes med svejste afstivningsplader som vist på *figur 4*.

Anvendelse af korte afstivningsplader gør det lettere at udføre samlingen, da de ikke behøver at være tilpasset afstanden mellem søjlens flanger. Afstivningspladernes tykkelse og stålqualität vælges normalt svarende til bjælkeflangen.



Figur 4. Forstærkning af søjleflangen med afstivningsplader.

B. Boltede samlinger

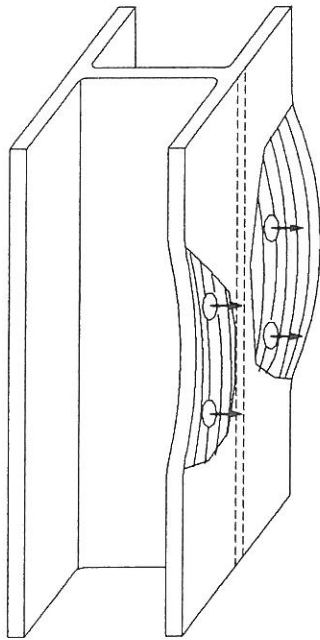
I boltede samlinger sker der ingen direkte overførsel af trækkræfter til søjlekroppen (i modsætning til, hvad der gælder for svejsesamlinger). Hele trækraften bliver overført via bøjningsmomenter i søjleflangen, se *figur 5*.

For at få overblik over de forskellige kræfter i denne samlingstype, er det en fordel først at betragte en mere simpel samling. Der vælges et tværpladestød, hvor pladerne er samlet med to bolte og påvirket af en trækraft F_t , se *figur 6*.

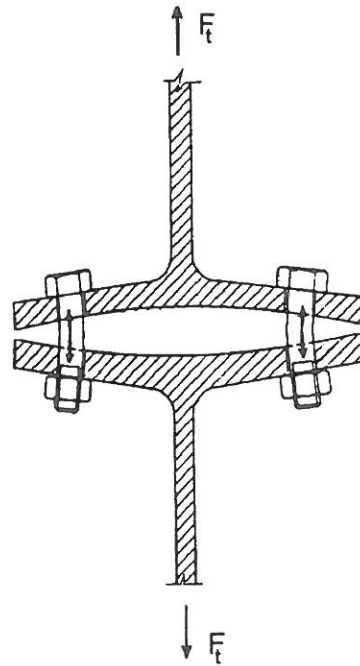
Først antages det, at kraften i hver bolt er $0,5 F_t$ og at flangen er dimensioneret for det bøjningsmoment, som boltene fremkalder, se *figur 7*. Den nødvendige tykkelse t_f findes:

$$F_B = 0,5 F_t \quad (1-10)$$

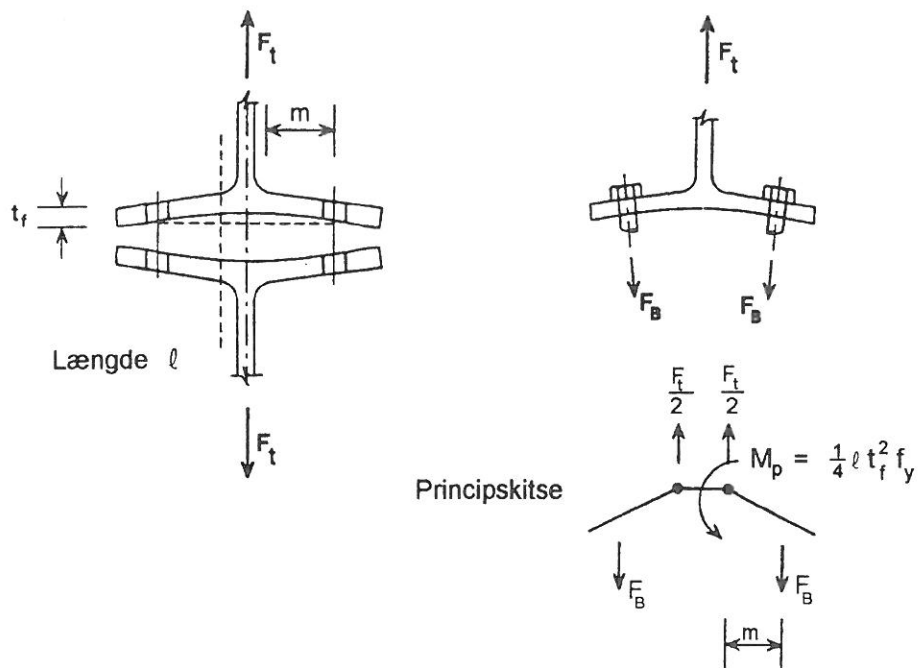
$$0,5 F_t \cdot m = M_{pt} \quad (1-11)$$



Figur 5. Overførsel af trækkræfter ved bøjning af søjleflangen i en boltet samling.



Figur 6. Tværpladestød med trækpåvirkning.



Figur 7. Brudform 3: Bæreevnen afhænger af boltestyrken.

$$F_t = \frac{2 M_{pl}}{m} = \frac{2 \ell m_{pl}}{m} \quad (1-12)$$

$$F_t = \frac{2 \frac{1}{4} t_f^2 f_y \ell}{m} \quad (1-13)$$

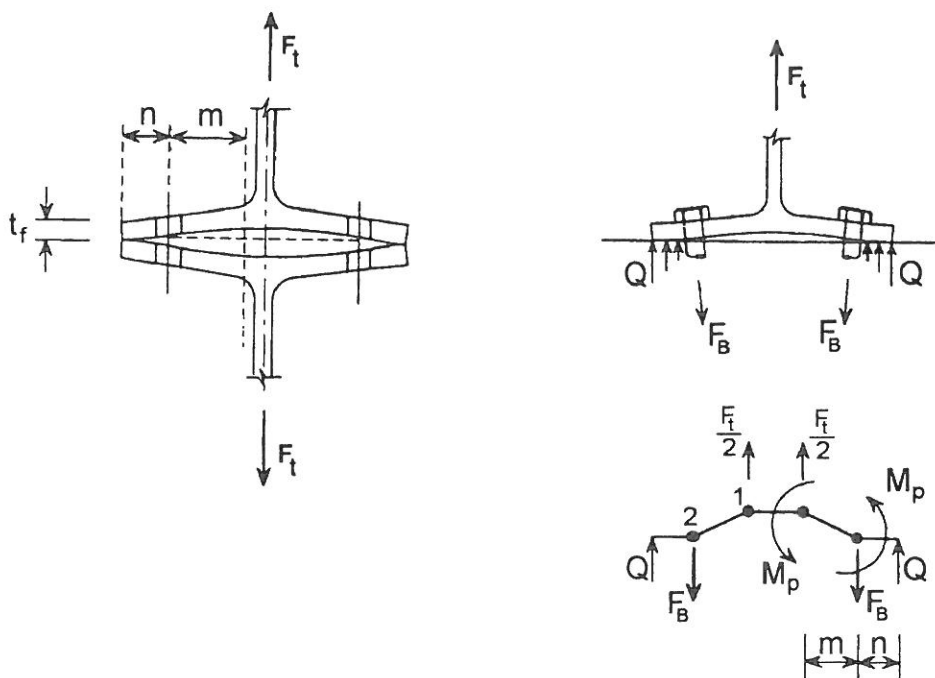
$$F_t = \frac{t_f^2 f_y \ell}{2 m} \quad (1-14)$$

$$t_f = \sqrt{\frac{2 F_t m}{\ell f_y}} \quad (1-15)$$

I ovenstående ligninger forudsættes det, at boltene flyder, før pladerne begynder at flyde. I brudsituationen bliver der altså luft mellem flangerne over hele samlingens bredde.

Hvis boltene derimod er stærkere, bliver bæreevnen større end angivet i ligning (1-14). Med stærke bolte flyder tværpladerne først, og deformationen i boltene er begrænset, se *figur 8*.

Ved begyndende brud bliver pladerne nu ikke trukket fra hinanden over den fulde bredde; i stedet opstår der trykkræfter ved kanterne. Disse trykkræfter kaldes også klemkræfter. Klemkræfterne (Q) giver et ekstra bøjningsmoment i tværpladerne. Når klemkræfterne bliver tilstrækkelig store, bliver dette moment lig med tværpladens plastiske momentbæreevne m_{pl} . I dette tilfælde er der altså 4 flydeled i samlingen.



Figur 8. Brudform 1: Bæreevnen afhænger af tværpladernes styrke.

Følgende beregninger kan nu udføres:

$$0,5 F_t \cdot m = 2 M_{p\ell} \quad (1-16)$$

$$F_t = \frac{4 M_{p\ell}}{m} = \frac{4 \ell m_{p\ell}}{m} \quad (1-17)$$

$$F_t = \frac{4 \frac{1}{4} t_f^2 f_y \ell}{m} \quad (1-18)$$

$$F_t = \frac{t_f^2 f_y \ell}{m} \quad (1-19)$$

$$t_f = \sqrt{\frac{F_t m}{\ell f_y}} \quad (1-20)$$

$$Q = \frac{m}{n} \cdot \frac{\ell m_{p\ell}}{m} = \frac{m}{n} \cdot \frac{1}{4} \cdot F_t \quad (1-21)$$

$$Q = \frac{m}{n} \cdot \frac{\ell m_{p\ell}}{m} = \frac{m}{n} \cdot \frac{1}{4} \cdot F_t \quad (1-22)$$

$$F_t + 2 Q = \Sigma F_B = \Sigma F_{tu} \quad (1-23)$$

$$F_t + 0,5 \frac{m}{n} F_t = \Sigma F_{tu} \quad (1-24)$$

idet:

$$\gamma = \frac{n}{m} \quad (1-25)$$

fås at:

$$F_t = \frac{2 \gamma}{2 \gamma + 1} \Sigma F_{tu} \quad (1-26)$$

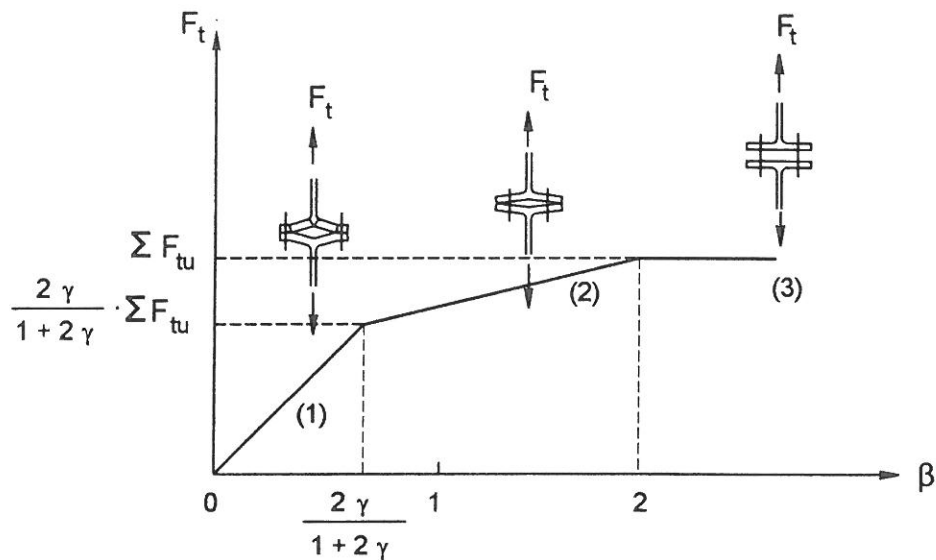
Mellem de to yderpunkter (*figur 7 og 8*) er der en mellemliggende brudform, hvor der godt nok er klemkræfter i samlingen, men hvor boltene flyder før de sidste 2 flydeled er fuldt udviklet.

Ud fra ovenstående ligninger kan optegnes et diagram, som angiver brudform og brudstyrke som funktion af plade- og boltestyrke, se *figur 9*.

På figuren anvendes γ og β med følgende betydning:

$$\gamma = \frac{n}{m} \quad , \quad \gamma \leq 1,25 \quad (1-27)$$

$$\beta = \frac{\ell t_f^2 f_y}{m \Sigma F_{tu}} \quad (1-28)$$

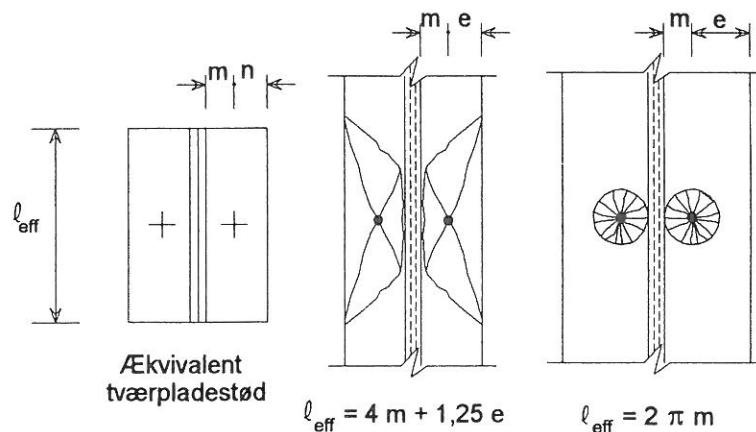


Figur 9. Sammenhæng mellem pladestyrke, boltstyrke og brudform for tværpladestød.

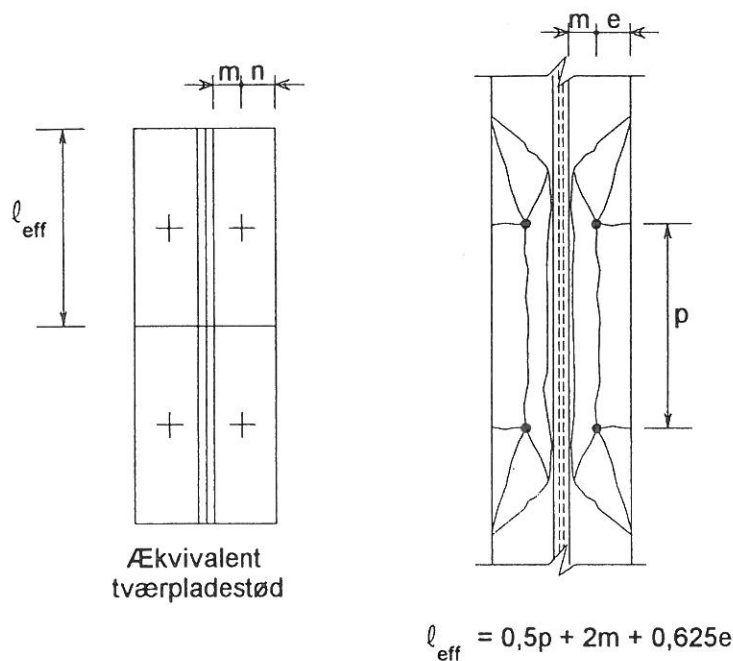
Det må anbefales at dimensionere samlingen sådan, at brudform (1) netop opnås, altså $\beta \approx 2\gamma/(1 + 2\gamma)$, fordi dette giver den bedste deformationskapacitet, og boltstyrken er afpasset efter tværpladernes styrke (m). Ved brudform (3) stammer deformationen hovedsagelig fra forlængelse af boltene. Denne deformation er lille sammenlignet med den plastiske deformation i tværpladerne ved brudform (1). Deformationskapaciteten ved brudform (2) og (3) kan forøges lidt ved at man vælger bolte med gevind i hele boltens længde (sætskruer).

I henhold til appendiks H i Eurocode 3 [1] betragtes trækzonen i en uafstivet søjleflange som en række ækvivalente tværpladestød med en samlet effektive længde $\Sigma \ell_{\text{eff}}$, afhængig af boltens placering i trækzonen.

Den effektive længde ℓ_{eff} af hvert enkelt tværpladestød kan beregnes ved hjælp af brudlinieteorien, se figur 10 og 11.



Figur 10. Effektiv længde af et ækvivalent tværpladestød for én bolterække.



Figur 11. Effektiv længde af et ækvivalent tværpladestød ved to bolterækker.

Hvis afstanden mellem bolterækkerne er stor, opstår der et separat flydeliniemønster (brudliniemønster) rundt om hver bolt, se figur 10.

Brudliniemønsteret bliver cirkulært, hvis e er stor i forhold til m , d. v. s.:

$$\text{hvis } e > 1,8 m \quad (1-29)$$

For hver enkelt bolterække bestemmes l_{eff} som den mindste af nedenstående værdier:

Generelt, se figur 10:

$$l_{\text{eff}} \leq 4 m + 1,25 e \quad (1-30)$$

$$l_{\text{eff}} \leq 2 \pi m \quad (1-31)$$

Desuden gælder:

- for ydre bolte (ved 2 eller flere bolterækker), se figur 11:

$$l_{\text{eff}} \leq 0,5 p + 2 m + 0,625 e \quad (1-32)$$

- for mellemliggende bolte (ved 3 eller flere bolterækker),

$$l_{\text{eff}} \leq p \quad (1-33)$$

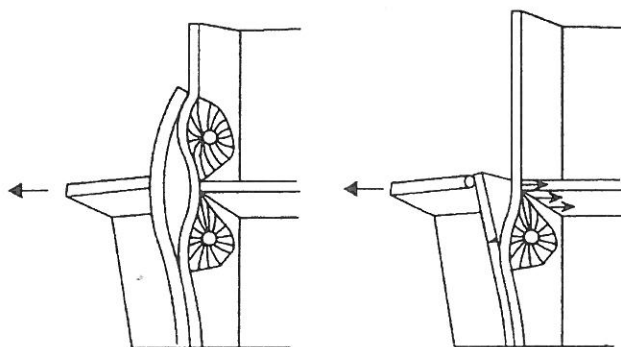
Boltede samlinger kan forstærkes med afstivningsplader som vist på figur 12. Når der anvendes afstivningsplader, forøges styrken og stivheden af søjleflangen. Bæreevnen af bolterækkerne omkring en afstivningsplade forbedres derfor betydeligt.

Bæreevnen af en bolterække kan beregnes som bæreevnen af et tværpladestød med en ækvivalent længde l_{eff} .

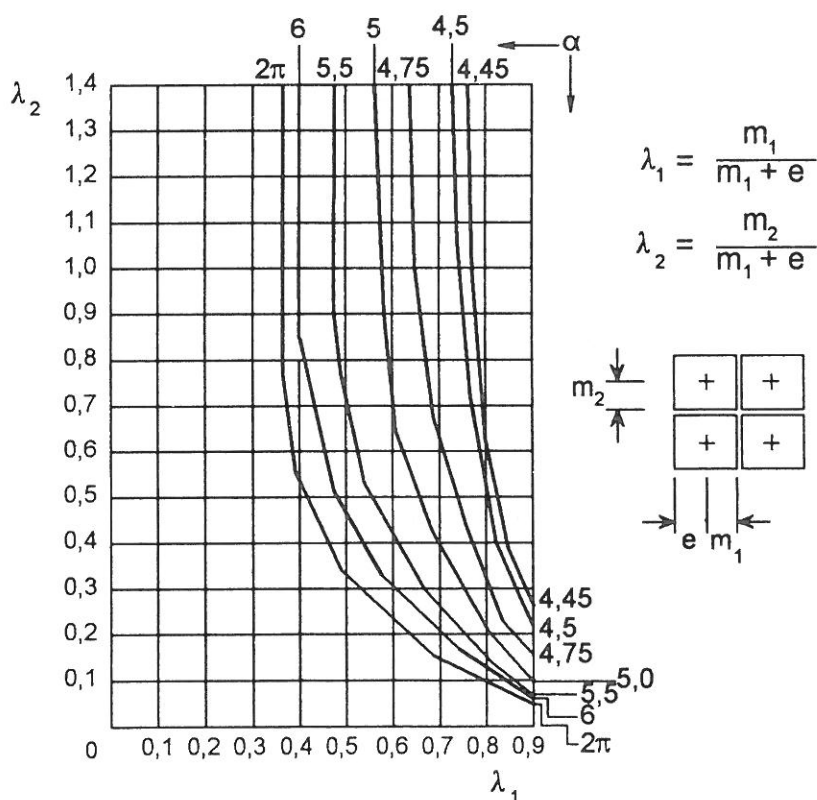
I henhold til appendiks J i Eurocode 3 bestemmes l_{eff} som:

$$l_{\text{eff}} = \alpha m_1 \quad (1-34)$$

Størrelsen af α er angivet på *figur 13*. Diagrammet er baseret på brudlinieteorien, kombineret med forsøgsresultater [4]. Størrelsen af α afhænger af geometrien omkring afstivningspladen.



Figur 12. Søjleflange forstærket med afstivningsplader.



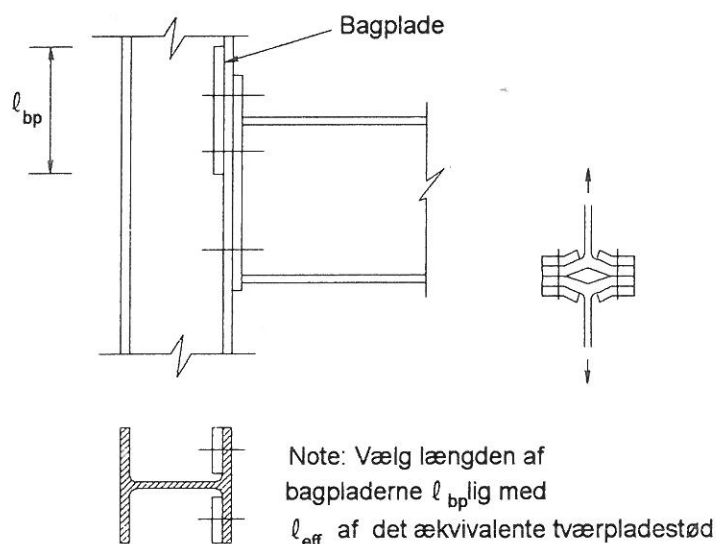
Figur 13. Diagram til bestemmelse af den effektive længde af et ækvivalent tværpladestød, når der anvendes afstivningsplader.

I ligningerne for λ_1 og λ_2 (værdierne på vandret og lodret akse i diagrammet), angiver m_1 afstanden mellem bolten og søjlekroppen, og m_2 angiver afstanden mellem bolten og afstivningspladen.

Alternativt kan søjleflangen forstærkes med løse bagplader som angivet på *figur 14*. Længden af bagpladerne bør mindst være lig med ℓ_{eff} for de bolterækker, der forstærkes.

Bagpladerne medfører en forøgelse af den plastiske momentbæreevne af den brudlinie, der går gennem bolten, mens bæreevnen ved overgangen mellem flange og krop ikke ændres, se *figur 7 og 8*.

Bagplader forbedrer kun bæreevnen, hvis der er tale om brudform (1), se *figur 9*.



Figur 14. Forstærkning af søjleflangen ved hjælp af løse bagplader.

Ligning (1-17) kan udbygges, så den ekstra brudlinie medregnes:

$$F_t = \frac{4 M_{pf} + 2 M_{p.bp}}{m} \quad (1-35)$$

$$F_t = \frac{4 \frac{1}{4} t_f^2 f_y \ell_{\text{eff}} + 2 \frac{1}{4} t_{bp}^2 f_y \ell_{\text{eff}}}{m} \quad (1-36)$$

$$F_t = \frac{(t_f^2 + 0,5 t_{bp}^2) f_y \ell}{m} \quad (1-37)$$

Da der kun bliver én brudlinie i bagpladen, står der altså en faktor 2 (i stedet for 4) foran $M_{p.sp}$ i ligning (1-35).

Ud fra ovenstående ligninger ses det, at bagplader kan give en forøgelse af bæreevnen på 50%, hvis $t_f = t_{sp}$, (og der er tale om brudform 1).

2.3 Flydning/brud i søjlekroppen

Kraften F_t spredes ud i søjlekroppen og regnes jævnt fordelt over længden b_{eff} , se *figur 15*. Brudbæreevnen regnes at være nået, når den gennemsnitlige spænding fra F_t over længden b_{eff} bliver lig med flydespændingen:

$$F_t = f_{yc} t_{wc} b_{\text{eff}} \quad (1-38)$$

For en svejst samling anvendes samme formel for b_{eff} i trækzone og trykzone. Selv om forsøg [5] har vist, at styrken i trækzonen normalt er større end i trykzonen, anvendes altså samme formel for træk og tryk for at forenkle beregningen.

I henhold til Eurocode 3 findes b_{eff} for svejste samlinger af ligningen:

$$b_{\text{eff}} = t_{fb} + 2 \sqrt{2} a_b + 5 (t_{fc} + r_c) \quad (1-39)$$

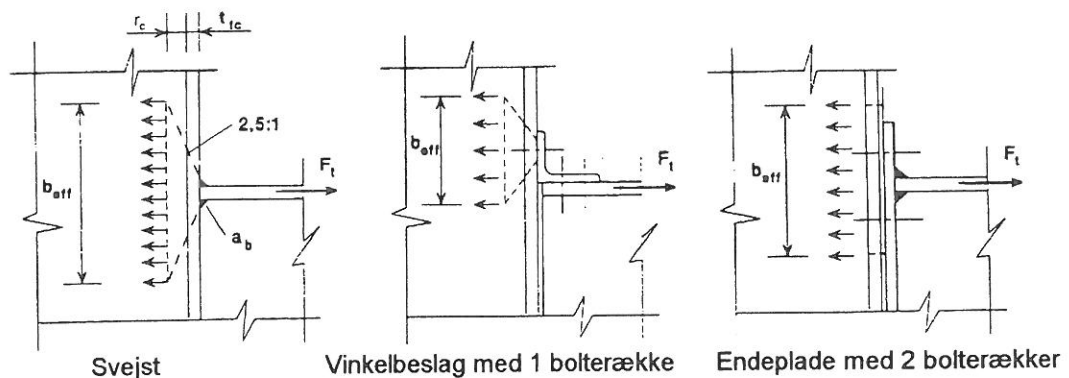
For en boltet samling regnes den effektive længde af søjlekroppen i trækzonen lig med den samlede effektive længde af de ækvivalente tværpladestød (se afsnit 1.2).

Søjlekroppen kan forstærkes med kropafstivninger (vinkelret på kroppen) og/eller med påsvejste supplerende kropplader som vist på *figur 16*.

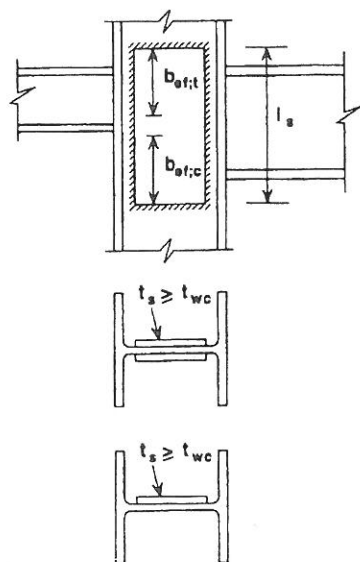
Hvis der kun påsvejses en enkeltsidet supplerende kropplade, og svejsningerne parallelt med flangerne udføres som stumpsømme, kan halvdelen af denne plades tykkelse medregnes ved bestemmelse af bæreevnen i både tryk- og trækzone. Der ses bort fra den anden halvdel af pladen på grund af ekscentricitet m.m.

Hvis pladen svejses med kantsømme hele vejen rundt, skal der være lidt afstand mellem flangerne og kanten af pladen for at muliggøre svejsningen. Altså skal kraften først passere et smalt stykke uforstærket søjlekrop, før den når det forstærkede område. I dette tilfælde kan den samlede effektive tykkelse af søjlekroppen og den supplerende kropplade ikke regnes større end 1,4 gange kropstykkelsen ($1,4 t_{wc}$) i trækzonen, mens der i trykzonen kan regnes med $1,5 t_{wc}$.

Bemærk, at der kræves ekstra fastholdelse af den supplerende kropplade, hvis dens bredde b_s overstiger $40 \varepsilon t_s$, hvor $\varepsilon = (235/f_y)^{0,5}$. Se Eurocode 3 pkt. J.2.2.



Figur 15. Effektiv længde af trækzonen i søjlekroppen.



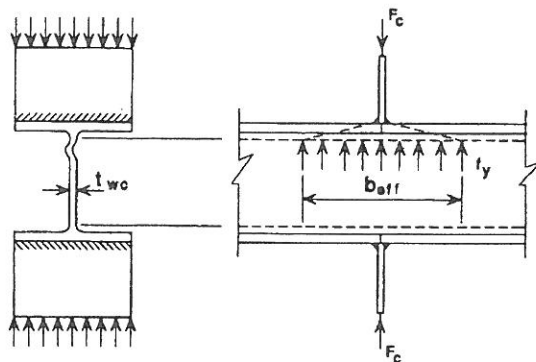
- Stumpsømme :**
- $a = t_s$ (træk)
 - $a = \frac{t_s}{\sqrt{2}}$ (tryk og forskydning)
 - enkeltsidet: $t_{wc,ef} = 1,5 t_{wc}$
 - dobbeltsidet: $t_{wc,ef} = 2 t_{wc}$
- Kantsømme:**
- $a = \frac{\sqrt{2}}{2} t_s$
 - enkeltsidet: $t_{wc,ef} = 1,4 t_{wc}$
 - dobbeltsidet, træk: $t_{wc,ef} = 1,4 t_{wc}$
 - dobbeltsidet, tryk: $t_{wc,ef} = 2 t_{wc}$

Figur 16. Søjlekrop forstærket med supplerende kropplader.

3. OVERFØRSEL AF TRYKKRÆFTER

En koncentreret trykkraft på siden af søjle uden kropafstivning kan medføre foldning af søjlekroppen. Ved forsøg med særlige prøveemner [5] som vist på figur 17 og med hele bjælke/søjle-samlinger er der blevet udviklet en beregningsmetode for overførsel af trykkræfter. Brudbæreevnen med hensyn til foldning af bjælkekroppen regnes at være nået, når den gennemsnitlige trykspænding over en given effektiv længde når flydespændingen. Beregningen udføres derfor på samme måde som ved overførsel af trækkræfter.

$$F_c = f_{yc} t_{wc} b_{eff} \quad (2-1)$$



Figur 17. Forsøg til bestemmelse af b_{eff} i trykzonen.

På figur 18 er angivet formler for b_{eff} ved forskellige udformninger af trykzonen. Den grundlæggende forudsætning i disse formler er, at trykspredningen i søjleflange og hjørnerunding har hældningen 2,5 : 1, og at hældningen i de øvrige dele af samlingen er 1 : 1.

Når samlingen udføres som på *figur 18b og 19* forudsættes det, at bjælkens endeplade flyder, før der opstår foldning i søjlekroppen. Når det er tilfældet, spredes trykkraften F_c med hældningen 1 : 1 i endepladen.

Den udragende del af endepladen bør opfylde følgende betingelse:

$$f_y W_{pl,endeplade} \leq F_c l_c \quad (2-2)$$

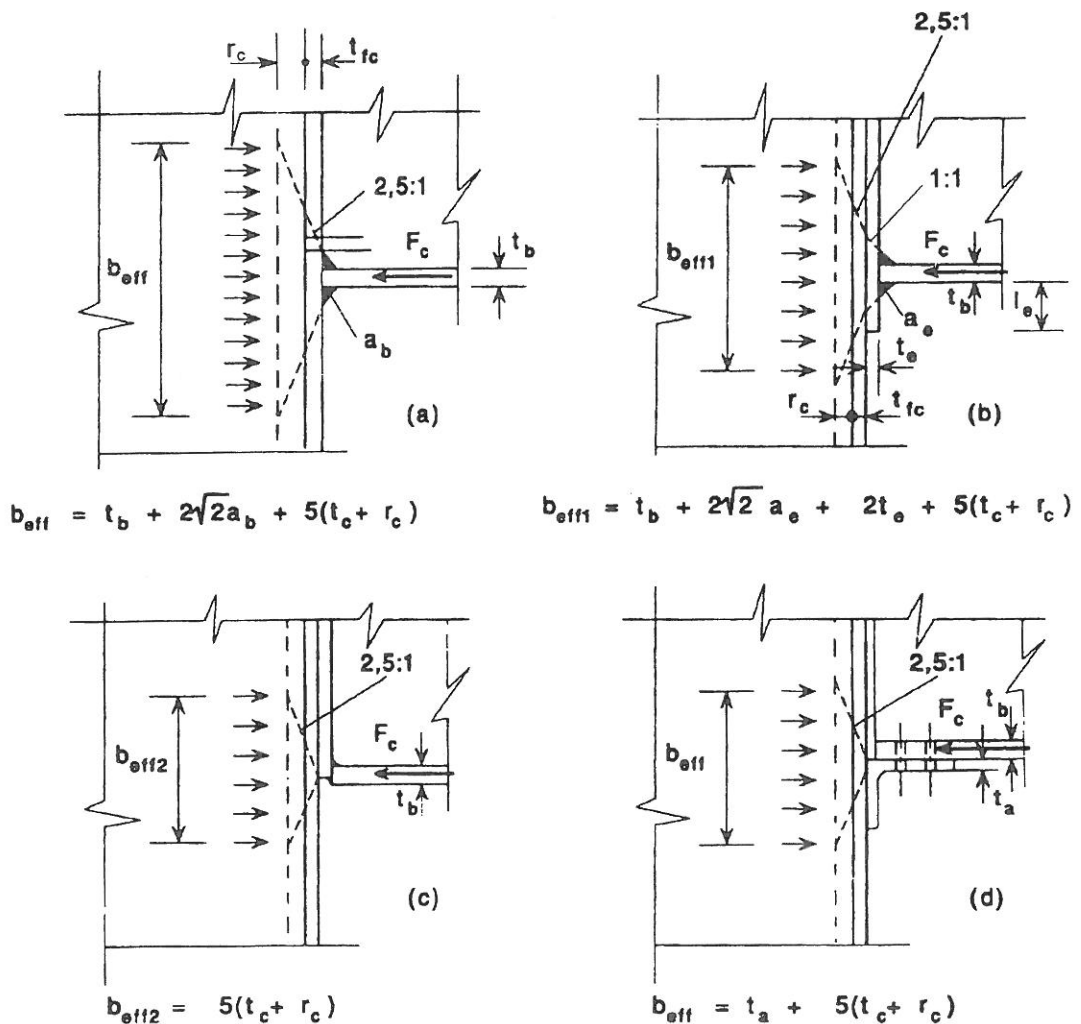
$$f_y \frac{1}{4} b_p t_p^2 \leq F_c l_c \quad (2-3)$$

$$l_c \geq \frac{f_y b_p t_p^2}{4 F_c} \quad (2-4)$$

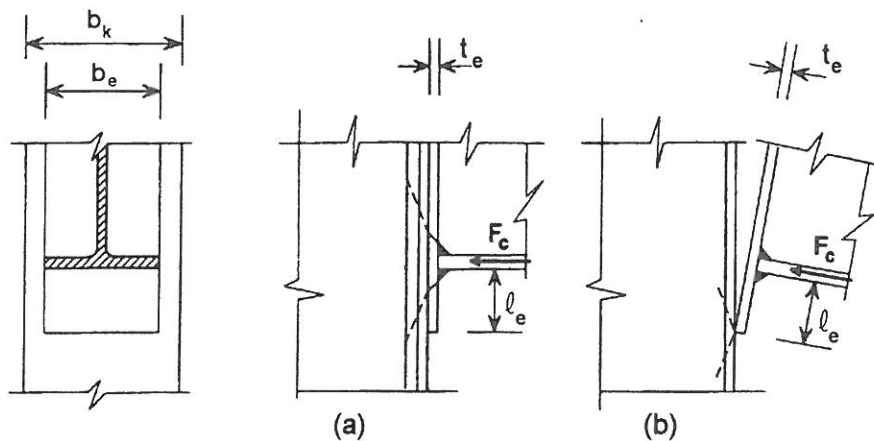
Hvis betingelsen i ligning (2-4) ikke er opfyldt, afleveres trykket ved kanten af endepladen, se *figur 19b*. Den effektive længde b_{eff} bliver så lidt mindre:

$$b_{eff} = 5(t_c + r_c) \quad (2-5)$$

Til gengæld er momentarmen mellem trækraften (i trækzonen) og trykkraften (ved kanten af endepladen) noget større, og det medfører større bæreevne.



Figur 18. Effektiv længde af trykzonen i søjlekroppen.



Figur 19. Virkemåde for en udragende endeplade i trykzonen.

Hvis normalkraften i søjlen er stor, reduceres bæreevnen m. h. t. foldning i trykzonen. Så længe normalspændingen σ_n er mindre end $0,5 f_y$ kan der ses bort fra denne reduktion. Ved større værdier af σ_n skal bæreevnen for trykkraften F_c beregnes ved hjælp af følgende ligning:

$$F_c = f_{yc} t_{wc} b_{\text{eff}} \left(1,25 - 0,5 \frac{\sigma_n}{f_{yc}} \right) \quad (2-6)$$

I denne ligning er udtrykket i parentes reduktionsfaktoren R:

$$R = 1,25 - 0,5 \frac{\sigma_n}{f_{yc}} \quad , \quad \text{idet } R \leq 1,0 \quad (2-7)$$

Søjlen kan også forstærkes i trykzonen med afstivningsplader (kropafstivninger) mellem flangerne eller med en supplerende kropplade.

BEMÆRK: Søjlekroppens bæreevne m. h. t. udknækning som søjle bør også undersøges, se figur J.2.4 og afsnit 5.7.5 i Eurocode 3. Især ved profiler med slanke kroppe (f. eks. I-profiler og HE-A-profiler, hvor bjælken fortsætter på den anden side af søjlen) kan bæreevnen m. h. t. søjleudknækning være ringere end bæreevnen m. h. t. foldning.

4. OVERFØRSEL AF FORSKYDNING (FORSKYDNINGSZONE)

I asymmetriske samlinger, f. eks. T-samlinger og rammehjørner, er søjlekroppen også påvirket af en forskydningskraft F_v . Forskydningskræfter forekommer også i symmetriske samlinger, som er asymmetrisk påvirket.

For eksempel skal momentet fra den skrå bjælke på *figur 20* overføres til søjlen ved hjælp af forskydningsfeltet i søjlekroppen.

Idet det forudsættes, at søjlekroppen er så kraftig, at der ikke opstår forskydningsfoldning, er forskydningsfeltets bæreevne:

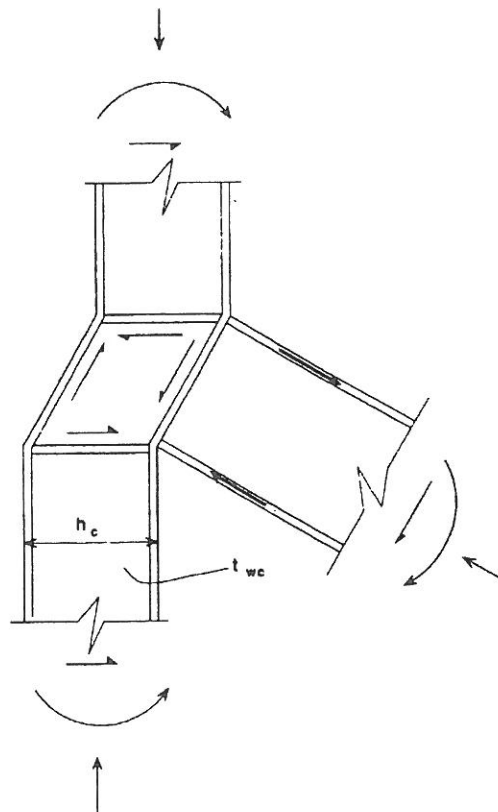
$$F_v = \left(\frac{f_{yc}}{\sqrt{3}} \right) A_v \quad (3-1)$$

hvor A_v er forskydningsarealet.

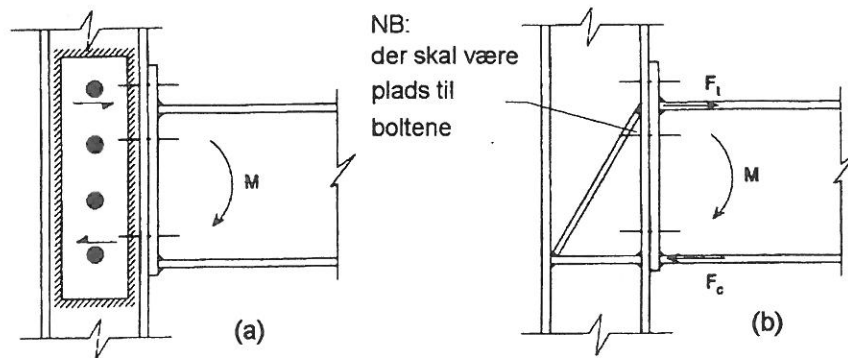
I Eurocode 3, pkt. 5.4.6 angives det, at for I- H- og U-profiler kan A_v sættes til $1,04 h t_w$; i tilfældet på *figur 20* altså $1,04 h_c t_{wc}$.

Søjlekroppen kan forstærkes med diagonalplader eller med en eller to supplerende kropplader se *figur 21*. Når der anvendes diagonalplader, skal de placeres, så de ikke giver unødigt store problemer med at få monteret boltene, se f. eks. *figur 21*.

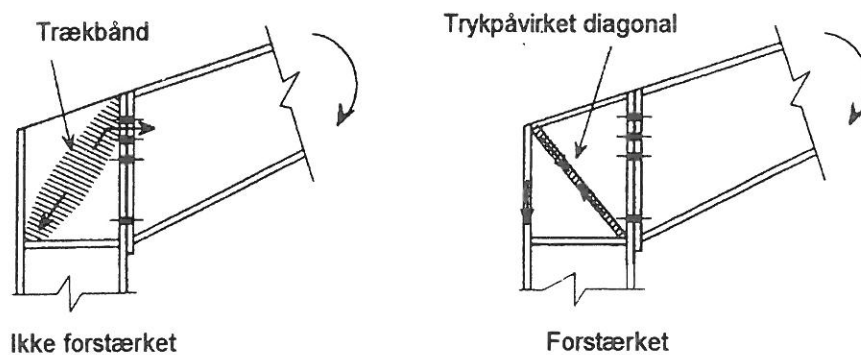
Virksomheden af afstivninger er sommetider lettere at forstå, hvis samlingen tænkes opdelt i træk- og trykstænger; se for eksempel rammehjørnerne på *figur 22*.



Figur 20.
Forskydningsfelt
i en T-samling.



Figur 21. Forstærkning af søjlekroppen i forskydningszonen.



Figur 22. Træk- og trykkræfter i forskydningszonen.

5. AFSLUTTENDE RESUMÉ

- For at kunne overføre momenter skal en samling kunne optage lokale træk- og trykkræfter.
- Ved dimensionering af en samling skal bæreevnen kontrolleres for hver enkelt del, som medvirker til at overføre kræfterne. Bæreevnen bestemmes af det svageste led i kæden.
- For boltede samlinger giver det i alt væsentligt en udmærket forklaring på en samlings virkemåde at betragte den som et tværpladestød. Brudlinieteori, suppleret med forsøgsresultater, danner grundlag for de opstillede beregningsregler.
- For semi-kontinuerte systemer kan en acceptabel balance mellem trækstyrke og deformationskapacitet sikres ved at udforme tværpladestød, så der opnås brudform 1; det vil sige at pladerne flyder før boltene. I mere momentstive rammer er det normalt mere økonomisk at lave stødsamlingerne med tykkere plader, så der opnås brudform 2 eller 3.

Ved asymmetriske bjælke/søjle-samlinger og asymmetrisk belastning af symmetriske samlinger skal forskydningsbæreevnen af søjlekroppen kontrolleres.

6. LITTERATURHENVISNINGER

- [1] DS/ENV 1993-1-1: Eurocode No. 3: Stålkonstruktioner. Del 1.1: Generelle regler samt regler for bygningskonstruktioner. Dansk Standard 1993.
- [2] Wood, R. H., "Yield Line Theory", Research Paper nr. 22, Building Research Station, Watford, England, 1955.
- [3] Zoetemeijer, P., Summary of the research on bolted beam-to-column connections, Delft University of Technology, Faculty of Civil Engineering, Stevin Laboratory report 6-90-02, 1990. This report is also published as a background report for Eurocode 3, Chapter 6.
- [4] WRC and ASCE, "Commentary on Plastic Design in Steel", Progress Report 6: Connections, Journal Eng. Mech, Div., ASCE, 86, EM2, April 1960, pp 107-140.
- [5] Graham, J. D., Sherbourne, A. N., Khabbaz, R. N., and Jensen, C. D., Welded Interior Beam-to-Column Connections, Welding Research Council Bulletin nr 63, August 1960.

7. SUPPLERENDE LITTERATUR

- 1. Owens, G. W. and Cheal, B. D., "Structural Steelwork Connections", Butterworths & Co. (Publishers) Limited, 1989.
- 2. Kulak, G. L., Fisher, J. W. and Struik, J. H. A., "Guide to Design Criteria for Bolted and Riveted Joints", Wiley - Interscience, 2nd Edition, 1987.
- 3. Ballio, G. and Mazzolani, F. M., "Theory and Design of Steel Structures", Chapman & Hall 1983.
- 4. W. F. Chen "Joint Flexibility in Steel Frames", Journal of Constructional Steel Research Vol 8, 1987.

RAMMER

Lektion 14.3: Plastisk beregning af stålrammer.

FORMÅL

At gøre rede for de grundlæggende principper for anvendelse af den stiv-plastiske beregningsmetode. Metodens anvendelse demonstreres med et beregnings-eksempel.

FORUDSÆTNINGER

Lektion 2.3:	Introduktion til ståls materialeegenskaber
Lektion 2.4:	Stålkvaliteter
Lektion 7.2:	Tværsnitsklassifikation
Lektion 7.9.1 og 7.9.2:	Bjælker uden sidefastholdelse
Lektion 7.10.1 og 7.10.2:	Bjælkesøjler

LEKTIONER VEDR. BESLÆGTEDE EMNER

Lektion 11.6:	<i>Rigid Moment Connections for Buildings</i>
Lektion 14.1.1 og 14.1.2:	<i>Anatomy & Analysis of Single Storey Buildings</i>
Lektion 14.13:	<i>Rigid Jointed Frame Design</i>

RESUMÉ

De grundlæggende principper for stiv-plastisk beregning gennemgås, herunder flydeled, virkningen af samtidig bøjning, normalkraft og forskydning, simple momentkurver og indspændings-momentkurver, udviklingen af flydeled, brudmekanismer og virkningen af sætninger i understøtningerne.

Principperne anvendes først på en kontinuert bjælke og derefter på rammer med vandret overside og sadeltagsrammer. Dimensioneringsreglerne gennemgås med udgangspunkt i en sadeltagsramme.

Oversat og bearbejdet af: Peter Ehlers, Ingeniørhøjskolen i Århus, august 1997.

1. DEN MODERNE STÅLRAMME

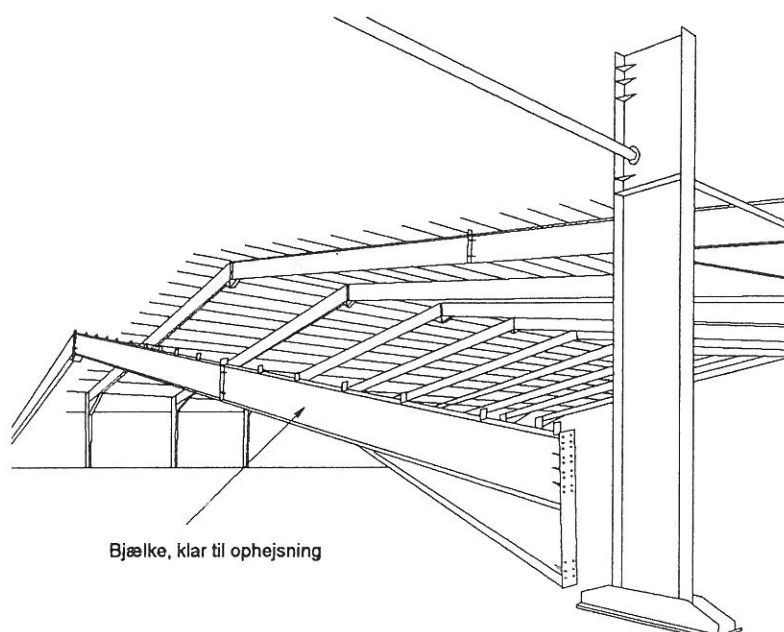
Figur 1 og 2 viser typiske moderne stålrammebygninger.

De kan være konstrueret med:

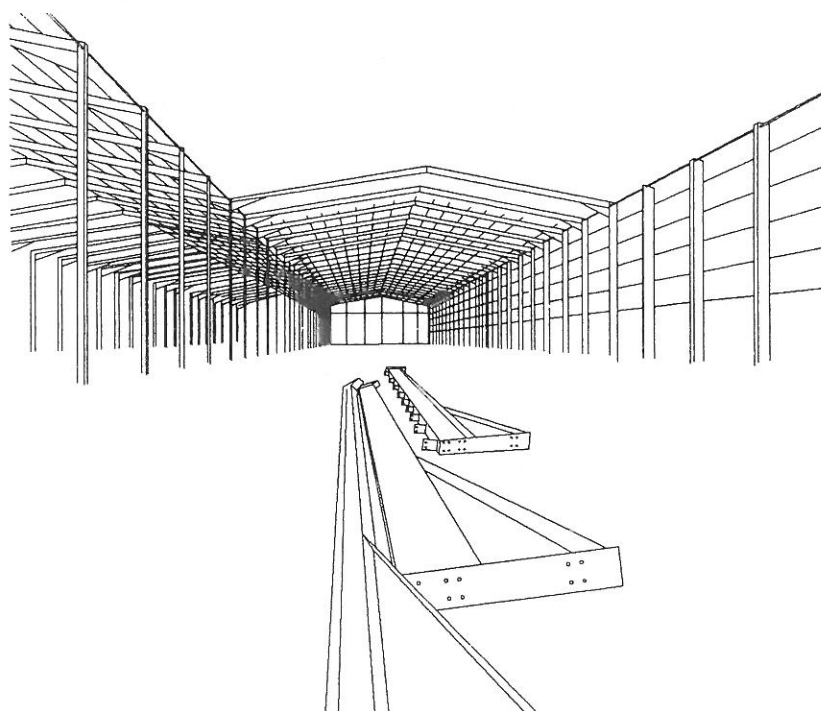
- Isoleret stålpladebeklædning
- Varm- eller koldvalsede stålsøjler
- Varmvalsede stålbjælkeprofiler
- Stålkvalitet S235 og S275
- Taghældning 1 : 10.

I England anvendes ofte den simple stivplastiske metode til dimensionering af rammerne.

Denne lektion beskriver dimensioneringen af rammer af I- eller H-bjælker ved hjælp af den simple stivplastiske metode. Henvi-
sing til bestemmelser i Eurocode 3[1] er normalt anført i parentes, f. eks. (EC 3, punkt 5.3.1).



Figur 1.
Stålrammebyg-
ning med stor
spændvidde.

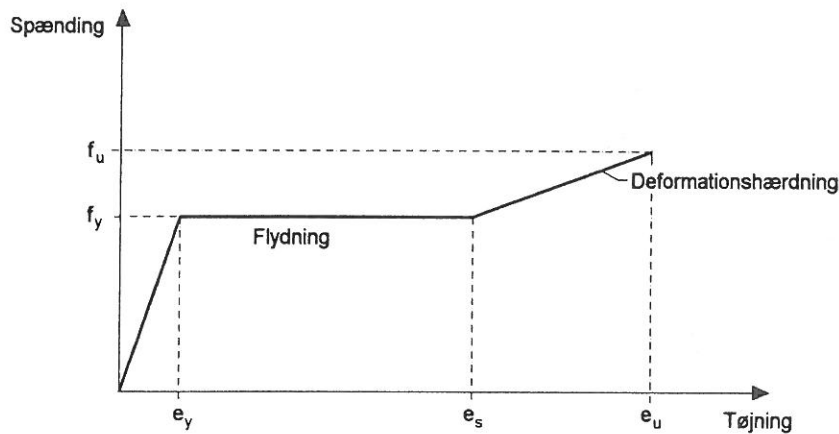


Figur 2.
Typiske flerfags
stålrammer.

2. BETINGELSER FOR PLASTISK BEREGNING

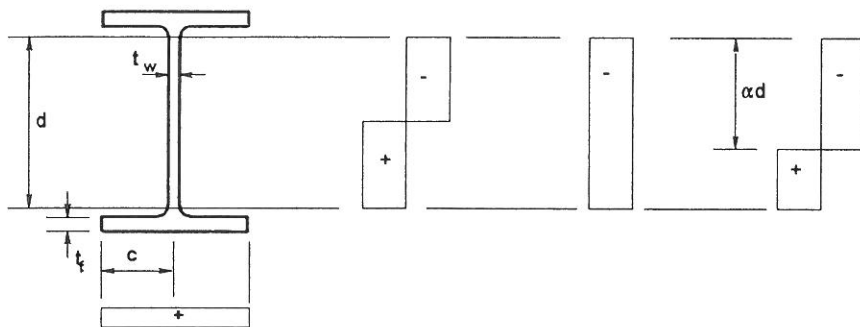
Brugen af den plastiske beregningsmetode ved dimensionering af stålkonstruktioner er mulig, fordi konstruktionsstål har evnen til at optage betydelige deformationer før det bryder. En typisk arbejdslinie er vist på *figur 3*.

Bjælker, som er påvirket til bøjning, så der dannes flydeled, skal have en symmetriakse i lastens plan (EC 3, pkt. 5.3.3(1)), og i nærheden af flydeledet skal de opfylde visse krav m. h. t. tværsnitsklasse for at sikre en tilstrækkelig deformationskapacitet (pkt. 5.3.2 og 5.3.3; se også lektion 7.2). De vigtigste af disse krav er angivet på *figur 4*.



EC 3, pkt. 3.2.2.2 : $\frac{f_u}{f_y} \geq 1,2$ $\frac{e_u}{e_y} \geq 20$

Figur 3. Forenklet arbejdslinie.



Flange	Krop		
	Bøjning	Normalkraft	Bøjning + normalkraft
Bøjning og normalkraft $\frac{c}{t_f} \leq 10 \epsilon$	Bøjning $\frac{d}{t_w} \leq 72 \epsilon$	Normalkraft $\frac{d}{t_w} \leq 33 \epsilon$	for $\alpha > 0,5$: $\frac{d}{t_w} \leq \frac{396 \epsilon}{13\alpha - 1}$ for $\alpha \leq 0,5$: $\frac{d}{t_w} \leq \frac{36 \epsilon}{\alpha}$

Figur 4. Krav til proportioner for klasse 1 tværsnit som forudsætning for, at et flydeled med tilstrækkelig rotationskapacitet kan opstå.

På *figur 5a, 5b og 5c* er vist udviklingen af et flydeled i et I-profil. Hvis man forsøger at forøge bøjningsmomentet yderligere, efter at flydeledet er fuldt udviklet, vil profilet virke som om der var et charniere på dette sted.

Dette punkt i bjælken kaldes altså et flydeled. I flydeledet er profilets momentbæreevne konstant (= den plastiske momentbæreevne), og der kan ske en betydelig vinkeldrejning i flydeledet, således at en forøgelse af bøjningsmomenterne p. g. a. øget last flyttes til andre dele af konstruktionen.

Spændingsdiagrammerne på *Figur 5* gælder for det tilfælde, at der kun er bøjningsmoment i tværsnittet. Flydeledets momentbæreevne er her lig med bruttotværsnittets plastiske momentbæreevne. I EC 3 pkt. 5.4.5.1 angives at:

$$\begin{aligned} M_{pl,Rd} &= W_{pl} f_y / \gamma_{M0} \\ &= \text{bruttotværsnittets regningsmæssige plastiske momentbæreevne} \end{aligned} \quad (2-1)$$

Boltehuller i trækflangen kan reducere den plastiske bæreevne, se pkt. 5.4.5.3.

Den plastiske momentbæreevne af et tværsnit forringes, hvis der samtidig med momentet forekommer normalkraft eller en stor forskydningskraft.

På *figur 6* er vist spændingsfordelingen for et tværsnit, som er påvirket af moment og normalkraft samtidig. Bemærk at normalkræfter normalt kun medfører en lille reduktion i tværsnittets plastiske momentbæreevne. Typisk vil en normalkraft i størrelsesordenen $0,1 \cdot N_{pl,Rd}$ kun reducere den plastiske momentbæreevne med 2%.

Formler til beregning af den reducerede plastiske momentbæreevne findes i pkt. 5.4.8 i Eurocode 3. For bøjning og normalkraft angives formlen:

$$M_{N,Rd} = M_{pl,Rd} [1 - (N_{sd} / N_{pl,Rd})^2] \quad (2-2)$$

Bæreevnekriteriet er:

$$M_{sd} \leq M_{N,Rd} \quad (2-3)$$

Ovenstående ligninger kan sammenskrives til en interaktionsformel:

$$\frac{M_{sd}}{M_{pl,Rd}} + \left[\frac{N_{sd}}{N_{pl,Rd}} \right]^2 \leq 1 \quad (2-4)$$

Formler til beregning af den reducerede momentbæreevne ved samtidig bøjning og forskydning findes i pkt. 5.4.7. Men så længe forskydningskraften V_{sd} er $\leq 50\%$ af $V_{pl,Rd}$, skal den plastiske momentbæreevne ikke reduceres.

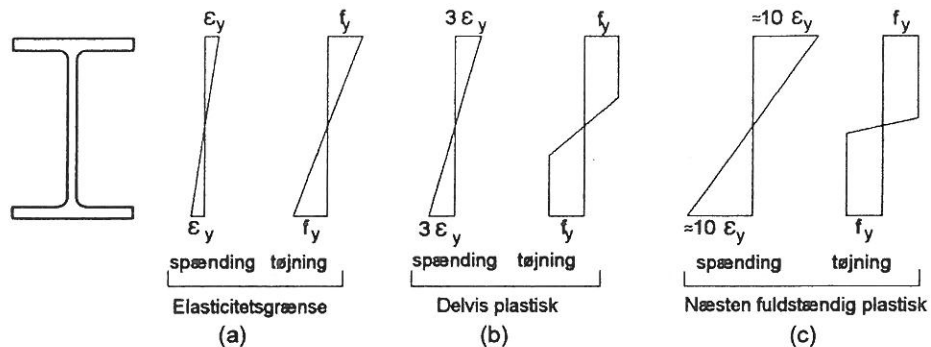
De dominerende snitkræfter i stålrammer er normalt bøjningsmomenter. Normalkræfter og forskydningskræfter medfører normalt kun ubetydelige reduktioner i momentbæreevnen.

Dog optræder der betydelige forskydningskræfter i søjlens øverste del ud for samlingen med den udfligede bjælke.

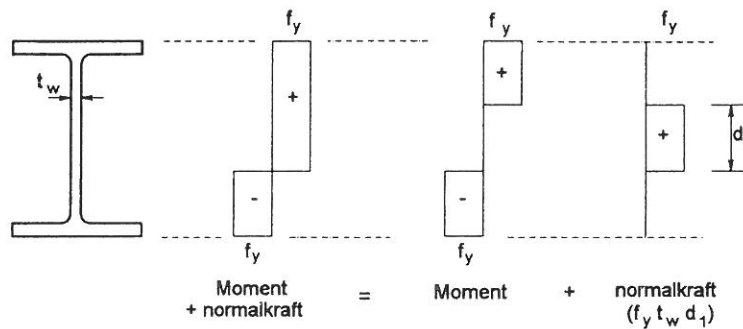
Alligevel er det almindeligt IKKE at undersøge søjlen for kombineret bøjning og forskydning, selv ikke når søjlen er så hårdt belastet, at den har et flydeled umiddelbart under samlingen med bjælken.

Men det er almindelig praksis at afstive kroppen i søjlens øverste del, hvis forskydningsspændingen i kroppladefeltet overstiger $0,58 \cdot f_y$. Selv om der vil kunne påregnes

en vis bæreevnereserve p. g. a. deformationshærdning, kan denne bæreevne ikke uden videre tages i regning, da deformationer som følge af 2. ordens effekter kan være uacceptabelt store.



Figur 5. Udvikling af et flydeled i et tværsnit, som kun er påvirket af et bøjningsmoment.



Figur 6. Momentbæreevnen i et flydeled reduceres, hvis der samtidig optræder normalkraft.

Der må stilles visse krav til fremstillingen for at sikre, at der ikke findes hærdnet stål i konstruktionen i nærheden af flydeledet. I Eurocode 3 pkt. 7.3 angives, at der ikke må forekomme:

- Flammeskårne eller klippede kanter^{*)}
- Løkkede huller
- Slagstempling
- Svejste montagebeslag
- Overfladereparation ved svejsning (denne betingelse influerer på leveringsbetingelserne for materialer)

Desuden gælder, at "alle områder, hvor der stilles krav vedr. hærdning, skal klart angives på tegningerne".

Plastisk beregning anvendes kun til brudgrænseundersøgelser, hvori også indgår kontrol af stabiliteten af de enkelte elementer og af konstruktionen som helhed. Anvendelsesgrænsetilstanden skal også kontrolleres.

^{*)} Denne betingelse begrænser anvendelsen af plastisk beregning til varmvalsedede profiler eller profiler opsvejst af kantvalset plade.

3. PLASTISK BEREGNING AF BJÆLKER

Figur 7 viser en bjælke over 2 fag, påvirket af en jævnt fordelt last. Ved elastisk momentfordeling ser momentkurven ud som vist på *figur 7b* med det numerisk største moment i punkt 2. Det første flydeled vil derfor opstå i punkt 2 for lasten:

$$F_1 = 8 M_{p,Rd}/L \quad (3-1)$$

(Bemærk: F er resultanten af en jævnt fordelt linielast over strækningen L . Hvis linielasten kaldes p , er $F = p \cdot L$.)

Ved dette lastniveau er der kun dannet ét flydeled. Hvis lasten herefter øges yderligere, kan hver af de to bjælkehalvdele betragtes som en simpelt understøttet bjælke, påvirket af indspændingsmomentet $M_{p,Rd}$ i den ene ende.

Figur 7c viser momentkurven for brudlasten F_p . Ved denne last dannes der et nyt flydeled nær midten af de to bjælker. Den præcise placering af dette flydeled kan beregnes som angivet på figuren, og størrelsen af brudlasten kan bestemmes:

$$F_p = 11,66 \frac{M_{p,Rd}}{L} \Leftrightarrow M_{p,Rd} = \frac{F_p L}{11,66} \quad (3-2)$$

Hvis man sammenligner denne beregning med en rent elastisk beregning (elastisk snitkraft- og spændingsfordeling), er bæreevnen forøget med en faktor:

$$\frac{F_p}{F_{el}} \cdot \frac{W_{pl}}{W_{el}} = \frac{11,66}{8} \times 1,15 = 1,67 \quad \text{altså en øgning på } 67\%, \quad (3-3)$$

idet $\frac{W_{pl}}{W_{el}} \approx 1,15$ for et I-profil. (3-4)

Hvis man i stedet sammenligner med en beregning, hvor der forudsættes elastisk snitkraftfordeling og plastisk spændingsfordeling, bliver bæreevnegevinsten ved den rent plastiske beregning reduceret til:

$$\frac{F_p}{F_{el}} = \frac{11,66}{8} = 1,46 \quad \text{altså } 46\%. \quad (3-5)$$

Bemærk:

Forskydningskraften i punkt 2 kan være så stor, at den plastiske momentbæreevne på dette sted reduceres lidt. Dermed reduceres F_p også lidt.

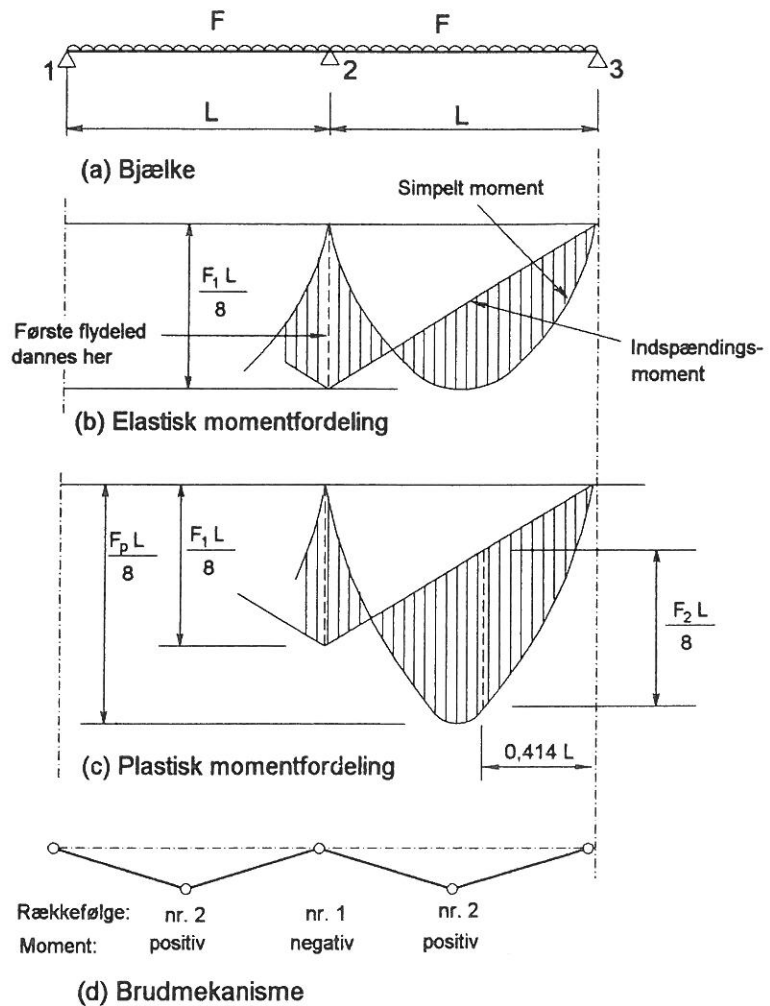
Hvis udviklingen af flydeled ikke kan accepteres i anvendelsegrænsetilstanden, kan det for ovenstående eksempel ses, at lasten i anvendelsegrænsetilstanden ikke må overstige $8/11,66 = 0,686$ gange den plastiske brudlast.

Denne last medfører dog en begrænset flydning i punkt 2, idet den angivne faktor forudsætter, at momentet i punkt 2 er lig med $M_{p,Rd}$. Hvis flydning helt skal undgås, bliver faktoren $0,686/1,15 = 0,6$.

Figur 7d viser brudmekanismen og den rækkefølge, hvori flydeledene udvikles.

Generelt gælder for flydeledene:

- Vinkeldrejningen i flydeledene (i et fag) er skiftevis positiv/negativ/positiv...
- Det maksimale antal flydeled i et fag er 2, d.v.s. $r + 1$, hvor r er antallet af overtallige (0, 1 eller 2).



Figur 7.
Plastisk beregning
af bjælke.

Virkingen af (understøtnings)sætninger på plastisk dimensionerede konstruktioner er:

- Den last, som medfører dannelse af det første flydeled, ændres.
- Brudlasten ændres ikke.

Anvendelsesgrænsetilstanden bør dog kontrolleres, både med hensyn til udbøjninger og med hensyn til, om der forekommer flydning i stålet. På figur 8a er vist virkingen af, at punkt 2 sætter sig. Det ses, at det negative moment i punkt 2 reduceres, hvorved:

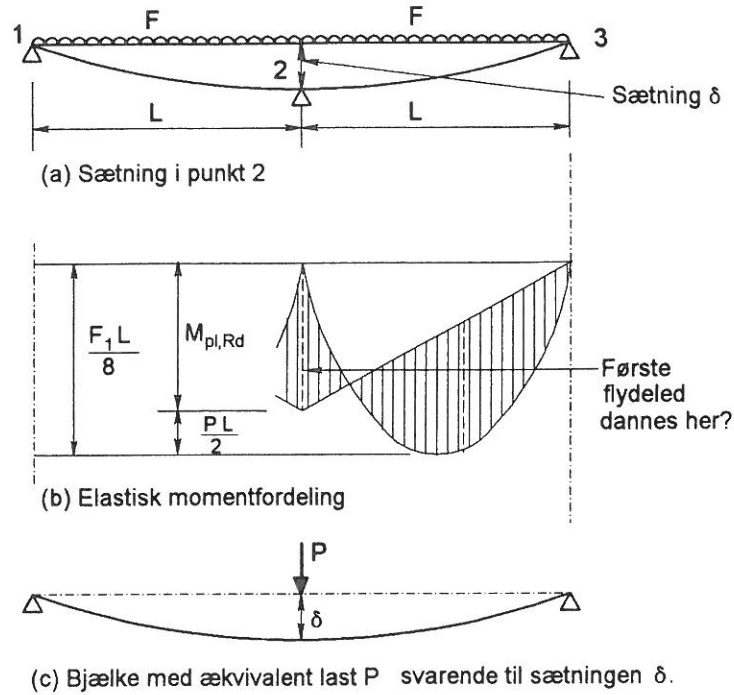
- nedbøjningen mellem understøtningerne øges,
- den last, som medfører dannelse af det første flydeled, øges,
- momentfordelingen ved elastisk beregning ændres.

Den last, som medfører dannelse af det første flydeled (i punkt 2), er:

$$F_1 = \frac{8}{L} (M_{pl,Rd} + PL/2) \quad (3-6)$$

hvor P er den "ækvivalente punktlast" svarende til sætningen δ , se figur 8c.

Det er dog også muligt, at det første flydeled dannes i faget mellem punkt 1 og 2 eller 2 og 3, hvis sætningen i punkt 2 er stor nok. I dette tilfælde gælder ovenstående formel ikke.



Figur 8.
Virksomheden af en sætning på en kontinuert bjælke over 2 fag.

$$\delta = \frac{P (2L)^3}{48 EI} \Rightarrow P = \frac{48 EI}{(2L)^3} \delta$$

$$\text{Moment på midten (pkt. 2): } \frac{P(2L)}{4} = \frac{PL}{2}$$

Hvis afstanden mellem to momentnulpunkter er mindre end 10 gange flangebredden for I- og H-profiler, er det ikke hele flangebredden, som kan regnes effektiv; tøjningerne (og dermed spændingerne) yderst i flangerne kan ikke nå at følge med tøjningerne inde omkring midten p.g.a. materialets forskydningselasticitet. Fænomenet, som kaldes "forskydnings-lag", er dækket af Eurocode 3 pkt. 5.4.2.3 og gælder for både elastisk og plastisk beregning.

Bjælkerne på figur 7 og 8 forudsættes at være kontinuerte fra understøtning 1 til understøtning 3. Hvis bjælkerne er samlet i punkt 2, kan dimensioneringsregler for samlingen findes i Eurocode 3 afsnit 6.9: "Bjælke-søjle samlinger".

Bjælke-søjle samlinger klassificeres ud fra deres momentbæreevne og rotationsstivhed:

Momentbæreevne (Pkt. 6.9.6.3)	Rotationsstivhed (Pkt. 6.9.6.2)
Nominelt hængslet	Nominelt hængslet
Fuldstyrke	Stiv
Partiel-styrke	Halvstiv

Både fuldstyrke- og partiel-styrke samlinger kan være stive eller halvstive.

Eksemplet på figur 7 kan herefter klassificeres:

Punkt 1 og 3	Nominelt hængslet	Nominelt hængslet
Punkt 2	Fuldstyrke (flydeled)	Stiv

Hvis samlingen i punkt 2 kun er halvstiv, vil brudmekanismen udvikle sig lidt anderledes. En halvstiv samling i punkt 2 vil have nogenlunde samme effekt som en sætning i understøtningen: Momentet i punkt 2 udvikler sig langsommere, og måske opstår flydeledene ude i fagene, før punkt 2 har nået at udvikle sin fulde bæreevne. Slutbæreevnen er den samme, forudsat at vinkeldrejningen i flydeledene ikke bliver så voldsom, at understøtningerne svigter (f. eks. hvis en bjælke glider ud af sit vederlag i en væg). Hvis vinkeldrejningen til udvikling af den fulde bæreevne af samlingen ikke kan accepteres, kan samlingen kun medregnes som en partiel-styrke samling; dermed forøges momentet i de resterende flydeled, og bjælke dimensionen må øges. Sammenhængen mellem momentbæreevne og vinkeldrejning - moment-rotationskarakteristikken eller $M\phi$ - karakteristikkens - bestemmer altså den rækkefølge, som flydeledene udvikles i, og har også væsentlig indflydelse på nedbøjningen i anvendelsesgrænsetilstanden.

Denne gennemgang af en kontinuert bjælkes virkemåde belyser nogle af de forhold, som også skal overvejes ved plastisk beregning af rammer.

4. PLASTISK BEREGNING AF RAMMER

Som eksempel vælges en 2-charnieres ramme med vandret overside som vist på *figur 9a*. Som det fremgår af momentkurverne (*figur 9b og 9c*) kræves der en vandret reaktion H ved foden af rammen for at udnytte rammens bæreevne bedst muligt, både ved elastisk og plastisk beregning. Reaktionen H giver et (negativt) indspændingsmoment i rammen, og dette indspændingsmoment reducerer det positive moment midt i bjælken.

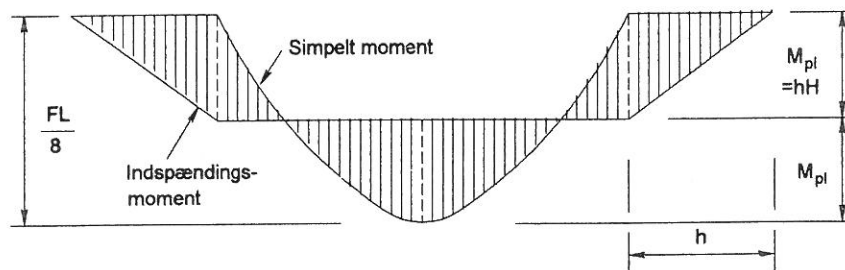
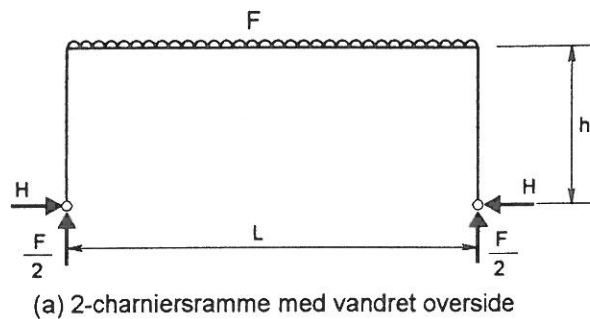
Ved elastisk beregning bestemmes H ud fra stivhedsforholdet mellem søjler og bjælke. Ved plastisk beregning er det derimod forholdet mellem søjlernes og bjælkens plastiske momentbæreevne, der afgør størrelsen af H .

For plastisk dimensionerede rammer skal man ved undersøgelse af anvendelsesgrænsetilstanden være opmærksom på, om der kan opstå flydeled i rammen allerede i denne lastkombination.

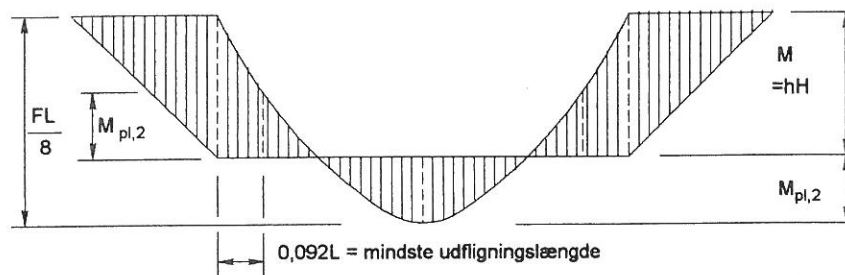
Figur 9b viser momentkurven for en ramme, hvor søjler og bjælker har samme momentbæreevne, mens *figur 9c* viser kurven for en ramme, hvor man har valgt at give søjlerne dobbelt så stor momentbæreevne som bjælken. I det sidstnævnte tilfælde er det nødvendigt at forstærke bjælken ved samlingen mod søjlerne. Længden af forstærkningen skal i dette tilfælde være mindst være $0,092 L$ som markeret på momentkurven, *figur 9c*. Forstærkningen vil normalt være en udfligning, f. eks. udformet som vist på *figur 9d*. For at sikre stabiliteten udføres udfligningen som regel med så stort tværsnit og så stor længde, at det udfligede områdes virkemåde er elastisk i brudgrænsetilstanden, se appendiks A pkt. (c) iv.

Det er ikke nødvendigt, og heller ikke hensigtsmæssigt, at have flydeled på begge sider af udfligningen. Momentkurven på *figur 9c* viser, at ved en udfligningslængde på ca. 10 % af spændvidden behøver bjælken kun at have 50 % af søjlernes momentbæreevne. Med en passende stor udfligningslængde kan det sikres, at flydeledet kommer til at ligge i søjlen, og at det udfligede område forbliver elastisk i brudgrænsetilstanden. Lidt afhængig af rammens højde/bredde-forhold vil denne udførelse som regel give en billigere konstruktion, sammenlignet med eksemplet på *figur 9b*.

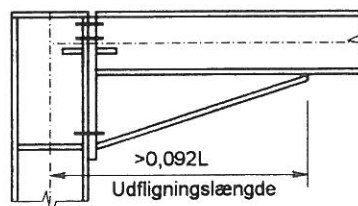
Hvis man går den modsatte vej, kan momentet i hjørnet reduceres ved at anordne en partiel-styrke samling (se lektion 14.10 og 14.11) mellem bjælke og søjle. En sådan reduktion medfører, at bjælke dimensionen må øges; til gengæld reduceres de kræfter, der skal føres gennem samlingen. Hvis samlingen har tilstrækkeligt lav momentbæreevne, er det muligt helt at undgå forstærkning af søjlekroppen ud for samlingen. Eftersom disse forstærkninger ofte er ret arbejdskrævende, kan denne konstruktion i nogle tilfælde være den billigste løsning.



(b) Plastisk momentkurve for ramme med konstant $E \cdot I$



(c) Plastisk momentkurve for ramme, hvor søjlens momentbæreevne $M_{pl,1}$ er dobbelt så stor som bjælkens momentbæreevne $M_{pl,2}$



Figur 9. Plastisk beregning af en simpel 2-charniersramme.

5. ARBEJDSLIGNINGEN (VIRTUELT ARBEJDE)

I ovenstående afsnit bestemmes den nødvendige plastiske bæreevne af tværsnittene ud fra momentkurven, idet det negative moment i rammehjørnerne sættes til den værdi, der anses at være mest fordelagtig. En alternativ fremgangsmåde er at anvende arbejdsligningen, som bygger på, at:

summen af indre arbejde = summen af ydre arbejde

$$\text{altså: } \Sigma M\theta = \Sigma W\delta \quad (5-1)$$

hvor $M\theta$ = plastisk momentbæreevne i flydeled · vinkeldrejningen

og $W\delta$ = last · flytning

Arbejdsligningen kan f. eks. anvendes på rammen på *figur 9a* og *9b* (samme profil i bjælke og søjler):

Brudmekanismen forudsættes at være som angivet på *figur 9b*, med flydeled i rammehjørnerne og midt på bjælken. Vinkeldrejning i rammehjørnet = θ .

Ligningen kan nu opstilles:

$$\Sigma M\theta = \begin{matrix} \text{(hjørne)} \\ M\theta \end{matrix} + \begin{matrix} \text{(midt)} \\ 2M\theta \end{matrix} + \begin{matrix} \text{(hjørne)} \\ M\theta \end{matrix} = 4M\theta \quad (5-2)$$

$$\Sigma W\delta = \frac{F(\theta L)}{4} \quad (5-3)$$

$$4M\theta = \frac{F\theta L}{4} \quad (5-4)$$

$$M = \frac{FL}{16} = \text{nødvendig } M_{p,Rd} \quad (5-5)$$

6. PLASTISKE BEREGNINGSMETODER

I de foregående afsnit er der kun brugt meget enkle konstruktioner som eksempel på brug af plastiske beregninger. Den anvendte beregningsmetode er den såkaldt stiv-plastiske.

I Eurocode 3 pkt. 5.2.1.4 angives tre plastiske beregningsmetoder. De tre metoders forskelle og anvendelsesmuligheder er opsummeret i *tabel 1*.

En lang række (men ikke alle) konstruktioner, inklusive rammer, kan beregnes uden brug af den meget præcise elasto-plastiske metode. I en lang række tilfælde kan den stiv-plastiske metode, sammen med nogle simple empiriske regler, føre til rimeligt økonomiske konstruktioner, som også har den nødvendige sikkerhed mod brud.

Emne	Stiv-Plastisk	COMPUTERBEREGNET ELASTISK-PLASTISK	
		Elastisk-Perfekt Plastisk	Elasto-Plastisk
1. 1. ordens effekter			
i) Bøjningsmomenter	✓	✓	✓
ii) Normalkraftens indflydelse på momentbæreevnen.	mulig	mulig	✓
iii) Forskydningskraftens indflydelse på momentbæreevnen.	-	-	✓
2. Flydeled			
i) Elementer regnes lineælastiske til der pludseligt dannes et flydeled ved $f_y W_{pl}$.	✓	✓	-
ii) Flydeled koncentreret i ét punkt.	✓	✓	-
iii) Plasticiteten breder sig ud over tværsnittet og til dels på langs af elementet, når momentet vokser fra $f_y W_{el}$ til $f_y W_{pl}$.	-	-	✓
iv) Flydeledenes udviklingsrækkefølge bestemmes.	-	✓	✓
3. 2. ordens effekter i brudgrænsetilstand			
i) Udbøjninger i knudepunkter på grund af 1. ordens bøjningsmomenter.	-	-	inkluderet i iii
ii) EI regnes konstant for alle elementer.	✓	✓	-
iii) Reduceret stivhed i element på grund af samtidig bøjning, N- (& V?)-kræfter OG elementets deformerede form.	-	-	✓
iv) Deformationshærdning i flydeled.	-	-	✓

Tabel 1. Plastiske beregningsmetoder.

7. SIMPEL STIV-PLASTISKE BEREGNING AF STÅLRAMME TIL SADELTAG

Det fremgår af de foregående afsnit, at den simple stiv-plastiske beregningsmetode for stålrammer bygger på en simpel justering af momentkurven, ved at der lægges en indspændings-momentkurve (initialmomentkurve) ind over den simple momentkurve. Indspændingen afhænger af den vandrette reaktion ved rammens fodpunkt. Denne justering kan udføres grafisk; det var i praksis den eneste anvendte metode, før lommeregnere og computere blev almindelige. Den grafiske metode kan anvendes til stort set alle lastkombinationer, incl. vindlast.

Da metoden er meget forenklet, skal den suppleres med kontrol af en række forhold:

- Flydeled bør normalt ikke kunne opstå i anvendelsegrænsetilstanden, da de vil skulle medregnes ved beregning af rammens udbøjning. Udbøjningen af rammer vil ofte være nær ved det maksimalt acceptable, og derfor vil forekomsten af flydeled være uønsket [4]. Ved undersøgelse af anvendelsesgrænsetilstanden skal det altså kontrolleres, at der ikke opstår flydeled.

I Eurocode 3 pkt. 4.2.2.(2) og (4) er angivet nogle anbefalede grænseværdier for udbøjninger i anvendelsesgrænsetilstanden. Herudover bør man overveje, hvor store udbøjninger der kan accepteres af hensyn til murværk eller vægbeklædning, og hvor stor deformation af tagdækningsmaterialet i området op mod en ueftergivelig gavlramme, der kan accepteres.

Der er ingen grund til at kontrollere nedbøjningen af rammer ved laster mellem anvendelses- og brudgrænsetilstanden.

- b. For visse rammer og lastkombinationer kan det forekomme, at et flydeled dannes og derefter "forsvinder", uden at indgå i brudmekanismen. Tidspunktet for flydeledenes opståen og evt. forsvinden vil vise sig ved en computerberegning, baseret på den klassiske stivhedsmetode (elastisk - perfekt plastisk), hvor lasten påføres i trin fra nul til fuld last. Der er dog eksempler på, at visse programmer regner forkert på dette punkt på grund af for ringe nøjagtighed i computerens processor. Bemærk, at der bør tages hensyn til "forsvundne flydeled" ved undersøgelse af de enkelte elementers stabilitet.
- c. Det skal for hver enkelt ramme overvejes, om det er forsvarligt at beregne den ved hjælp af den simple stiv-plastiske metode. 2. ordenseffekter som følge af rammens udbøjninger kan reducere brudbæreevnen så meget, at de skal indregnes.

I Eurocode 3 pkt. 5.2.6.3 tillades den simple stiv-plastiske metode anvendt med indirekte hensyntagen til 2. ordenseffekter, forudsat at:

$$V_{sd}/V_{cr} \leq 0,20 \quad (7-1)$$

hvor V_{sd} = den regningsmæssige værdi af den samlede lodrette last

V_{cr} = den elastisk kritiske værdi svarende til sideværts udbøjning

For rammer er dette kun tilfældet, når:

- der ikke forekommer flydeled i søjlerne (hjørnerne), eller
- søjlerne opfylder betingelserne vedr. slankhed i planen som angivet i pkt. 5.2.7.

Den indirekte hensyntagen til 2. ordenseffekter opnås ved, at alle snitkræfter forøges med en faktor som angivet i pkt. 5.2.6.2(3):

$$\text{Forøgelsesfaktor} = \frac{1}{1 - V_{sd}/V_{cr}} \quad (7-2)$$

- d. Hvis $V_{sd}/V_{cr} \leq 0,10$ kan rammen klassificeres som fastholdt (pkt. 5.2.5.2), og forudsat at den har tilstrækkelig stabilitet m. h. t. sideværts udbøjning, kræves ingen yderligere undersøgelse af rammens stabilitet.
- e. For de fleste rammer ligger forholdet V_{sd}/V_{cr} mellem 0,10 og 0,20. Der er altså tale om ikke fastholdte rammer, som kan beregnes ved hjælp af den simple stiv-plastiske metode, forudsat at snitkræfterne forøges med den ovenfor anførte faktor. Forøgelsesfaktoren ligger normalt omkring 1,1.

- f. Stabiliteten af elementerne skal undersøges. Normalt undersøges bjælken i området omkring udflygningen, og desuden undersøges søjlen. Generelt undersøges de områder, hvor trykflangen er uafstivet.
- g. Last på rammer, inklusive vindlast, regnes normalt at være statisk. For bygningskonstruktioner er det normalt ikke nødvendigt at tage hensyn til virkningen af skiftende plasticitet (udmattelse p. g. a. flydning med skiftende fortegn) se pkt. 5.2.1.4.(11).

I Appendiks A til denne lektion gives nogle dimensioneringsregler for simple rammer.

8. AFSLUTTENDE RESUMÉ

1. Den stiv-plastiske beregningsmetode kan anvendes til klasse 1 tværsnit; der opnås herved en meget effektiv udnyttelse af stålet.
2. Den stivplastiske metode er en simpel og effektiv, veldokumenteret metode til dimensionering af rammer i brudgrænsetilstanden. Anvendelsesgrænsetilstanden kan kontrolleres med en elastisk beregning.
3. Anvendelse af den stivplastiske metode forudsætter, at der ikke er væsentlige stabilitetsproblemer i rammen. Der er derfor brug for nogle simple, præcise beregningsmetoder til at bestemme de elastisk kritiske spændinger.
4. Rammer af varmvalsede I- eller H-profiler med udflygning i hjørnerne er som regel meget økonomisk konstruktioner, som kan fremstilles uden store investeringer i produktionsudstyr.
5. Udflygningen i hjørnerne giver mulighed for at tilpasse profilstørrelsen i bjælken og søjlerne i forhold til rammens proportioner.

9. LITTERATURHENVISNINGER

- [1] DS/ENV 1993-1-1: Eurocode No. 3: Stålkonstruktioner. Del 1.1: Generelle regler samt regler for bygningskonstruktioner. Dansk Standard 1993.
- [2] Morris, L. J. and Newsome, C. P., "Bolted Corner Connection subject to an out-of-balance moment - The behaviour of the column web panel". International Conference, Teeside Polytechnic, Middlesborough, Cleveland - 6-9th April 1981. Additional Papers Volume.
- [3] Draft Revision Amendment No. 2 to BS 5950: Part 1: 1990.
- [4] Davies, J. M., "False Mechanisms in Elastic-Plastic Analysis". The Structural Engineer, page 268, August 1988.
- [5] Morris, L. J. and Nakane, K., "Member Stability in Portal Frames", pages 305-336 of "Steel Framed Structures", Narayanan, R. Elsevier Applied Science Publishers.

10. SUPPLERENDE LITTERATUR

- 1. Baker, J., Horne, M. R. and Heyman, J., "The Steel Skeleton. Vol II. Plastic Behaviour and Design". Cambridge University Press, 1956 reprinted 1965.
- 2. Morris, L. J. and Randall, A. L., "Plastic Design". Constrado 1975. The Steel Construction Institute, Ref. SCI-P-026 (plus SCI-P-027).

APPENDIKS A: NOGLE DIMENSIONERINGSREGLER FOR SIMPLE STÅLRAMMER

Figur 10 viser den plastiske momentkurve og brudmekanismen for en simpel ramme. Nedenstående generelle dimensioneringsregler tager udgangspunkt i den viste ramme.

- (a) Den viste lastkombination: egenlast + sne + vandret masselast vil ofte være dimensionsgivende, men det afhænger af størrelsen af egenlast, snelast og vindlast og forholdet h/L .
- (b) Der skal kun dannes 2 flydeled i denne ramme for at skabe en brudmekanisme, idet der i forvejen er 2 omdrejningspunkter i understøtningerne.

Der dannes et flydeled med positivt moment (M_R) i bjælken i nærheden af kippen.

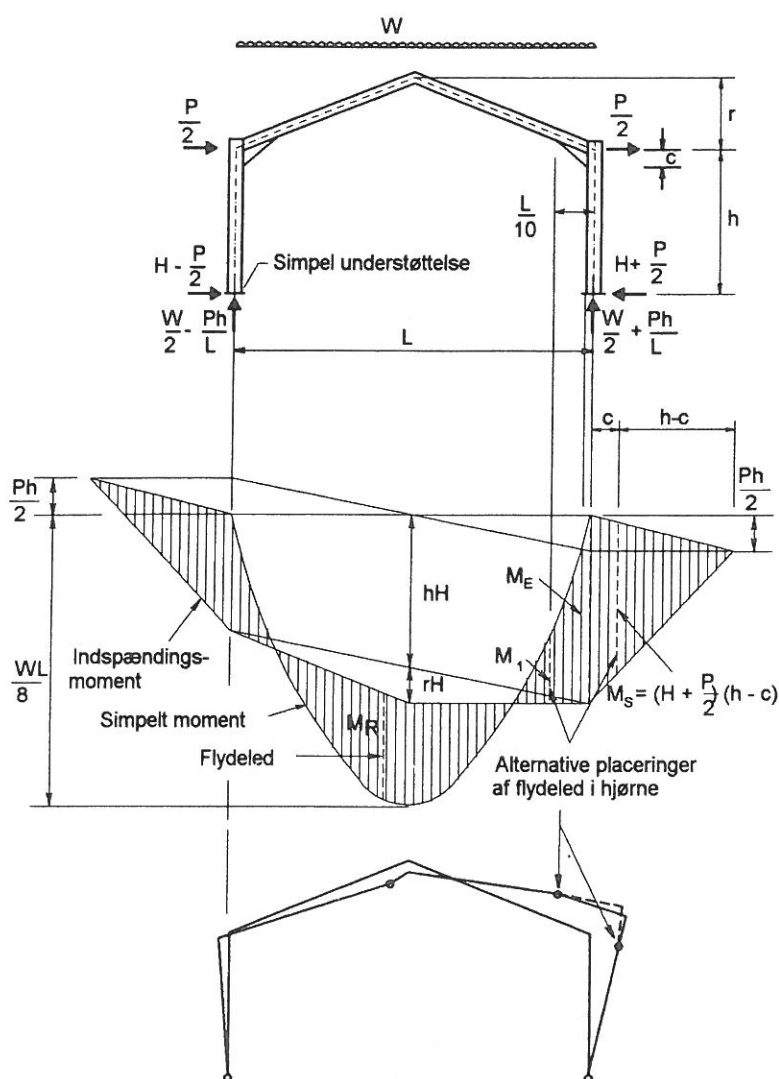
Flydeledet med negativt moment kan opstå i bjælken ved enden af udfligningen (M_1) eller i søjlen (M_S). Den projekterende kan normalt bestemme flydeledets placering gennem valget af søjledimension og udfligningens længde.

- (c) Udfligningen er et vigtigt element, og en række forhold skal vurderes: (se også figur 11)
 - i. En udfligningslængde på $L/10$ er et godt gæt at begynde med. En kortere udfligning medfører, at bjælkedimensionen må øges, mens en længere udfligning mindsker den nødvendige bjælkedimension; det sidste kan til gengæld give produktionsmæssige vanskeligheder, og det kan blive svært at opnå momentbæreevnen M_E (p. g. a. den begrænsede højde af udfligningens ved nedenfor beskrevne fremstillingsmetode).
 - ii. Udfligningen fremstilles normalt ved, at der påsvejses et kileformet stykke, udskåret af et profil i ca. samme dimension som bjælken, se figur 11.

Denne metode giver en "3-flanget udfligning", og foretrækkes - på grund af bedre stabilitetsegenskaber - frem for en "2-flanget udfligning", hvor profilhøjden øges ved, at der indsvejses en kileformet plade i kroppen [5].

Udfligningsvinklen bør være over 7° for at minimere skævvridning på grund af initialspændinger, som "frigøres" under fremstillingen.
 - iii. Når udfligningen udskæres af samme profil som bjælken, opstår der et symmetrisk profil i snit X-X. Højden af det udfligede profil er med denne metode begrænset til knap 2 gange profilhøjden. Det kan medføre store spændinger i flangerne, som nødvendiggør afstivning af trykflangen med korte mellemrum.
 - iv. Udfligningens form sammen med momentkurvens form gør, at udfligningen har nogenlunde ensartede spændinger i hele sin længde; derfor vil et evt. flydeled kunne udstrække sig i hele udfligningens længde og give stabilitetsproblemer. Derfor bør udfligningen dimensioneres sådan, at den forbliver elastisk i brudgrænsetilstanden.

Hvis denne fremgangsmåde anvendes, bliver spændingen i udfligningens trykflange mindre, og stabiliteten kan sikres uden tætsiddende afstivninger. I tilgift forøges rammens stivhed, så deformationerne i anvendelsesgrænsetilstanden mindskes.

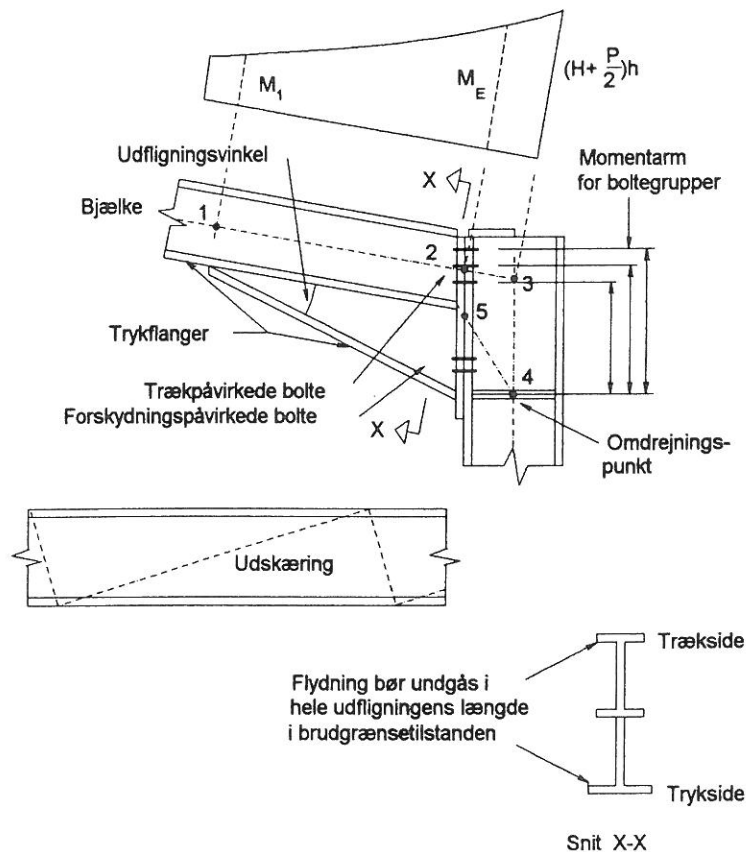


Figur 10. Brudmekanisme for en 2-charnieres ramme.

- v. Flangen og endepladen i hjørnesamlingen dimensioneres normalt ud fra brudlinieteorien. Derudover er der nogle andre punkter, som skal vurderes: boltekræfter, lokale trækkræfter i bjælkeflanger og svejsninger og evt. behov for afstivninger (se lektion 11.6).

Der anvendes normalt bolte i kvalitet 8.8. Den øverste boltegruppe sørger for momentbæreevnen p. g. a. momentarmen ned til omdrejningspunktet ved udflieningens trykflange. Den største anvendelige boltedimension bestemmes af normkrav til kantafstande, pladsbehov ved tilspænding af bolte og tykkelsen at søjleflange og endeplade.

- vi. Alle svejsninger i det udfligede hjørne bør være kantsømme. Stumpsømme er dyrere at udføre og kan give problemer på grund af svejse-spændinger.
- vii. Hjørnesamlingen er dimensioneret som en stiv samling. I Eurocode 3 tabel 5.2.1 er angivet kravene til samlingstype i afhængighed af beregningsmetode. Da en ramme er et kontinuert system og der anvendes stiv-plastisk beregning, kræves der her en fuldstyrkesamling, som udføres i h. t. pkt. 6.4.3.2.



Figur 11. Udfliget rammehjørne.

I pkt. 6.4.3.2 (1) angives det, at en fuldstyrkesamlings regningsmæssige bæreevne ikke må være mindre end det tilsluttede elements bæreevne.

Hvis en fuldstyrkesamling har begrænset rotationskapacitet, skal samlingens regningsmæssige bæreevne være mindst 1,2 gange den regningsmæssige plastiske bæreevne af det tilsluttede element (6.4.3.2(2)) for at tage højde for evt. overstyrke af det tilsluttede element. Sagt mere generelt kan undersøgelse af rotationskapaciteten for en samling ved enden af en udfligning undlades, hvis samlingen kan optage de største snitkræfter, der kan opstå i samlingen som følge af, at et eller flere flydeled i de tilgrænsende elementer har overstyrke (fordi elementet har en flydespænding på 1,2 gange den specificerede værdi). Hvis for eksempel flydeledet i hjørnet opstår i søjlen, skal samlingens styrke være mindst 1,2 gange den plastiske momentbæreevne af søjlen. Stabiliteten af elementerne kræves ikke undersøgt påny for den ændrede momentfordeling.

- (d) Hvis hjørnets flydeled ligger i søjlen (M_s), vil der være behov for mere afstivning end hvis søjlen forbliver elastisk.
- (e) Konstruktionens systemlinje ved beregning af snitkræfterne kan for enkelhedens skyld vælges til den stiplede linie 1-2-3-4 på figur 11. Et alternativ er 1-5-4.