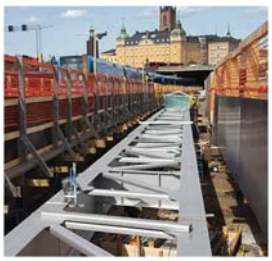
Dimensionering av konstruktioner i rostfritt stål

Fjärde upplagan



SBI Stålbyggnadsinstitutet
The Swedish Institute of Steel Construction

Publikation 196

Dimensionering av konstruktioner i rostfritt stål

Fjärde upplagan

26 september 2017
Svensk version

SBI Stålbyggnadsinstitutet
The Swedish Institute of Steel Construction

© 2017. Stålbyggnadsinstutitet.

Publikation 196

ISBN 978185942 2342

Publicerad av: SBI, Kungsträdgårdsgatan 10, 5tr, 111 47 Stockholm, Sverige
www.sbi.se

Bilder på omslag:
Stor bild vänster: *Skid for offshore regasification plant, Grade 1.4301, Courtesy: Montanstahl.* Liten bild vänster: *SBI*. Liten bild mitt: *Dairy Plant at Cornell University, College of Agriculture and Life Sciences, Grade 1.4301/7, Courtesy: Stainless Structurals.* Liten bild höger: *Canopy, Napp Pharmaceutical, Cambridge, UK, Grade 1.4401, Courtesy: m-tec*

Denna publikation är framtagen utifrån allmänna förutsättningar och utan hänsyn till de särskilda förhållanden, som kan föreligga i ett enskilt fall. Utgivare och författare påtar sig således inte något ansvar för eventuella skador som, direkt eller indirekt, kan uppstå till följd av tillämpning av publikationen.

FÖRORD

Fjärde upplagan

Den fjärde upplagan av denna handbok har utarbetats av Nancy Baddoo vid The Steel Construction Institute inom ramen för RFCS-projektet *Promotion of new Eurocode rules for structural stainless steels* (PUREST) projektnr 709600).

Det är en komplett revidering av tredje upplagan. De huvudsakliga omarbetningarna avser:

- Uppdatering med hänsyn till ändringar i EN 1993-1-4 publicerade 2015 (EN 1993-1-4:2006/A1:2015A),
- Komplettering med ferritiskt rostfritt stål, baserat på resultaten från projektet Structural applications of ferritic stainless steels (SAFSS) (RFSR-CT-2010-00026),
- Ny data har lagts in om termiska och mekaniska egenskaper för rostfritt stål vid brand,
- Uppdatering av dimensioneringsregler och referenser till gällande versioner av EN-standarder, inklusive EN 10088, EN 1993 och EN 1090,
- Tillägg med en bilaga om materialmodellering,
- Tillägg med en bilaga som beskriver en metod för att beräkna hur bärförmågan påverkas av kallformning,
- Tillägg med en bilaga med dimensioneringsregler som ger mer optimerade resultat genom beaktande av töjhärdning (the Continuous Strength Method, CSM).

Följande organisationer har medverkat i PUREST-projektet:

The Steel Construction Institute (SCI) *(koordinator)*
Silwood Park, Ascot, SL5 7QN, Storbritannien,
www.steel-sci.com

Universitat Politècnica de Catalunya (UPC)
Calle Jordi Girona 31, Barcelona 08034
Spanien
www.upc.edu

Universität Duisburg-Essen (UDE)
Universitätsstraße 2, Essen 45141, Tyskland
www.uni-due.de

Katholieke Universiteit Leuven (KU Leuven)
Oude Markt 13, Leuven 3000, Belgien
www.kuleuven.be

RINA Consulting - Centro Sviluppo Materiali S.p.A (CSM)
Via Di Castel Romano 100, Rome 00128, Italien
www.rinaconsulting.org/en/csm

Stålbyggnadsinstitutet (SBI)
Kungsträdgårdsgatan 10, 111 47 Stockholm, Sverige
www.sbi.se

Politechnika Rzeszowska im. Ignacego Lukasiewicza (PRz)
al. Powstancow Warszawy 12, Rzeszów, 35 959, Polen
www.prz.edu.pl

Imperial College of Science Technology and Medicine
South Kensington Campus Exhibition Road, London, SW7 2AZ, Storbritannien
www.imperial.ac.uk

Teräsrakenneyhdistys ry
Unioninkatu 14 3 krs, Helsinki 00130, Finland
www.terasrakenneyhdistys.fi

České vysoké učení technické v Praze (CVUT)
Zikova 4, Praha 16636, Tjeckien
www.cvut.cz

Universidade de Coimbra
Paço das Escolas, Coimbra, 3001 451, Portugal
www.uc.pt

OneSource Consultoria Informática
Urbanizaçao Ferreira Jorge - 1° dto Lote 14, Coimbra 3040 016 , Portugal
www.onesource.pt

Följande personer har medverkat i utvecklingen av denna fjärde utgåva:

- Sheida Afshan (Brunel University London, Storbritannien)
- Itsaso Arrayago (Universitat Politècnica de Catalunya, Spanien)
- Leroy Gardner (Imperial College London, Storbritannien)
- Graham Gedge (Arup, Storbritannien)
- Michal Jandera (Czech Technical University of Prague, Tjeckien)
- Esther Real (Universitat Politècnica de Catalunya, Spanien)
- Barbara Rossi (KU Leuven, Belgien)
- Natalie Stranghöner (Universität Duisberg-Essen, Tyskland)
- Ou Zhao (Nanyang Technological University, Singapore)

Stålbyggnadsinstitutet riktar ett stort tack till professor Ove Lagerqvist, ProDevelopment AB, för översättning till den svenska utgåvan. Ett varmt tack framförs även till följande organisationer som har bidragit med stöd till utvecklingen av denna utgåva av handboken:

- The European Union's Research Fund for Coal and Steel,
- Outokumpu,
- Aperam,
- Industeel,
- AcerInox,
- Companhia Brasileira de Metalurgia e Mineração (CBMM),
- Nickel Institute,
- Stalatube.

Förord till tredje upplagan

Den tredje upplagan av denna publikation har utarbetats inom ramen för RFCS projektet - Valorisation Project – Structural design of cold worked austenitic stainless steel (contract RFS2-CT-2005-00036). Det är en komplett revidering av andra upplagan, inklusive en utvidgning av avsnitten om kallbearbetat rostfritt stål och uppdatering av hänvisningar till Eurokoderna. Branddimensioneringen i avsnitt 8 har uppdaterats och nya avsnitt om rostfria ståls beständighet i mark och livscykelkostnader har tillkommit.

Förord till andra upplagan

Denna publikation har tagits fram som en slutredovisning av det av Europeiska kol- och stål-unionen (ECSC) finansierade projektet, Valorisation Project – Development of the use of stainless steel in construction (kontrakt 7215-PP-056). Den är en fullständig revidering av Design manual for structural stainless steel, som togs fram av Steel Construction Institute mellan 1989 och 1992 och publicerades av Euro Inox 1994.

ANVISNINGAR TILL LÄSAREN

Denna publikation har tagits fram som en vägledning för ingenjörer med erfarenhet av dimensionering av bärande konstruktioner i kolstål, men inte nödvändigtvis av konstruktioner i rostfritt stål. Den är inte på något sätt avsedd att ha en legal status eller att frita ingenjören från ansvaret för att konstruktionen blir säker och funktionell.

Publikationen består av två delar:

- Del I - Rekommendationer
- Del II - Beräkningsexempel

Rekommendationerna i Del I baseras på partialkoefficientmetoden och följer, i tillämpliga delar, reglerna i följande delar av Eurocode 3 *Design of steel structures*,

EN 1993-1-1	*Design of steel structures: General rules and rules for buildings*
EN 1993-1-2	*Design of steel structures: Structural fire design*
EN 1993-1-3	*Design of steel structures: General rules: Supplementary rules for cold-formed thin gauge members and sheeting*
EN 1993-1-4	*Design of steel structures: General rules: Supplementary rules for Stainless steels*
EN 1993-1-5	*Design of steel structures: Plated structural elements*
EN 1993-1-8	*Design of steel structures: Design of joints*
EN 1993-1-9	*Design of steel structures: Fatigue*
EN 1993-1-10	*Design of steel structures: Material toughness and through-thickness properties*

Eurokod 3 är för närvarande under revidering. Nya versioner av respektive del, inklusive EN 1993-1-4, avses att publiceras cirka 2023. I vissa fall redovisas i denna handbok nya dimensioneringsregler som kan förväntas ingå i nästa upplaga av EN 1993-1-4. I sådana fall förklaras skillnaden mellan de nya reglerna och reglerna i den nu gällande EN 1993-1-4:2015 i skuggade rutor insprängda i texten.

Denna publikation ger rekommenderade värden för vissa storheter. Dessa värden kan modifieras på nationell nivå, genom nationella bilagor. Dimensioneringsexemplen i del II visar användningen av rekommendationerna. Ett system med hänvisningar anger det avsnitt i exemplen som motsvarar en viss rekommendation.

Rekommendationerna och dimensioneringsexemplen finns tillgängliga online på www.steel-stainless.org/designmanual och på Steelbiz, ett tekniskt informationssystem från SCI (www.steelbiz.org). En kommentardel till rekommendationerna, som innefattar en fullständig lista med referenser, finns också tillgänglig online på dessa webbplatser. Syftet med kommentardelen är att ge konstruktören möjlighet att bedöma grunderna för rekommendationerna och att underlätta arbetet med revideringar, när nya data blir tillgängliga. Man har utnyttjat tillfället att presentera resultaten av olika provningsprogram som har genomförts speciellt för att ge bakgrundsdata till publikationen.

Molnbaserad programvara och appar för mobila enheter finns att tillgå på www.steel-stainless.org/download, som beräknar tvärsnittsstorheter och bärförmågan för standardtvärsnitt eller för tvärsnitt definerade av användaren inom rekommendationerna som ges i den här handboken.

De rekommendationer för dimensioneringen som presenteras i detta dokument baseras på bästa tillgängliga kunskap vid tiden för publiceringen. Dock kan inget ansvar av något slag för personskada, dödsfall, förlust, sakskada eller försening, oavsett orsak, som uppstått ge- nom användning av rekommendationerna, accepteras av deltagarna i projektet eller övriga som medverkat i arbetet med publikationen.

Innehållsförteckning

FÖRORD iii

ANVISNINGAR TILL LÄSAREN v

DEL I – REKOMMENDATIONER

1 INTRODUKTION 10
- 1.1 Vad är rostfritt stål? 10
- 1.2 Rostfria stål för bärande konstruktioner 11
- 1.3 Tillämpning av rostfritt stål inom byggsektorn 13
- 1.4 Omfattning 14
- 1.5 Beteckningar 14
- 1.6 Regler för beteckning av axlar 16
- 1.7 Enheter 17

2 EGENSKAPER FÖR ROSTFRITT STÅL 18
- 2.1 Grundläggande spännings-töjningssamband 18
- 2.2 Faktorer som påverkar spännings-töjningssambandet 20
- 2.3 Tillämpliga standarder 20
- 2.4 Fysikaliska egenskaper 29
- 2.5 Effekter av temperatur 30
- 2.6 Galvanisering och kontakt med smält zink 30
- 2.7 Tillgängliga produktformer 30
- 2.8 Livscykelkostnad och miljöpåverkan 32

3 BESTÄNDIGHET OCH VAL AV MATERIAL 34
- 3.1 Introduktion 34
- 3.2 Korrosionstyper och olika stålsorters egenskaper 34
- 3.3 Korrosion i vissa miljöer 38
- 3.4 Utformning med hänsyn till korrosion 40
- 3.5 Val av material 41

4 GRUNDER FÖR DIMENSIONERING 47
- 4.1 Allmänna krav 47
- 4.2 Dimensionering i gränstillstånd 47
- 4.3 Laster 48

5 EGENSKAPER HOS TVÄRSNITT 49
- 5.1 Allmänt 49
- 5.2 Största bredd-tjockleksförhållande 49
- 5.3 Klassificering av tvärsnitt 49
- 5.4 Effektiva bredder 53
- 5.5 Avstyvade tvärsnittsdelar 58
- 5.6 Beräkning av tvärsnittsstorheter 61
- 5.7 Tvärsnitts bärförmåga 64

6 DIMENSIONDERING AV KONSTRUKTIONSELEMENT 69
6.1 Inledning 69
6.2 Dragna konstruktionslement 69
6.3 Tryckta konstruktionselement 69
6.4 Böjbelastade element 73
6.5 Konstruktionselement påverkade av axiallast och böjmoment 84

7 UTFORMNING OCH DIMENSIONERING AV FÖRBAND 87
7.1 Allmänna rekommendationer 87
7.2 Skruvförband 88
7.3 Fästelement för tunnplåt 94
7.4 Svetsförband 94

8 BRANDTEKNISK DIMENSIONERING 99
8.1 Allmänt 99
8.2 Mekaniska egenskaper vid förhöjd temperatur 99
8.3 Bestämning av bärförmåga vid brand 102
8.4 Termiska egenskaper vid förhöjd temperatur 109
8.5 Materialmodellering vid förhöjda temperaturer 112

9 UTMATTNING 113

10 PROVNING 114
10.1 Allmänt 114
10.2 Bestämning av spännings-töjningskurvan 114
10.3 Provning av element 114

11 TILLVERKNINGSASPEKTER 116
11.1 Inledning 116
11.2 EN 1090 Utförande av stål- och aluminiumkonstruktioner 116
11.3 Utförandeklasser 117
11.4 Lagring och hantering 117
11.5 Formningsoperationer 118
11.6 Svetsning 120
11.7 Gängskärning och kallsvetsning 125
11.8 Slutbearbetning 125

BILAGA A Jämförelse mellan beteckningar för rostfria stål 127

BILAGA B Hållfasthetsökning i kallformade profiler 128

BILAGA C Modellering av materialbeteende 130

BILAGA D Dimensionering med beaktande av töjhärdning 133

BILAGA E Elastiska kritiska moment för vippning 139

DEL II – DIMENSIONERINGSEXEMPEL 141

DEL I - REKOMMENDATIONER

1 INTRODUKTION

1.1 Vad är rostfritt stål?

Rostfritt stål kallas den grupp av korrosions- och värmeresistenta stål som innehåller minst 10,5 % krom. På samma sätt som det finns olika sorters kolstål som uppfyller olika hållfasthets-, svetsbarhets- och seghetskrav finns det ett brett spektra av rostfria stål med varierande beständighets- och hållfasthetsegenskaper. Variationerna i de rostfria stålens egenskaper är resultatet av kontrollerade tillsatser av legeringsämnen som på olika sätt påverkar stålets mekaniska egenskaper och förmågan att motstå olika miljöer med avseende på korrosion. Det är viktigt att välja ett rostfritt stål som är passande för den aktuella tillämpningen utan att vara onödigt kraftigt legerat och kostsamt.

Kombinationen av ett krominnehåll över 10,5 %, en ren yta och exponering för luft eller annan oxiderande miljö gör att ett transparent skikt av kromrika oxidformer bildas på det rostfria stålets yta. Om repor eller liknande skadar detta skikt läker skadorna omedelbart i närvaro av syre. Även om skiktet är mycket tunt, omkring 5 x 10^{-6} mm, är det både stabilt och homogent. Så länge det rostfria stålet är tillräckligt korrosionsbeständigt för den miljö det befinner sig i kommer det inte att reagera med atmosfären. Av denna anledning kallas detta skikt passivt. Stabiliteten hos detta passiva skikt beror på sammansättningen av det rostfria stålet, dess ytbehandling och hur korrosiv den omgivande miljön är. Dess stabilitet ökar när kromhalten ökar och förstärks ytterligare genom legeringstillsatser av molybden och kväve.

Rostfritt stål kan klassificeras i följande fem grupper, där varje enskild grupp har unika egenskaper och olika grader av korrosionsbeständighet.

Austenitiska rostfria stål

De mest använda austenitiska rostfria stålen har tillsatser på 17 till 18 % krom och 8 till 11 % nickel. I jämförelse med kolstål, som har en kroppscentrerad kubisk (BCC) atomstruktur, har austenitiska rostfria stål en ytcentrerad kubisk (FCC) atomstruktur. Som ett resultat av detta har austenitiska rostfria stål, utöver deras korrosionsbeständighet, hög duktilitet, goda kallformningsegenskaper och god svetsbarhet. I förhållande till kolstål har de också betydligt bättre seghetsegenskaper över ett brett temperaturintervall. Hållfastheten kan ökas genom kall-bearbetning, men inte genom värmebehandling. De austenistiska rostfria stålens korrosions-beständighet kan förbättras ytterligare genom ökade tillsatser av krom och tillsatser av molybden och kväve. Austenitiskt rostfritt stål är det överlägset mest använda rostfria stålet för byggtillämpningar.

Ferritiska rostfria stål

De mest populära ferritiska rostfria stålen har ett krominnehåll på 10,5 till 18 %. Ferritiska rostfria stål innehåller antingen inga eller mycket små nickeltillsatser och deras kroppscentrerade atomstruktur är densamma som hos kolstål. De kostar mindre än austenitiska rostfria stål med motsvarande korrosionsbeständighet och har mindre prissvängningar över tid. De är i allmänhet inte lika formbara och svetsbara som austenitiska rostfria stål. Formnings- och bearbetnings-egenskaperna hos ferritiska rostfria stål är liknande de hos S355 kolstål. Hållfastheten kan ökas genom kallbearbetning, men i mer begränsad omfattning än för austenitiska rostfria stål. I likhet med för de austenitiska stålen kan inte hållfastheten ökas genom värmebehandling. Typiska tillämpningar är i inomhusmiljöer och i utomhusmiljöer med låg korrosivitet. De har god motståndskraft mot spänningskorrosion och deras korrosionsbeständighet kan förbättras ytterligare genom tillsats av molybden. De erbjuder ett korrosionsbeständigt alternativ till många tillämpningar där galvaniserad tunnplåt används. Ferritiska stål används i allmänhet i tjocklekar upp till 4 mm.

Duplexa (austenitisk-ferritiska) rostfria stål

Duplexa rostfria stål har en blandad mikrostruktur av austenit och ferrit, och kallas ibland austenitisk-ferritiska stål. De innehåller typiskt 20 till 26 % krom, 1 till 8 % nickel, 0,05 till 5 % molybden och 0,05 till 0,3 % kväve. Eftersom de innehåller mindre nickel än de austenitiska stålen är de mer prisstabila. De har ungefär dubbelt så hög hållfasthet som austenitiska stål i glödgat tillstånd, vilket kan vara mycket värdefullt i viktkänsliga konstruktioner som broar eller på offshoreplattformar. De är lämpliga för ett brett spektrum av korrosiva miljöer. Även om duplexa rostfria stål har god formbarhet resulterar deras högre hållfasthet i mer begränsad formbarhet jämfört med de austenitiska legeringarna. Hållfastheten kan ökas genom kallbearbetning, men inte genom värmebehandling. De har god svetsbarhet och god motståndskraft mot spänningskorrosion. De kan ses som ett komplement till ferritiska rostfria stål, särskilt för tyngre tillämpningar.

Martensitiska rostfria stål

Martensitiska rostfria stål har en liknande kroppscentrerad kubisk struktur som ferritiska rostfria stål och kolstål, men på grund av deras högre kolhalt kan hållfastheten ökas genom värmebehandling. Martensitiska rostfria stål används i allmänhet i ett härdat och anlöpt tillstånd, vilket ger dem hög hållfasthet och åstadkommer moderat korrosionsbeständighet. De används för tillämpningar där man har nytta av deras slittålighet och hårdhet, som bestick, kirurgiska instrument, industriella knivar, slitplåtar och turbinblad. De är mindre formbara och mer repkänsliga än de ferritiska, austenitiska och duplexa rostfria stålen. Även om de flesta martensitiska rostfria stål kan svetsas, kan detta kräva för- och eftervärmning, vilket kan begränsa deras användning i svetsade komponenter.

Utskiljningshärdade rostfria stål

Utskiljningshärdade stål kan förstärkas genom värmebehandling till mycket hög hållfasthet och delas in i tre mikrostrukturgrupper beroende på kvalitet: martensitiska, semi-austenitiska och austenitiska. Dessa stål används normalt inte i tillverkning som innefattar svetsning. Deras korrosionsmotstånd är i allmänhet bättre än för martensitiska rostfria stål och liknar korrosionsmotståndet för austenistiska rostfria stål med 18 % krom och 8 % nickel. Även om de främst används inom flygindustrin, används de också för dragstänger, axlar, bultar och andra tillämpningar som kräver hög hållfasthet och måttlig korrosionsbeständighet.

I avsnitt 3.5 ges en vägledning för val av stålsort för specifika tillämpningar.

1.2 Rostfria stål för bärande konstruktioner

Denna handbok täcker in de vanligast förekommande austenitiska, duplexa och ferritiska rostfria stålen i bärande konstruktioner. I tabell 2.1 och tabell 2.2 redovisas materialsammansättning och hållfasthet för vissa stålsorter som är lämpliga för bärande konstruktioner.

> I EN 1993-1-4 anges en omfattande lista av austenitiska legeringar och en begränsad lista av ferritiska legeringar än den som ges i den här handboken. Det förväntas att listan av ferritiska legeringar kommer att utökas i den kommande reviderade versionen av EN 1993-1-4 till att omfatta alla stålsorter som täcks in av denna handbok.

Dimensioneringsreglerna i denna handbok kan också tillämpas på andra austenitiska, duplexa och ferritiska rostfria stål i EN 10088, se dock avsnitt 4.2. För andra stålsorter bör tillverkare av rostfritt stål eller konsulter rådfrågas beträffande beständighet, tillverkning och svetsbarhet.

Austenitiska rostfria stål

Austenitiska rostfria stål används i allmänhet för bärverkstillämpningar som kräver en kombination av god hållfasthet, korrosionsbeständighet, formbarhet (inklusive möjligheten att göra mindre krökningsradier), god svetsbarhet på byggplats och i verkstad och, för seismiska applikationer, som förutsätter stora töjningar före brott.

Stålsorterna 1.4301 (allmänt känd som 304) och 1.4307 (304L) är de mest använda standardiserade austenitiska rostfria stålen. De innehåller 17,5 till 20 % krom och 8 till 11 % nickel. De är lämpliga för tillämpningar inom jordbruk, i stadsmiljöer och inom lätt industri.

Stålsorterna 1.4401 (316) och 1.4404 (316L) innehåller ca 16 till 18 % krom, 10 till 14 % nickel och har tillsats 2 till 3% molybden, vilket förbättrar korrosionsbeständigheten. De har egenskaper som passar för marina miljöer och tung industri.

Anm.: ”L” i beteckningen indikerar en version med låg kolhalt med minskad risk för sensibilisering (av kromkarbidutfällning) och av interkristallin korrosion i de värmepåverkade zonerna i anslutning till svetsar. En ”L-sort” eller ett stabiliserat stål såsom 1.4541 och 1.4571 bör föreskrivas för svetsade profiler. Låga kolhalter påverkar inte korrosionsegenskaperna utanför svetsområdena. När ståltillverkare använder state-of-the-art produktionsmetoder har ofta kommersiellt producerade rostfria stål låg kolhalt och är certifierade mot båda beteckningarna (t ex 1.4301/1.4307, med den högre hållfastheten hos 1.4301 och den lägre kolhalten hos 1.4307). När mer omodern produktionsteknik använts, kan detta inte antas och därför bör en version med låga kolhalter uttryckligen föreskrivas för projekt som inkluderar svetsning.

Stålsort 1.4318 är ett lågkolhaltigt rostfritt stål, med hög kvävehalt som deformationshårdnar mycket snabbt vid kallbearbetning. Materialet har länge även använts i järnvägsindustrin och är lika lämpligt för applikationer inom fordonsindustri, flygindustri och arkitektur. Stålsort 1.4318 har liknande korrosionsmotstånd som 1.4301 och är bäst lämpat för applikationer som kräver högre hållfasthet än 1.4301 och där det behövs stora volymer. Det kan anskaffas direkt från tillverkaren; föreskrivare som är intresserade av att använda 1.4318 bör kontrollera tillgängligheten direkt med tillverkaren. Priset kommer troligen att vara något högre än för 1.4301, beroende på beställd volym.

Stålsorter med höga kromhalter, sorter som innehåller ca 20 % krom, finns nu tillgängliga och kommer att införas i EN 10088 i framtida revideringar. Stålsort 1.4420 är ett exempel på en hög krom- (och hög kväve-) kvalitet som har en korrosionsbeständighet som påstås likna 1.4401. Det är starkare än det vanliga austenitiska stålet, med en dimensionerande hållfasthet på cirka 390 N/mm^2, jämfört med 240 N/mm^2, med bibehållen god duktilitet.

Duplexa rostfria stål

Duplexa rostfria stål är lämpliga där hög hållfasthet, korrosionsbeständighet och/eller högre krav på spalt- och spänningskorrosionsbeständighet erfordras.

1.4462 är ett extremt korrosionsbeständigt duplext stål som är lämpligt för användning i marina och andra aggressiva miljöer. En ökad användning av rostfritt stål för bärande applikationer har lett till ökad efterfrågan på duplexa stål och utveckling av nya ”magra” duplexa stål. Dessa kvaliteter beskrivs som ”magra” på grund av det reducerade innehållet av legeringar av nickel och molybden som gör stålsorterna betydligt mer kostnadseffektiva. Magra stålsorter har mekaniska egenskaper som är jämförbara med 1.4462 och en korrosionsbeständighet som är jämförbar med de austenitiska standardmaterialen. Detta gör dem lämpliga för användning i många miljöer på land. Fyra magra duplexa stål lades till i ändringen av EN 1993-1-4 2015 eftersom de har blivit mer allmänt tillgängliga.

Ferritiska rostfria stål

De två ”standardiserade” ferritiska stål som är lämpliga för bärande konstruktioner och som är allmänt tillgängliga är 1.4003 (en basisk ferritisk stålsort som innehåller ca 11 % krom) och 1.4016 (innehållande ca 16,5 % krom, med större beständighet mot korrosion än 1.4003). Svetsning försämrar väsentligt korrosionsbeständigheten och segheten för stålsort 1.4016.

Moderna stabiliserade ferritiska stål, exempelvis 1.4509 och 1.4521, innehåller ytterligare legeringselement såsom niob och titan, som leder till signifikant förbättrade svets- och formningsegenskaper. Stålsort 1.4521 innehåller 2 % molybden som förbättrar punkt- och spaltkorrosionsbeständigheten i miljöer med kloridinnehåll (stålet har liknande beständighet mot gropfrätningskorrosion som 1.4401). 1.4621 är en nyligen utvecklad ferritisk stålsort som innehåller omkring 20 % krom, med förbättrad polerbarhet jämfört med 1.4509 och 1.4521.

1.3 Tillämpning av rostfritt stål inom byggsektorn

Rostfritt stål har använts inom byggsektorn ända sedan det uppfanns för över hundra år sedan. Rostfria produkter är attraktiva och korrosionsbeständiga med låga underhållskrav och har bra hållfasthet, seghet och utmattningsegenskaper. Rostfria stål kan tillverkas med ett antal olika produktionstekniker och är helt återvinningsbara i slutet av sin livslängd. Det är det naturliga valet för tillämpningar i aggressiva miljöer, inklusive byggnader och konstruktioner i kustmiljöer, utsatta för avisningssalter och på förorenade platser.

Den höga duktiliteten hos rostfritt stål är en användbar egenskap om seismisk belastning är aktuell eftersom större energiupptagning är möjlig. Seismiska tillämpningar ligger dock utanför ramen för denna handbok.

Typiska tillämpningar för austenitiska och duplexa stålsorter är bland annat:

- Balkar, pelare, plattformar och upplag i processanläggningar för vattenrening, massa- och pappersindustri, kärnkraftverk samt biomassa-, kemisk, farmaceutisk och livsmedelsindustri.
- Balkar och pelare, barriärer, räcken, kabelmantlar och expansionsfogar i broar.
- Pirar, kajer, bryggor och andra kustnära konstruktioner.
- Armeringsjärn i betongkonstruktioner.
- Ringmurar, takläggning, baldakiner, tunnelbeklädnad.
- Glasfasader, tak, murverk, tunnelinfodringar etc.
- Säkerhetshinder, handräcken, utemöbler.
- Fästelement och förankringssystem i trä, sten, tegel eller berg.
- Bärande komponenter och fästelement i badhus (särskilda försiktighetsåtgärder bör vidtas för bärande komponenter i badhus på grund av risken för spänningskorrosion i områden där kondens kan bildas (se avsnitt 3.5.3)).
- Explosions- och slagtåliga komponenter såsom säkerhetsväggar, grindar och pollare.
- Brand- och explosionsbeständiga väggar, kabelstegar och gångvägar på offshoreplattformar.

Ferritiska stål används normalt för fasad- och takbeklädnader på byggnader. Inom transportsektorn används de för bärande delar, såsom rörformiga bussramar. De har också funnit användning i järnvägsvagnar för kol, där våt glidande slitstyrka är viktigt. Även om de för närvarande inte allmänt används för bärande komponenter inom byggbranschen har de potential för ökad tillämpning som hållfasta och måttligt beständiga bärande komponenter med attraktiv metallyta. För samverkanskonstruktioner där en lång livslängd är önskvärd, eller där

miljöförhållandena är måttligt korrosiva kan ferritiska stålprofiler vara en mer ekonomisk lösning än galvaniserade stålprofiler som kan ha svårt att behålla tillräcklig beständighet över perioder överstigande 25 år. Utöver samverkansbjälklag är andra potentiella tillämpningar där ferritiskt rostfritt stål är ett lämpligt substitut för galvaniserat stål bland annat permanenta formsättningar, takåsar och beslag till kabelrännor. Ferritiska stål kan också vara ekonomiskt fördelaktiga i halvslutna ouppvärmda miljöer (t ex järnvägar, läktare, cykelskjul) och som beslag för fasader, murverk etc.

1.4 Omfattning

Rekommendationerna i denna handbok är tillämpliga på de typer av material i rostfritt stål som är typiska för bärande ändamål. De är i första hand avsedda för dimensionering av konstruktionselement och sekundära bärande komponenter i byggnader, offshoreanläggningar och liknande konstruktioner. De bör inte tillämpas på speciella konstruktioner såsom i kärnkrafts-anläggningar eller tryckkärl, för vilka det redan finns särskilda standarder för användning av rostfritt stål.

Rekommendationerna berör aspekter på materialbeteende, utformning av kallformade, svetsade och varmvalsade komponenter och deras anslutningar. De är tillämpliga på austenitiska, duplexa och ferritiska rostfria stålsorter. Endast valsade produkter beaktas, inte gjutgods. (Observera att egenskaperna hos gjutgods kan skilja sig från de valsade produkterna, t ex kan austenitiskt rostfritt stålgjutgods vara något magnetiskt.)

Rekommendationerna baseras på partialkoefficientmetoden och följer Eurokod 3: Del 1-4: *Dimensionering av stålkonstruktioner – Rostfritt stål* (EN 1993-1-4) om inte annat anges.

1.5 Beteckningar

I allmänhet är de beteckningar som används i denna publikation desamma som i EN 1993-1-1, *Eurokod 3. Dimensionering av stålkonstruktioner – allmänna regler och regler för byggnader*.

Mått och tvärsnittsaxlar visas i Figur 1.1.

Latinska versaler

E Elasticitetsmodul; Effekt av laster

F Last; Kraft

G Skjuvmodul

I Tröghetsmoment

L Längd; Spännvidd; Systemlängd

M Böjmoment

N Normalkraft

R Bärförmåga

V Tvärkraft

W Böjmotstånd

Grekiska versaler

D Ändring i ..... (står före huvudsymbolen)

Latinska gemener

a Avstånd mellan avstyvningar; a-mått

b Bredd

c Avstånd; Bredd på utstickande del

d Diameter; Djup

e Excentricitet; Förskjutning av neutrallager; Kantavstånd; Ändavstånd

f Hållfasthet

g Spalt

h Höjd

i Tröghetsradie; Heltal

k Koefficient; Faktor

l Knäckningslängd

m Konstant

n Antal...

p Delning

q Fördelad kraft

r Radie

s Delning vid förskjutna hål

t Tjocklek

u-u Styv huvudaxel

v-v Vek huvudaxel

w Deformation av skålning

x-x, y-y, z-z Rätvinkliga axlar

Grekiska gemener

a (alfa) Förhållande; Faktor

b (beta) Förhållande; Faktor

g (gamma) Partialkoefficient

e (epsilon) Töjning; Koefficient $\varepsilon = \left[\frac{235}{f_y}\frac{E}{210\,000}\right]^{0,5}$

l (lambda) Slankhetsparameter

r (ro) Reduktionsfaktor

s (sigma) Normalspänning

t (tau) Skjuvspänning

j (fi) Förhållande

c (chi) Reduktionsfaktor (för instabilitet)

y (psi) Spänningsfaktor; Reduktionsfaktor

Index

a Medelvärde

b	Kontakttryck; Instabilitet; Skruv
c	Tvärsnitt
cr	Kritisk
d	Dimensioneringsvärde
E	Euler; Lasteffekt
eff	Effektiv
e	Effektiv (med ytterligare index)
el	Elastisk
f	Fläns
g	Brutto
i, j, k	Index (ersätt med siffra)
k	Karakteristisk
LT	Vippning
M	(med hänsyn till) Böjmoment
N	(med hänsyn till) Normalkraft
net	Netto
o	Initial
p	Proof
pl	Plastisk
R	Bärförmåga
r	Reducerat värde
S	Sekant
s	Dragspänning (area); Avstyvning
t	Dragning; Vridning
u	Styv huvudaxel; Brott
V	(med hänsyn till) Tvärkraft
v	Skjuvning; Vek huvudaxel
w	Liv; Svets; Välvning
x	Axel längs elementet
y	Flytning; Tvärsnittsaxel (styv huvudaxel med undantag för osymmetriska tvärsnitt)
z	Tvärsnittsaxel (vek huvudaxel med undantag för osymmetriska tvärsnitt)
s	Normalspänning
t	Skjuvspänning

1.6 Regler för beteckning av axlar

Allmän regel för beteckning av axlar:

xx	längs elementet

y-y tvärsnittsaxel vinkelrätt mot livet, eller den större skänkeln vid vinkelprofiler

z-z tvärsnittsaxel parallellt med livet, eller den större skänkeln vid vinkelprofiler

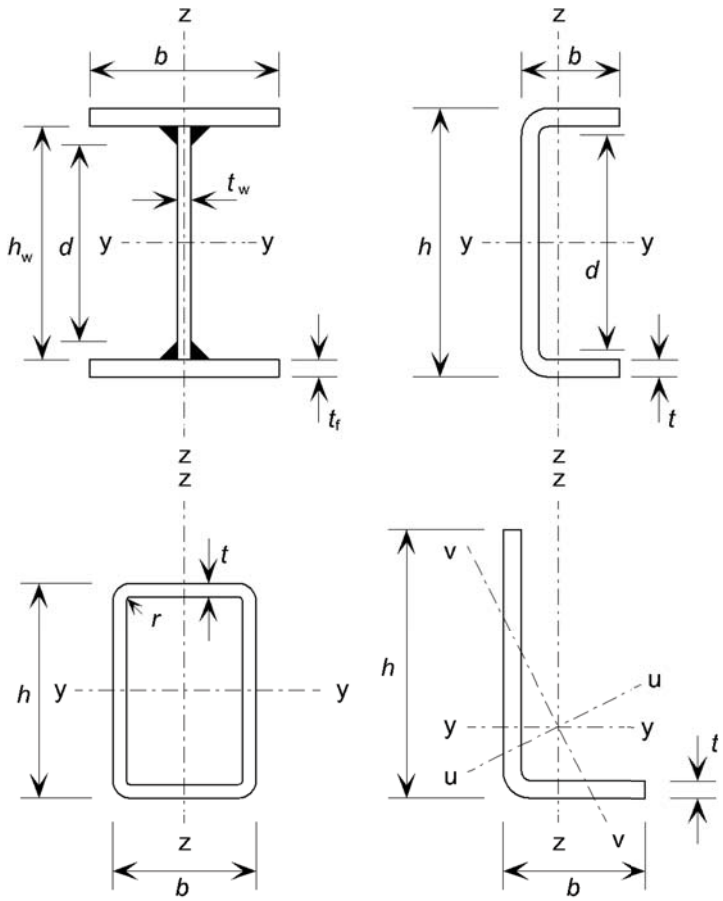
yy-axeln är normalt tvärsnittets styva huvudaxel och zz-axeln är normalt veka huvudaxeln. För vinkelprofiler lutar huvudaxlarna (uu och vv) i förhållande till yy- och zz-axlarna, se Figur 1.1.

Moment betecknas efter momentvektorns riktning. För ett I-tvärsnitt betecknar t ex M_y ett böjmoment som verkar i livets plan, eftersom momentvektorn ligger vinkelrätt mot livet.

1.7 Enheter

I beräkningar rekommenderas följande enheter:

- krafter och laster kN, kN/m, kN/m^2
- densitet kg/m^3
- tunghet kN/m^3
- spänningar och hållfasthet N/mm^2 (= MN/m^2 eller MPa)
- böjmoment kNm.



Figur 1.1 *Mått och tvärsnittsaxlar*

2 EGENSKAPER FÖR ROSTFRITT STÅL

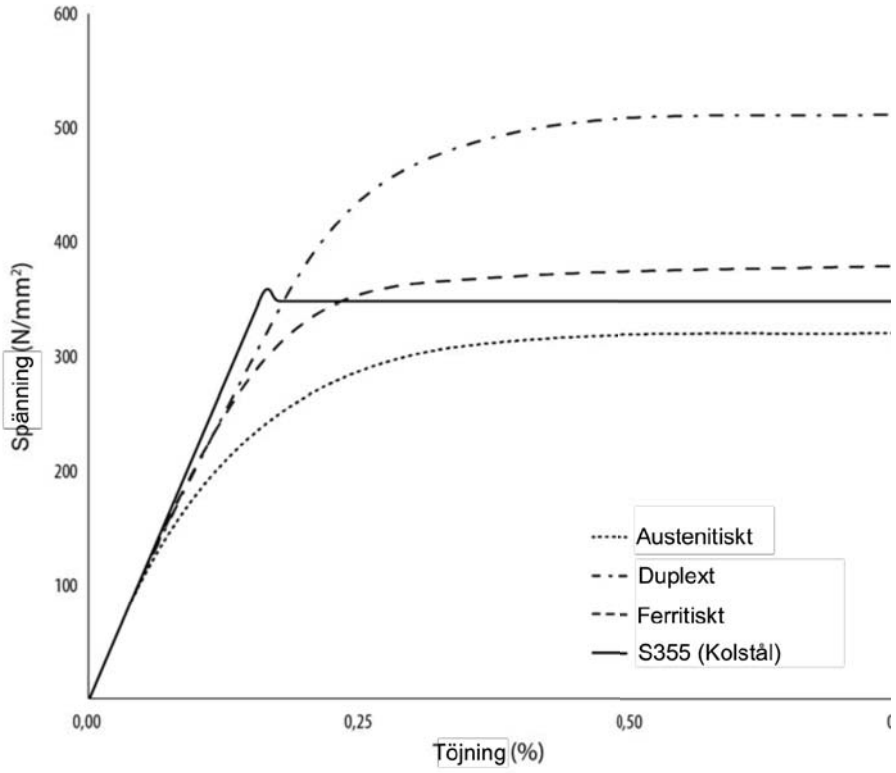
2.1 Grundläggande spännings-töjningssamband

Spännings-töjningsegenskaperna för rostfritt stål skiljer sig från kolstål i ett antal avseenden. Den viktigaste skillnaden är formen på spännings-töjningskurvan. Medan kolstål typiskt uppvisar linjärt elastiskt verkningssätt upp till sträckgränsen och en platå före området för deformationshårdnande (töjhärdning), har rostfritt stål en mer avrundad respons utan någon väldefinierad sträckgräns. I Figur 2.1 visas typiska spännings-töjningssamband för rostfria stål och för kolstål för töjningar upp till 0,75 % och Figur 2.2 visar typiska spänningstöjningskurvor fram till brott. Figurerna visar spännings-töjningskurvor som är representativa för de stål som finns på marknaden. De bör ej användas som utgångspunkt för dimensionering.

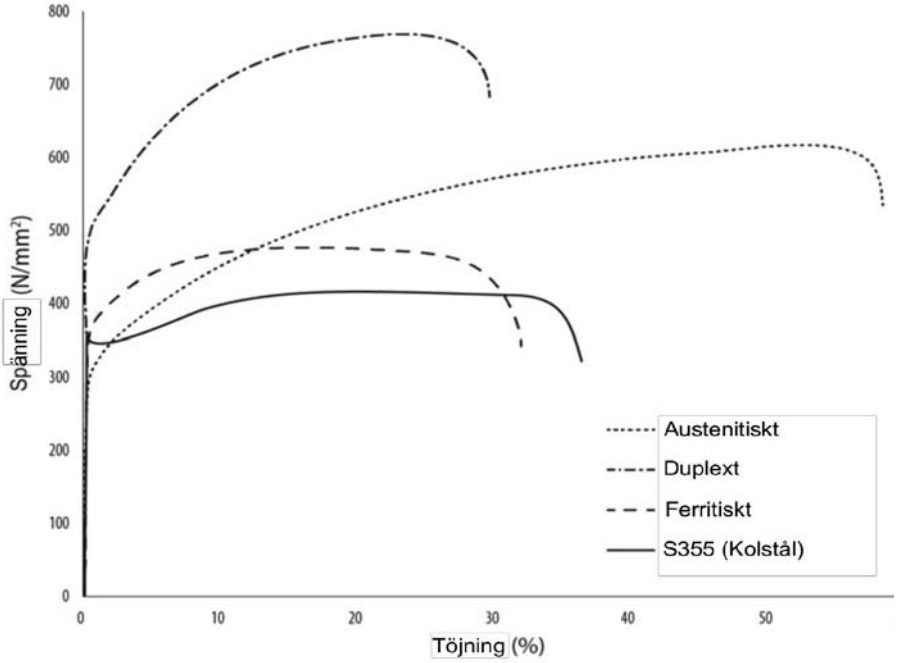
”Sträckgränsen” för rostfria stål anges normalt som en spänning definierad för en viss kvarstående töjning (normalt 0,2 %, ”0,2-gränsen”, såsom Figur 2.3 visar). Proportionalitetsgränsen för rostfritt stål varierar från 40 % till 70 % av 0,2-gränsen.

Notera att ferritiskt rostfritt stål ligger någonstans mellan kolstål och austenitiskt rostfritt stål. Spännings-töjningskurvan är inte riktigt lika rundad eller icke-linjär som för austenitiskt stål men är mer hållfast än kolstål.

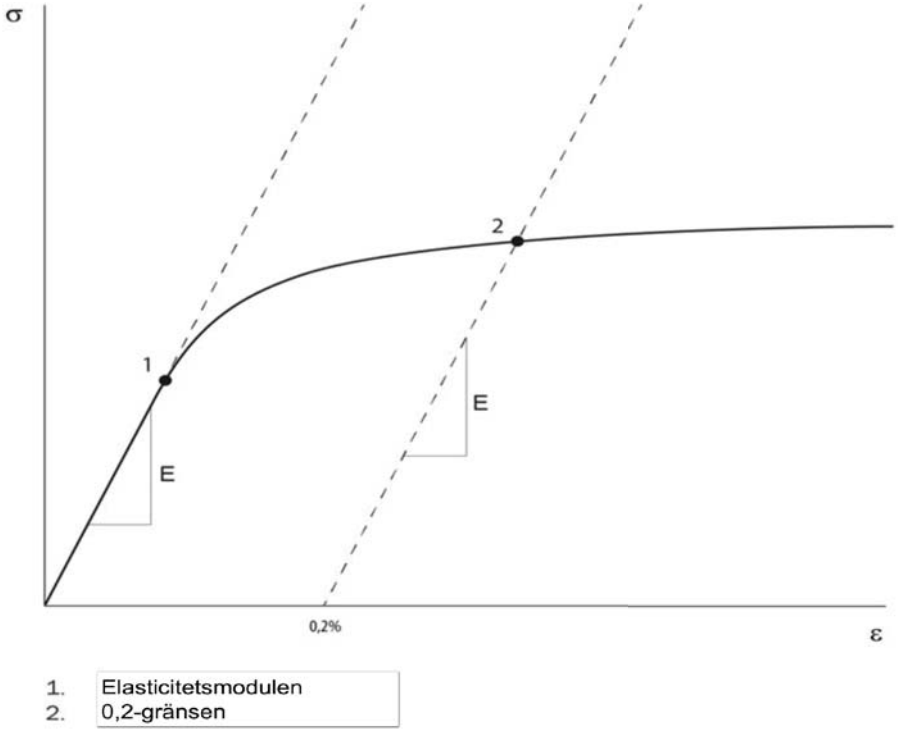
Rostfria stål kan ta upp avsevärda stötar utan att brista tack vare sin utmärkta duktilitet (speciellt de austenitiska stålsorterna) och sitt deformationshårdnande.



Figur 2.1 *Spännings-töjningskurvor för rostfritt stål och kolstål från 0 till 0,75 % töjning*



Figur 2.2 *Spännings-töjningskurvor till brott för rostfritt stål och kolstål*



Figur 2.3 *Definition av 0,2-gränsen*

2.2 Faktorer som påverkar spännings-töjningssambandet

I jämförelse med kolstål är det rostfria stålets metallurgi mer komplex och produktionsprocessen har större påverkan på materialets egenskaper.

Vissa faktorer kan ändra formen på den ursprungliga spännings-töjningskurvan för rostfria stål. Dessa faktorer är i viss utsträckning beroende av varandra.

2.2.1 Kallbearbetning

Rostfritt stål är allmänt tillgängligt i ”glödgat tillstånd”, d v s det har genomgått en värmebehand-lingsprocess, där materialet har upphettats, hållits vid denna temperatur under en tidsperiod och sedan nedkylts snabbt. Genom glödgning återgår materialet till ett mjuk och bearbetbart tillstånd.

Austenitiska och duplexa materials hållfasthet höjs genom kallbearbetning (såsom vid kallformningsoperationer, inklusive rullriktning och även under tillverkning). Denna höjning är förknippad med en minskad duktilitet, men detta har normalt obetydliga konsekvenser beroende på det initiellt höga värdet på duktiliteten, speciellt för de austenitiska rostfria stålen. Det är möjligt att köpa material i ett kallbearbetat tillstånd, se Tabell 2.3. Priset på kallbearbetat rostfritt stål är något högre än för motsvarande glödgat material beroende på stålsort, typ av produkt och grad av kallbearbetning.

När rostfritt stål kallbearbetas, tenderar materialet att visa asymmetri vid drag och tryck p g a anisotropi (olika spännings-töjningsbeteende längs och tvärs valsriktningen). Graden av asymmetri beror på stålsort, kallbearbetningsgrad och tillverkning. Profiler med tjocklek över 3 mm är inte gjorda av kraftigt kallbearbetat material och skillnaderna i spännings-töjningsbeteende för dessa tvärsnitt på grund av asymmetri och anisotropi är inte stora; icke-linjearitet har en mer betydande effekt. Anisotropi och asymmetri är mer betydande vid utformningen av tunnare och kraftigt bearbetade profiler.

För kallbearbetat material är tryckhållfastheten i längdriktningen lägre än draghållfastheten i både tvär- och längdriktningen (värden som traditionellt ges i materialstandarder såsom EN 10088 och som anges av leverantörerna). Detta behöver tas hänsyn till vid val av hållfasthet för kallbearbetat material (se Tabell 2.3.).

Vid tillverkning av en profil genom kallformning uppstår plastiska deformationer som resulterar i en betydande ökning av 0,2-gränsen. En hållfasthetsökning på ca 50 % är typiskt i de kallformade tvärsnittens hörn; hållfastheten ökar även i de plana delarna av materialet. Vägledning om hur man kan dra nytta av denna ökade hållfasthet som härrör från tillverkningen ges i Bilaga B. Alternativt kan hållfasthetsökningen påvisas genom provning, se kapitel 10.

Värmebehandling eller svetsning av en kallformad komponent kan ge upphov till glödning och reducering av den ökade hållfastheten (och även en reduktion av anisotropin). Avsnitt 7.4.4 ger vägledning för konstruktion av svetsade förband mellan komponenter av kallbearbetat material.

2.2.2 Känslighet för töjningshastighet

Känsligheten för töjningshastigheten är mer uttalad för rostfria stål än för kolstål, d v s vid stora töjningshastigheter kan en relativt sett högre hållfasthet uppnås för rostfria stål än för kolstål.

2.3 Tillämpliga standarder

2.3.1 Platta och långa produkter

Den tillämpliga standarden är EN 10088, *Rostfritt stål*. Den omfattar fem delar, av vilka tre är relevanta för byggtillämpningar:

- Del 1, *Förteckning över rostfritt stål*, ger kemisk sammansättning och referensdata för vissa fysikaliska egenskaper såsom elasticitetsmodulen, E.
- Del 4, *Tekniska leveransbestämmelser för plåt och band för byggprodukter av korrosionshärdiga stål*, ger mekaniska egenskaper och kemiska sammansättningar för material i bearbetade profiler för konstruktionsändamål.
- Del 5, *Tekniska leveransbestämmelser för stång, valstråd, tråd, profiler och blanka produkter för byggprodukter av korrosionshärdiga stål*, ger mekaniska egenskaper och kemiska sammansättningar för material i långa produkter.

EN 10088-4 och -5 är harmoniserade produktstandarder och rostfritt stål som följer dessa standarder måste därför vara CE-märkta. Genom CE-märkning av produkten deklarerar tillverkaren att produkten är lämplig för dess avsedda användning. CE-märkningen visar att produkten överensstämmer med den tillämpliga standarden som uppfyller alla tröskelvärden som anges i standarden (t ex minsta tjocklek eller hållfasthet) och att rutinerna för bedömning av överensstämmelse har följts.

Beteckningar och sammansättning

Det beteckningssystem som används i EN 10088 är det europeiska stålnumret och ett stålnamn.

Till exempel har stålsorten 304L ett stålnummer 1.4307, där:

1.	**43**	**07**
Betecknar stål	Betecknar en grupp av rostfria stål	Individuell identifiering av material

Grupperna av rostfritt stål som betecknas i EN 10027-2 är:

1.40XX	Rostfritt stål med Ni < 2,5 % utan Mo, Nb and Ti
1.41XX	Rostfritt stål med Ni < 2,5 % och Mo men utan Nb och Ti
1.43XX	Rostfritt stål med Ni ≥ 2,5 % men utan Mo, Nb and Ti
1.44XX	Rostfritt stål med Ni ≥ 2,5 % och Mo men utan Nb and Ti
1.45XX	Rostfritt stål med speciella legeringar
1.46XX	Kemiskt beständiga och värmetåliga NI-sorter

Namnsystemet ger viss upplysning om stålets sammansättning. Namnet på materialet med nummer 1.4307 är X2CrNi18-9, där:

X	**2**	**CrNi**	**18-9**
Betecknar höghållfast stål	100 x kol-halten (%)	Kemisk beteckning för de viktigaste legerings-elementen	% av de viktigaste legerings-elementen

Varje rostfritt stål har ett unikt motsvarande stålnummer. I BILAGA A finns en tabell som visar beteckningarna för jämförliga rostfria stålmaterial i europeiska och amerikanska standarder.

Den kemiska sammansättningen för vanliga rostfria stål ges i Tabell 2.1.

Hållfasthet

I konstruktionsberäkningar tas den karakteristiska sträckgränsen f_y och den karakteristiska brotthållfastheten f_u som de specificerade minimivärdena för 0,2-gränsen ($R_{p0,2}$) och brotthållfastheten (R_m) som ges i EN 10088-4 och 5 (se Tabell 2.2). Dessa värden gäller för material i glödgat tillstånd, och är konservativa för material eller delar som har genomgått kallbearbetning vid tillverkningen. Bärverkskomponenter levereras sällan i glödgat tillstånd.

Det bör noteras att den uppmätta sträckgränsen hos austenitiska rostfria stål kan överstiga de angivna minimivärdena med en marginal som varierar från 25 till 40 % för plåttjocklekar upp till 25 mm. Marginalen för duplexa rostfria stål är lägre, från 5 % upp till 20 %. Det finns ett omvänt förhållande mellan tjockleken eller diametern och sträckgränsen; tunnare profiler har typiskt sträckgränser som är betydligt högre än minimikravet medan värdena vanligen är ganska nära den specificerade minsta sträckgränsen för tjocklekar från 25 mm och uppåt.

För bärverk exponerade för utomhusmiljöer i mycket varma klimat bör hänsyn tas till den högsta temperatur det rostfria stålet sannolikt kommer att uppnå. Medan mindre och skyddade komponenter kan utsättas för temperaturer motsvarande omgivningens temperatur kan stora ytor av oskyddat rostfritt stål som utsätts för direkt solljus nå temperaturer som är omkring 50 % högre än omgivningens. Källor som www.weatherbase.com kan användas för att bestämma historiska klimatmönster. Om det är sannolikt att den maximala temperaturen hos det rostfria stålet når 60°C bör sträckgränsen vid rumstemperatur reduceras med 5 %. Större reduktioner är nödvändiga för högre temperaturer.

Tabell 2.1 *Kemisk sammansättning enligt EN 10088*

	Stålsort	Legeringshalt (max-värde eller tillåtet intervall) vikt-%				
		C	Cr	Ni	Mo	Övrigt
Austenitiska stål	1.4301	0,07	17,5 – 19,5	8,0 – 10,5		
	1.4307	0,03	17,5 – 19,5	8,0 – 10,5		
	1.4401	0,07	16,5 – 18,5	10,0 – 13,0	2,0 – 2,5	
	1.4318	0,03	16,5 – 18,5	6,0 - 8,0		N: 0,1 – 0,2
	1.4404	0,03	16,5 – 18,5	10,0 – 13,0	2,0 – 2,5	
	1.4541	0,08	17,0 – 19,0	9,0 – 12,0		Ti: 5xC – 0,7 [1]
	1.4571	0,08	16,5 – 18,5	10,5 – 13,5	2,0 – 2,5	Ti: 5xC – 0,7 [1]
Duplexa stål	1.4062	0,03	21,5 – 24,0	1,0 – 2,9	0,45	N: 0,16 – 0,28
	1.4162	0,04	21,0 – 22,0	1,35 – 1,7	0,1 – 0,8	N: 0,2 – 0,25 Cu: 0,1 – 0,8
	1.4362	0,03	22,0 – 24,0	3,5 – 5,5	0,1 – 0,6	N: 0,05 – 0,2 Cu: 0,1 – 0,6
	1.4462	0,03	21,0 – 23,0	4,5 – 6,5	2,5 – 3,5	N: 0,1 – 0,22
	1.4482	0,03	19,5 – 21,5	1,5 – 3,5	0,1 – 0,6	N: 0,05 – 0,2 Cu: 1,0
	1.4662	0,03	23,0 – 25,0	3,0 – 4,5	1,0 – 2,0	N: 0,2 – 0,3 Cu: 0,1 – 0,8
Ferritiska stål	1.4003	0,03	10,5 – 12,5	0,3 – 1,0	-	
	1.4016	0,08	16,0 – 18,0	-	-	
	1.4509	0,03	17,5 – 18,5	-	-	Ti: 0,1 – 0,6 Nb: [3xC+0,3] – 1,0
	1.4521	0,025	17,0 – 20,0	-	1,8 – 2,5	Ti: [4x(C+N)+0,15] – 0,8 [2]
	1.4621	0,03	20,0 – 21,5	-	-	N: 0,03 Nb: 0,2 – 1,0 Cu: 0,1 – 1,0

Anm:

[1] Titan tillsätts för att stabilisera kol och förbättra korrosionsegenskaperna i de värmepåverkade zonerna vid svetsar. Med undantag för konstruktioner med mycket grova profiler har dock de titanstabiliserade austenitiska stålen i stor utsträckning ersatts av de lättillgängliga lågkolhaltiga materialen 1.4307 and 1.4404.

[2] Stabiliseringen kan uppnås med hjälp av titan, niob eller zirkonium. Atommassan för dessa ämnen och kol- och kvävehalten ger att massbalansen ska vara enligt följande: Nb (vikt-%) = Zr (vikt-%) = 7/4 Ti (vikt-%).

Tabell 2.2 *Nominell sträckgräns f_y och brottgräns f_u för vanligt förekommande rostfria stål enligt EN 10088 (N/mm^2)*

(a)	Stålsort	Produkttyp							
		Kallvalsade band		Varmvalsade band		Varmvalsad plåt		Stång, tråd & profiler	
		Nominell tjocklek *t*							
		$t \leq 8$ mm		$t \leq 13{,}5$ mm		$t \leq 75$ mm		*t eller* ≤ 250 mm	
		f_y	f_u	f_y	f_u	f_y	f_u	f_y	f_u
Austenitiska stål	1.4301	230	540	210	520	210	520	190	500
	1.4307	220	520	200	520	200	500	175	500
	1.4318	350	650	330	650	330	630	-	-
	1.4401	240	530	220	530	220	520	200	500
	1.4404	240	530	220	530	220	520	200	500
	1.4541	220	520	200	520	200	500	190	500
	1.4571	240	540	220	540	220	520	200	500
Duplexa stål	1.4062	530 [1]	700 [1]	480 [2]	680 [2]	450	650	380 [3]	650 [3]
	1.4162	530 [1]	700 [1]	480 [2]	680 [2]	450	650	450 [3]	650 [3]
	1.4362	450	650	400	650	400	630	400 [3]	600 [3]
	1.4462	500	700	460	700	460	640	450 [3]	650 [3]
	1.4482	500 [1]	700 [1]	480 [2]	660 [2]	450	650	400 [3]	650 [3]
	1.4662	550 [1]	750 [1]	550 [4]	750 [4]	480	680	450 [3]	650 [3]
Ferritiska stål	1.4003	280	450	280	450	250 [5]	450 [5]	260 [6]	450 [6]
	1.4016	260	450	240	450	240 [5]	430 [5]	240 [6]	400 [6]
	1.4509	230	430	-	-	-	-	200 [7]	420 [3]
	1.4521	300	420	280	400	280 [8]	420 [8]	-	-
	1.4621	230 [5]	400 [9]	230 [8]	400 [8]	-	-	240 [7]	420 [7]

De nominella värdena för f_y och f_u som anges i denna tabell kan användas för dimensionering utan särskild hänsyn till anisotropi eller töjhärdningseffekter. För ferritiska rostfria stål ger EN 10088-4 värden för f_y i längd- och tvärriktningen. Denna tabell ger värden för längdriktningen som normalt är ca 20 N/mm^2 lägre än för tvärriktningen.

1.4621, 1.4482, 1.4062 och 1.4662 behandlas endast i EN 10088-2 och 3.

Stänger i 1.4509 behandlas endast i EN 10088-3.

[1] $t \leq 6{,}4$ mm
[2] $t \leq 10$ mm
[3] t eller $\phi \leq 160$ mm
[4] $t \leq 13$ mm
[5] $t \leq 25$ mm
[6] t eller $\phi \leq 100$ mm
[7] t eller $\phi \leq 50$ mm
[8] $t \leq 12$ mm
[9] $t \leq 6$ mm

Kallbearbetade stål kan föreskrivas enligt EN 10088 antingen som en lägsta 0,2-gräns (t ex kallbearbetat tillstånd CP350, CP500 etc) eller draghållfasthet (t ex kallbearbetade villkor C700, C850 osv), men endast en parameter kan föreskrivas. Eftersom dimensionering av bärande konstruktioner nästan alltid förutsätter ett föreskrivet minimivärde för sträckgränsen, f_y, tillåter EN 1993-1-4 endast dimensionering med rostfria stål i kallbearbetat tillstånd CP350 och CP500 (Tabell 2.3). Den karakteristiska sträckgränsen f_y tas som det minsta specificerade värdet på 350 N/mm^2 för material i CP350. För att ta hänsyn till asymmetrin hos det kallbearbetade materialet i de fall där tryck i längdriktningen är ett aktuellt spänningstillstånd (d v s pelare belastade med normalkraft eller balkar i böjning), reduceras det karakteristiska värdet för CP500 till 500-460 N/mm^2 (se avsnitt 1.1). Ett högre värde kan användas om det stöds av experimentella data.

För kallbearbetade tillstånd högre än CP500 bör dimensionering göras med hjälp av provning enligt kapitel 10.

Rektangulära profiler finns tillgängliga i kallbearbetat material med hållfastheter mellan CP350 och CP500 med sträckgräns och brottgräns som garanteras av tillverkaren (sträckgränsen gäller då i både drag och tryck).

Tabell 2.3 *Nominell sträckgräns f_y och brottgräns f_u för rostfria stål för konstruktionsändamål enligt EN 10088 i kallbearbetat tillstånd*

Stålsort	Kallbearbetat tillstånd			
	CP350		CP500	
	f_y N/mm^2	f_u [1] N/mm^2	f_y N/mm^2	f_u [1] N/mm^2
1.4301	350	600	460	650
1.4318	[2]	[2]	460	650
1.4541	350	600	460	650
1.4401	350	600	460	650
1.4571	350	600	460	650

[1] Enligt EN 10088 anger CP-klassificeringen endast 0,2-gränsen, f_y. De stål som används bör ha deklarerade egenskaper som uppfyller de tabellerade konservativa värdena för brottgränsen, f_u, såvida inte typprovning visar att lägre värden är godtagbara.

[2] Stålsort 1.4318 har en 0,2-gräns på 350 N/mm^2 i glödgat tillstånd; se Tabell 2.2.

Elasticitetsmodul

För dimensionering av bärande konstruktioner rekommenderas att $E = 200\times10^3$ N/mm^2 används som elasticitetsmodul för alla rostfria stål.

> EN 1993-1-4 och EN 10088-1 anger $E = 200\times10^3$ N/mm^2 för austenitiska och duplexa stålsorter som normalt används för konstruktionsändamål. För ferritiska stålsorter anges $E = 220\times10^3$ N/mm^2. Provningar på ferritiska rostfria stål har dock indikerat att $E = 200\times10^3$ N/mm^2 är ett mer korrekt värde och det kan förväntas att den kommande reviderade versionen av EN 1993-1-4 kommer att rekommendera detta värde på E vid dimensionering för alla rostfria stål.

För att beräkna nedböjningar är sekantmodulen riktigare, se avsnitt 6.4.6. Poissons tal kan sättas lika med 0,3 och skjuvmodulen G kan sättas lika med $76{,}9\times10^3$ N/mm^2.

2.3.2 Rörprofiler

Det finns två standarder för runda rörprofiler av rostfritt stål som ger både mekaniska egenskaper och kemiska sammansättningar:

EN 10296-2 *Svetsade runda rör för allmänna ändamål. Tekniska leveransbestämmelser*. Del 2: *Rostfria stål*

EN 10297-2 *Sömlösa rör för allmänna ändamål. Tekniska leveransbestämmelser*. Del 2: *Rostfria stål*

Det finns ingen motsvarande standard för fyrkantrör av rostfritt stål.

En europeisk standard som behandlar rörprofiler (rektangulära och cirkulära) i rostfritt stål för konstruktionsändamål är under utveckling. Tills den är tillgänglig är det, för rörprofiler för

konstruktionsändamål, vanligt att föreskriva EN 10088 för sammansättning och hållfasthet samt den relevanta standarden för rektangulära rörprofiler i kolstål för toleranser.

2.3.3 Skruvar

Rostfria skruvar täcks av EN ISO 3506, *Corrosion-resistant stainless steel fasteners*. Informationen som ges i det följande följer den reviderade version av EN ISO 3506 som avses publiceras 2017. Specifikationen ger kemisk sammansättning och mekaniska egenskaper för fästelement i de austenitiska, martensitiska, ferritiska och duplexa grupperna. Andra material, som inte direkt behandlas i specifikationen, tillåts om de uppfyller kraven på fysikaliska och mekaniska egenskaper och har likvärdigt korrosionsmotstånd.

I EN ISO 3506, klassificeras skruv- och muttermaterial med en bokstav: "A" för austenitiska, "F" för ferritiska, "C" för martensitiska och ”D” för duplexa. För konstruktionsändamål rekommenderas att man använder austenitiska eller duplexa skruvar. Bokstaven åtföljs av en siffra (1, 2, 3, 4, 5, 6 eller 8), som anger korrosionsmotståndet. Siffran 1 representerar det minst beständiga och 8 det mest beständiga materialet. Tabell 2.4 ger kemisk sammansättning för de austenitiska och duplexa grupperna av skruvar och Tabell 2.5 ger beteckningarna för de rostfria stål som normalt används för de olika grupperna av fästelement.

Tabell 2.4 *Kemisk sammansättning för skruvar enligt EN ISO 3506.*

Material		Kemisk sammanstättning [a] vikt-%										Övriga ämnen och anmärkningar
		C	Si	Mn	P	S	Cr	Mo	Ni	Cu	N	
Austenitiska	**A1**	0,12	1,0	6,5	0,020	0,15-0,35	16-19	0,7	5-10	1,75-2,25	—	b, c, d
	A2	0,10	1,0	2,0	0,050	0,03	15-20	— [e]	8-19	4	—	f, g
	A3	0,08	1,0	2,0	0,045	0,03	17-19	— [e]	9-12	1	—	5C ≤ Ti ≤ 0,8 och/eller 10C ≤ Nb ≤ 1,0
	A4	0,08	1,0	2,0	0,045	0,03	16-18,5	2,0-3,0	10-15	4	—	g, h
	A5	0,08	1,0	2,0	0,045	0,03	16-18,5	2,0-3,0	10,5-14	1	—	5C ≤ Ti ≤ 0,8 och/eller 10C ≤ Nb ≤ 1,0 [h]
	A8	0,03	1,0	2,0	0,040	0,03	19-22	6,0-7,0	17,5-26	1,5	—	—
Duplexa	**D2**	0,04	1,0	6,0	0,040	0,030	19-24	0,10-1,0	1,5-5,5	3	0,05-0,20	Cr+3,3Mo+16N ≤ 24 [j]
	D4	0,04	1,0	6,0	0,040	0,030	21-25	0,10-2,0	1,0-5,5	3	0,05-0,30	24 < Cr+3,3Mo+16N [j]
	D6	0,03	1,0	2,0	0,040	0,015	21-26	2,5-3,5	4,5-7,5	—	0,08-0,35	—
	D8	0,03	1,0	2,0	0,035	0,015	24-26	3,0-4,5	6,0-8,0	2,5	0,20-0,35	W ≤ 1,0

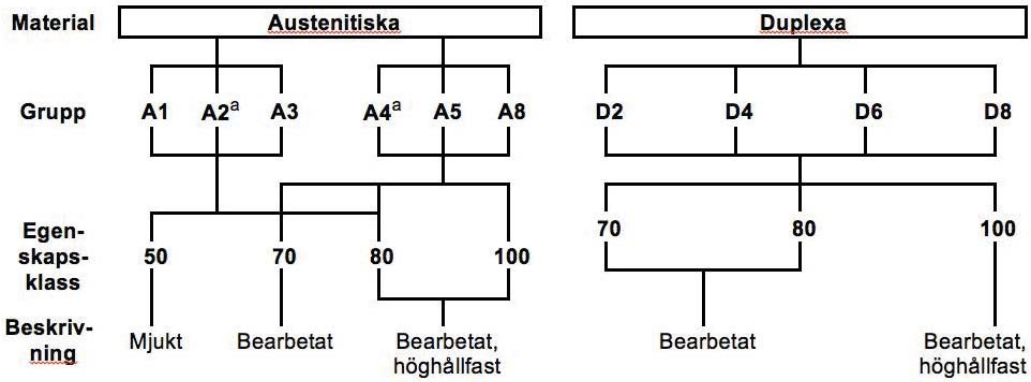
[a] Värdena är max-värden om inte annat anges.
[b] Selen kan användas som ersättning för svavel. Dock måste hänsyn tas till aktuella nationella regler.
[c] Om nickelhalten är lägre än 8 % ska manganhalten vara minst 5 %.
[d] Det finns inget min-värde för kopparhalten förutsatt att nickelhalten är större än 8 %.
[e] Molybden kan ingå enligt tillverkarens val. Om det för en viss tillämpning är väsentligt att molybdenhalten begränsas ska detta anges vid beställning.
[f] Om kromhalten är lägre än 17 % bör nickelhalten vara minst 12 %.
[g] För austenitiska rostfria stål med max kolhalt på 0,030 % kan kväve förekomma men kvävehalten ska ej överstiga 0,22 %.
[h] Tillverkaren kan välja en högre kolhalt om detta krävs för att uppnå föreskrivna mekaniska egenskaper för större diametrar, men kolhalten ska ej överstiga 0,12 % för austenitiska stål.
[j] Denna ekvation används i syfte att klassificera duplexa stål enligt denna standard. Den är inte avsedd att användas som ett kriterium för korrosionsmotstånd.

Tabell 2.5 *Beteckningar för rostfritt stål som normalt används för fästelement*

Sort	Grupp enl. ISO 3506	Vanliga beteckningar för rostfritt stål som används för fästelement	Kommentar
Austenitiska	A1	1.4570, 1.4305	Avsedd för maskinbearbetning [1]
	A2	1.4301, 1.4307	Austenitiskt
	A3	1.4541, 1.4550	Stabiliserad austenitiskt
	A4	1.4401, 1.4404	Austenitisk med tillsatt molybden
	A5	1.4571	Stabiliserad austenitisk med tillsatt molybden
	A8	1.4529, 1.4547	Superaustenitisk
Duplexa	D2	1.4482, 1.4362	Mager duplex
	D4	1.4162, 1.4062	Mager duplex
	D6	1.4462	Standardduplex
	D8	1.4410, 1.4501, 1.4507	Superduplex

[1] Den höga svavelhalten minskar korrosionsmotståndet i jämförelse med motsvarande stål med normal svavelhalt. Bör föreskrivas med försiktighet.

Figur 2.4 visar beteckningssystemet och tillgängliga hållfasthetsnivåer (egenskapsklasser) för austenitiska och duplexa fästelement. De olika mekaniska egenskaperna uppnås vanligen genom kallhärdning och beror på graden av kallbearbetning. Tabell 2.6 ger de mekaniska egenskaperna för respektive egenskapsklass. Austenitiska skruvar tillverkade för egenskapsklass 50 är omagnetiska, medan skruvar i högre egenskapsklasser kan uppvisa vissa magnetiska egenskaper.



a Austenitiska rostfria stål med låg kolhalt (inte överstigande 0,030 %) kan i tillägg betecknas med ”L” efter gruppbeteckningen. Exempel: **A4L–80**.

Figur 2.4 *System för beteckning av stålsort och egenskapsklass för fästelement*

För bultar i egenskapsklass 50 är legeringstillståndet mjukt. I egenskapsklass 70 är fästelementen tillverkade av kalldragna stänger och i egenskapsklass 80 av hårt kalldragna stänger. Kallbearbetningen av stången kan ha en liten effekt på korrosionsbeständigheten. Maskingängade bultar i egenskapsklass 50 är mer benägna till gängskärning, se avsnitt 11.7.

Korrosionsbeständigheten hos ett fästelement av rostfritt stål bör vara minst lika bra som för det material som sammanfogas, d v s klass A2-skruvar (eller bättre) kan användas för att sammanfoga 1.4301-material men klass A4-skruvar (eller bättre) bör användas för att sammanfoga 1.4401-material.

För beräkning av bärförmågan för en skruv belastad med dragkraft eller skjuvkraft eller kombinerad dragning och skjuvning bör brotthållfastheten f_{ub} tas som det specificerade minimivärdet för draghållfastheten R_m i Tabell 2.6 för aktuell egenskapsklass.

Väteförsprödning förekommer inte i austenitiska rostfria stål och inte heller i duplexa stål som tillverkas och används i enlighet med standardiserade kvalitetsprocedurer. Vid de få tillfällen då detta fenomen har inträffat med duplexa stål har det varit i samband med antingen dålig tillverkningskontroll eller exponering för ovanliga driftförhållanden. Risken för väteförsprödning bör utvärderas för höghållfasta komponenter såsom skruvar med hållfasthet högre än egenskapsklass 80.

Tabell 2.6 *Specificerade minimivärden på mekaniska egenskaper för skruvar, muttrar och skjuvförbindare i austenitiskt och duplext material*

Typ av rostfritt stål	Grupp	Egenskaps-klass	Brottgräns vid dragning, R_m MPa	0,2-gräns, R_{pf} MPa	Brottför-längning mm
Austenitiskt	A1, A2, A3, A5	50	500	210	0,6 *d*
		70	700	450	0,4 *d*
		80	800	600	0,3 *d*
	A4	50	500	210	0,6 *d*
		70	700	450	0,4 *d*
		80	800	600	0,3 *d*
		100	1000	800	0,2 *d*
	A8	70	700	450	0,4 *d*
		80	800	600	0,3 *d*
		100	1000	800	0,2 *d*
Duplext	D2, D4 D6, D8	70	700	450	0,4 *d*
		80	800	600	0,3 *d*
		100	1000	800	0,2 *d*

2.3.4 Brottseghet

Austenitiska rostfria stål har inte ett övergångsområde från segt till sprött brottbeteende. Segheten minskar gradvis med minskande temperatur. De används ofta för kryogena applikationer. De uppvisar tillräcklig seghet vid drifttemperaturer ner till -40 °C.

Duplex och ferritiska rostfria stål har ett övergångsområde från segt till sprött brottbeteende. Magra duplexa stål har tillräcklig seghet för drifttemperaturer ner till -40 °C. De mer höglegerade duplexa stålen som 1.4462 har ännu bättre seghet.

Resultat från provningar indikerar att ferritiska stål förblir formbara vid minimitemperaturer som förekommer i inomhusmiljöer. Stålsort 14003 har en modifierad mikrostruktur som ger betydligt bättre seghetsegenskaper än andra ferritiska stål. Det är sannolikt den lämpligaste stålsorten för grövre bärverkskomponenter. Stålsort 1.4016 bör inte användas i tjocklekar över 3 mm för tillämpningar där drifttemperaturen sannolikt kommer att gå under 0 °C. För stålsort 1.4509, 1.4521 och 1.4621, är den maximala rekommenderade tjockleken 2 mm för temperaturer under noll.

Det finns inget som indikerar att skiktbristning i tjockleksriktningen kan uppstå i rostfritt stål.

2.4 Fysikaliska egenskaper

Tabell 2.7 ger de fysikaliska egenskaperna vid rumstemperatur i glödgat tillstånd för de rostfria stålsorter som behandlas i denna handbok. De fysikaliska egenskaperna kan variera något med produktform och dimension, men sådana variationer har vanligtvis inte någon väsentlig betydelse för användningen.

Tabell 2.7 *Fysikaliska egenskaper vid rumstemperatur i glödgat tillstånd*

Sort	**Material**	**Densitet (kg/m^3)**	**Längdutvidg-ningskoefficient 20 – 100^0C (10^{-6}/□C)**	**Termisk konduktivitet (W/m□C)**	**Värme-kapacitet (J/kg□C)**
Austeni-tiskt	1.4301	7900	16	15	500
	1.4307	7900	16	15	500
	1.4401	8000	16	15	500
	1.4318	7900	16	15	500
	1.4404	8000	16	15	500
	1.4541	7900	16	15	500
	1.4571	8000	16,5	15	500
Duplext	1.4062	7800	13	15	480
	1.4162	7700	13	15	500
	1.4362	7800	13	15	500
	1.4482	7800	13	13	500
	1.4462	7800	13	15	500
	1.4662	7700	13	15	500
Ferritiskt	1.4003	7700	10,4	25	430
	1.4016	7700	10	25	460
	1.4509	7700	10	25	460
	1.4521	7700	10,4	23	430
	1.4621	7700	10	21	460
Konstruk-tionsstål	S355	7850	12	53	440

Notera att värmeutvidgningskoefficienten för austenitiska rostfria stål är omkring 30 % högre än den för kolstål. Om kolstål och austenitiskt rostfritt stål används tillsammans bör hänsyn tas till effekterna av olika värmeutvidgningskoefficienter. Värmeledningsförmågan hos austenitiska och duplexa rostfria stål är omkring 30 % av värdet för kolstål. Ferritiska stål har högre värmeledningsförmåga, vilket är ca 50 % av värdet för kolstål. Värmeutvidgningen hos ferritiska stål är mycket lägre än den för de austenitiska stålen och ungefär lika med den för kolstål.

Duplexa och ferritiska stål är magnetiska, medan glödgat austenitiskt rostfritt stål i huvudsak inte är magnetiska. I de fall där extremt låg magnetisk permeabilitet behövs finns det speciella

austenitiska stålsorter tillgängliga och försiktighet måste iakttas vid val av tillsatsmaterial för att eliminera ferrithalten i svetsen. Dessa tillsatsmaterial ger 100 % austenitiskt svetsgods. Hård kallbearbetning, i synnerhet av magert legerade austenitiska stål, kan också öka den magnetiska permeabiliteten. Efterföljande glödgning kan återställa de icke-magnetiska egenskaperna.

2.5 Effekter av temperatur

Austenitiska stål bibehåller sin seghet vid låga temperaturer. Vid förhöjda temperaturer bibehåller austenitiska stål en större andel av sin hållfasthet över ca 550°C jämfört med kolstål. Dimensionering av konstruktioner som utsätts för långvarig exponering vid låga eller höga temperaturer ligger inte inom ramen för denna handbok. Det räcker med att säga att andra mekaniska egenskaper och korrosionstyper än de som tas upp i detta avsnitt har större betydelse. Andra rostfria stål än de som valts här är i de flesta fall bättre lämpade för användning vid höga temperaturer och ytterligare råd bör inhämtas.

På grund av risken för försprödning bör duplexa stål inte användas där temperaturen under långa perioder ligger över ca 300°C.

Kapitel 8 behandlar brandteknisk dimensionering och ger mekaniska och fysikaliska egenskaper vid höga temperaturer.

2.6 Galvanisering och kontakt med smält zink

Varmförzinkning av komponenter av rostfritt stål är inte tillåtet eftersom kontakt med smält zink kan orsaka försprödning av rostfritt stål. Försiktighetsåtgärder bör vidtas för att säkerställa att smält zink från förzinkat stål i händelse av brand inte kan droppa eller rinna på det rostfria stålet och orsaka sprödhet. Det finns även risk för försprödning om en komponent av rostfritt stål förbinds med en komponent i kolstål som därefter genomgår varmförzinkning.

2.7 Tillgängliga produktformer

2.7.1 Allmänna produkttyper

Produkter av tunnplåt, plåt och stång är alla allmänt tillgängliga i de rostfria stålsorter som behandlas i denna handbok. Ferritiska stålsorter finns normalt endast tillgängliga i tjocklekar upp till ca 4 mm.

Rörformade produkter finns tillgängliga i austenitiska stålsorter och även i vissa duplexa stålsorter såsom 1.4462 och 1.4162. Rörprofiler är allmänt tillgängliga i de ferritiska standardmaterialen 1.4003 och 1.4016. Normalt används kallformade (valsade) rörprofiler i bärande konstruktioner, men även varmvalsade produkter finns tillgängliga. Fyrkantrör tillverkas även genom att två bockade U-profiler svetsas samman.

Profiler med öppna tvärsnitt produceras normalt genom kallformning, svetsning (båg- eller lasersvetsning) eller extrudering. Ett brett sortiment av vinklar, U-, I- och T-profiler finns tillgängliga i dimensioner som matchar de standardiserade dimensionerna för profiler i kolstål (IPE, IPN, etc). Profiler i mindre dimensioner är varmvalsade och profiler i större dimensioner svetsade. Profilerna finns tillgängliga i de standardiserade austenitiska stålsorterna 1.4301 och 1.4401. För duplexa stålsorter krävs normalt specialbeställningar. Varmvalsade profiler finns endast tillgängliga i 1.4301 och 1.4401.

Data om rörprofiler och profiler med öppna profiler i standarddimensioner kan fås via internet eller appar (tillgängliga från www.steel-stainless.org/designmanual).

Material i kallvalsat tillstånd finns tillgängligt i austenitiska standardmaterial i olika former inklusive plåt, band, stång och rör:

- plåt och band (typiskt i tjocklekar ≤ 6,0 mm)

- rundstång (diameter från 5 mm till 60 mm)
- kvadratiska och rektangulära rör (tvärsnittsdimensioner upp till 400 mm, tjocklekar från 1,2 till 12 mm).

2.7.2 Kallformning

För kallformning av tjockare varmvalsade plåtar av rostfritt stål är det viktigt att man tidigt har en dialog med potentiella tillverkare för att få klarhet i vilka begränsningar som gäller. Rostfritt stål kräver större krafter vid formning än kolstål och har andra återfjädringsegenskaper. Längden på kantpressade kallformade profiler begränsas av maskinens storlek eller av tillgänglig kraft vid tjockare eller starkare material. Duplexa material kräver ungefär dubbelt så stora krafter vid formningen som austenitiska, och följaktligen är det möjliga området för duplexa tvärsnitt mer begränsat. Å andra sidan leder deras högre hållfasthet till tunnare tvärsnitt. På grund av de duplexa materialens lägre duktilitet måste man dessutom använda större hörnradier. Tunnväggiga rörsektioner tillverkas ofta genom rullformning och svetsning. Varmvalsade austenitiska plåtar upp till ca 13 mm kan kallvalsas till olika profiler, såsom t ex vinklar. Ytterligare information kan fås i avsnitt 11.5.2.

2.7.3 Varmvalsning

Plåtar i rostfritt stål som är för tjocka för kallformning upphettas och valsas till sin slutliga form. Denna metod är i allmänhet mest kostnadseffektiv för större tillverkningsserier. Ett brett utbud av plåttjocklekar och bredder används för att producera medelstora till stora bärverkskomponenter. Vinklar och U-profiler framställs vanligen med användning av denna teknik. Tekniken kan kombineras med svetsning för att skapa komponenter med andra tvärsnitt. Exempelvis kan två U-profiler svetsas ihop till profiler med I-formade tvärsnitt. Tjockväggigare rörprofiler tillverkas ofta genom varmvalsning och svetsning.

2.7.4 Stränggjutning

Stränggjutna profiler av rostfritt stål tillverkas av stänger. Om formen som krävs inte är vanlig kan en större produktionsserie vara nödvändig för att motivera kostnaden för extruderingsmunstycket. Den maximala storleken varierar med tillverkaren men måste passa inom en 330 mm cirkel. Profiler kan i allmänhet tillhandahållas i längder upp till 10 m. Förutom standardiserade tvärsnittsformer är det med stränggjutning möjligt att tillverka ett brett spektrum av tvärsnittsformer som annars kan kräva maskinbearbetning eller svetsning. Leverantörer bör kontaktas om minsta sektionstjocklekar och hörnradier.

2.7.5 Svetsade komponenter

Komponenter tillverkade genom svetsning av plåtar används typiskt när det krävs små mängder av en profil med viss tvärsnittsform, om skarpare hörn eller icke-avsmalnande vinkelben önskas eller komponenten är ganska stor. När ett projekt kräver små mängder av mycket stora eller ovanligt formade bärverkskomponenter tillverkar erfarna tillverkare av rostfritt stål dem ofta genom att svetsa samman plåtar med standardiserade svetsmetoder.

Lasersvetsade eller skurna vinklar, balkar, U-profiler, T-profiler och rörprofiler i vanliga dimensioner lagerhålls i allt större omfattning hos återförsäljare och på servicecenters. Vinklar, balkar och U-profiler i dimensioner upp till 400 mm kan hittas i austenitiska rostfria stål. Även större tvärsnitt och profiler i duplext rostfritt stål kan framställas.

2.7.6 Ytfinish

I vissa tillämpningar är ytfinish och likformigt utseende viktigt för korrosionsprestanda, estetik eller ytrengöring. EN 10088-4 och -5 anger ett intervall av standardiserade ytbehandlingar, från matta till blankpolerade. Varje typ av ytfinish betecknas med ett nummer (1 för varmvalsad finish och 2 för kallvalsad finish) följt av en bokstav. Tjockväggiga öppna profiler levereras i

allmänhet med en 1D-finish (varmvalsad, värmebehandlad och betad). För arkitektoniska tillämpningar väljs vanligtvis kallvalsade ytor eftersom de är mjukare än varmvalsade ytor. En 2B-finish (kallvalsad, värmebehandlad, betad och putsad) är ett exempel på en standardiserad kostnadseffektiv slipad ytfinish. Det finns även andra ytbehandlingar som är särskilt anpassade för arkitektoniska krav. Det bör noteras att variationer i ytbearbetningarna medför skillnader i utseende mellan olika tillverkare och även från samma tillverkare, så leverantörer måste göras medvetna om eventuella krav på matchning av ytfinish. Det rekommenderas att beställare och leverantör är överens om ett referensprov. Blanka ytor gör ojämnheter mer framträdande. Mattare finish ger alltid ett planare intryck. Det är mindre variationer i den naturliga silverfärgen för olika grupper av rostfritt stål (austenitiska, duplexa, ferritiska) som bör beaktas vid design.

2.7.7 Fästelement

Austenitiska fästelement enligt EN ISO 3506, egenskapsklass 70 är mest tillgängliga. Hänvisning till EN ISO 3506 bör göras för specifika storleks- och längdrestriktioner. Det är möjligt att specialtillverka fästelement och detta kan ibland vara ett kostnadseffektivt alternativ.

Fästelement kan tillverkas med ett antal metoder, t ex svarvning, kallvalsning och smidning. Valsade gängor är starkare än skurna gängor på grund av deformationshärdning som uppträder under valsning. Tryckspänningarna vid de valsade gängornas yta förbättrar beständigheten mot utmattningskorrosion och, i vissa fall, spänningskorrosion (SCC). Valsade gängor har även större motståndskraft mot gängskärning. Gängvalsning är den vanligaste metoden för framställning av skruvar, särskilt för tillverkning av stora volymer av vanliga storlekar. För större skruvar (säg från M36 uppåt), och särskilt för de starkare duplexa skruvarna är det vanligare med skurna gängor.

2.8 Livscykelkostnad och miljöpåverkan

Det finns en ökande medvetenhet om att livscykelkostnaden, inte bara initialkostnaden, bör beaktas vid val av material. Erfarenhet visar att användning av material som är motståndskraftigt mot korrosion för att undvika framtida underhåll och renoveringar kan vara en mer kostnadseffektiv lösning, även om de initiala materialkostnaderna är högre. Livscykelkostnaden tar hänsyn till:

- initialkostnader,
- underhållskostnader,
- deponering och återvinning,
- livslängd och miljö.

Den initiala råmaterialkostnaden för en bärverkskomponent i rostfritt stål är avsevärt högre än kostnaden för en ekvivalent produkt i kolstål, beroende på typ av rostfritt stål. Det kan däremot finnas initiala kostnadsbesparingar att göra genom att man eliminerar behovet av ytbehandlingar för korrosionsskydd. Utnyttjande av höghållfasta rostfria stål kan minska materialåtgången och därigenom de initiala kostnaderna genom mindre tvärsnittsdimensioner och lägre vikter. Dessutom kan eliminering av behovet av beläggningsunderhåll eller utbyte av komponent på grund av korrosion leda till betydande långsiktiga besparingar av underhållskostnader.

Det utmärkta korrosionsmotståndet hos rostfritt stål ger lägre inspektionskostnader, lägre underhållskostnader och längre driftstid.

Rostfritt stål har ett högt restvärde (d v s värdet vid slutet av konstruktionens livstid), även om det sällan är en avgörande faktor för en konstruktion med en lång projekterad livstid (t ex mer än 50 år). Däremot gör det höga restvärdet att skrotat rostfritt stål separeras från deponering och återvinns som nytt material vilket gör att återvinningsgraden är mycket hög. Tillverkare av rostfritt stål använder allt tillgängligt skrot, men materialets genomsnittliga omsättningstid på 20

till 30 år gör att tillgången på skrot är begränsad. För alla sorter av rostfritt stål är andelen återvunnet material minst 60 %. Rostfritt stål är 100 % återvinningsbart och kan återvinnas som nytt högkvalitativt rostfritt stål oändligt många gånger.

Vid beräkningar av livscykelkostnaden används redovisningsprincipen för nuvärdesberäkning av kassaflöde för att räkna om alla kostnader till dagens penningvärde. Realräntan tar med inflationen, bankräntan, skatter, och möjligtvis en riskfaktor. Detta möjliggör en realistisk jämförelse av tillgängliga val och potentiella långsiktiga fördelar genom att rostfritt stål jämförs mot andra materialval.

3 BESTÄNDIGHET OCH VAL AV MATERIAL

3.1 Introduktion

Rostfritt stål är allmänt mycket korrosionsbeständigt och kommer att fungera tillfredsställande i de flesta miljöer. Hur högt korrosionsmotståndet är för ett visst rostfritt stål beror på dess beståndsdelar, vilket betyder att varje stålsort har en något olika reaktion när den exponeras för korrosiv miljö. Man måste därför vara noga i valet av rostfritt stål för ett givet användningsområde. Allmänt gäller att ju högre korrosionsresistens som krävs, desto högre materialkostnad. Exempelvis kostar material 1.4401 mer än material 1.4301 på grund av molybdentillsatsen. Duplexa rostfria stål ger potentiellt bättre korrosionsbeständighet utan motsvarande kostnadsökning. Vidare kan deras högre hållfasthet göra det möjligt att minska materialåtgången och därmed materialkostnaden.

Austenitiskt material i kallbearbetat tillstånd har ett korrosionsmotstånd liknande det i glödgat tillstånd.

De vanligaste orsakerna till att en metall inte motsvarar förväntningarna på korrosionsmotståndet är:

(a) Felaktig bedömning av miljön eller exponering för oförutsedda förhållanden, t ex oförutsedd förorening med kloridjoner.

(b) Olämpliga tillverkningsmetoder för rostfritt stål (t ex svetsning, värmebehandling och uppvärmning under bearbetning), ofullständig borttagning av svetsslagg eller ytföroreningar kan öka känsligheten för korrosion.

(c) För grov eller felaktigt orienterad ytfinish.

Även om rostfritt stål kan missfärgas och få fläckar (ofta på grund av förorening med kolstål), är det extremt beständigt i byggnader. I aggressiva industriella och marina miljöer har provningar inte givit någon indikation på minskad bärförmåga hos komponenter även när man har noterat en mindre viktförlust. Fula rostfläckar på utvändiga ytor kan dock av brukaren betraktas som ett misslyckande. Såväl omsorgsfullt val av material som god detaljutformning och gott utförande kan påtagligt minska risken för fläckar och korrosion. Praktisk vägledning ges i kapitel 11. Erfarenheten visar att eventuella allvarliga korrosionsproblem troligast uppträder under de första två eller tre åren.

I vissa aggressiva miljöer kommer en del rostfria stålsorter att vara känsliga för lokala angrepp. Nedan beskrivs sex mekanismer, även om åtminstone tre av dem mycket sällan förekommer i byggnader på land.

Det bör understrykas att närvaro av fukt (t ex fukt av kondensation) är nödvändigt för korrosion.

3.2 Korrosionstyper och olika stålsorters egenskaper

3.2.1 Gropfrätning

Som namnet antyder sker gropfrätningen i form av avgränsade gropar. Den inträffar till följd av lokal nedbrytning av det passiva lagret, normalt genom kloridjoner, även om de övriga haliderna och andra anjoner kan ha en liknande effekt. I en frätgrop som utvecklas kan korrosionsprodukter bilda en mycket korrosiv lösning, vilket ofta medför höga korrosionshastigheter. I de flesta konstruktiva tillämpningar är det dock troligt att frätgroparna är ytliga, och reduktionen av komponentens tvärsnitt är försumbar. Korrosionsprodukter kan dock förstöra utseendet. När det gäller kanaler, rör, behållare och liknande bör man ha en mindre tolerant syn på gropfrätning.

Eftersom kloridjonen är den ojämförligt vanligaste orsaken till gropfrätning är kustatmosfär, marin atmosfär och miljöer med avisningssalter tämligen aggressiva. Risken för att en viss miljö ska orsaka frätgropar beror, förutom på kloridhalten, på faktorer som temperatur, korrosiva föroreningar och partiklar, aciditet eller alkalinitet samt på halten av oxidationsmedel och även på närvaron eller frånvaron av syre. Ett rostfritt stål resistens mot gropfrätning beror på dess kemiska sammansättning. Krom, molybden och kväve höjer alla resistensen.

Ett approximativt mått på resistensen mot gropfrätning är PRE-värdet (Pitting Resistance Equivalent) definierat som:

PRE = vikt-% Cr + 3,3(vikt-% Mo) + 16(vikt-% N)

PRE-värdet för ett rostfritt stål kan användas för att rangordna det i förhållande till andra rostfria stål, men det bör endast användas som en första grov indikator. Små skillnader i PRE-värde kan lätt överskuggas av andra faktorer som påverkar beständigheten mot gropfrätning. Därför bör valet inte endast baseras på PRE-värdet.

Stålsorten 1.4301 har det lägsta PRE-värdet av de austenitiska rostfria stål som behandlas i denna handbok. Det uppvisar ytkorrosion i tillämpningar med låg till måttlig exponering för kustatmosfär eller vägsalter och är olämpligt för miljöer med sprej/dimma, stänk och nedblötning. Stålsort 1.4301 kan också uppvisa oacceptabla nivåer av gropfrätning i industriella miljöer.

Vid låg till måttlig exponering för industriella föroreningar eller kust- eller avisningsklorider föredras 1.4401 eller de duplexa 1.4362 eller 1.4162. För mer omfattande exponering för föroreningar eller salter är i allmänhet det duplexa stålet 1.4462 eller ännu mer korrosionsbeständiga rostfria stål ett alternativ.

3.2.2 Spaltkorrosion

Spaltkorrosion uppträder i smala, oförseglade spalter där det finns en stående film av vatten både i och utanför spalten. Spalten skall vara tillräckligt fin för att medge inträngning av vatten och upplösta klorider men förhindra diffusion av syre in i spalten.

Spaltkorrosion kan undvikas genom att täta spalterna eller eliminera dem. Hur allvarlig en spalt är beror i hög grad på dess geometri. Ju smalare och djupare spalt, desto allvarligare korrosionsförhållanden.

Fogar som inte konstant står under vatten bör utformas för att avleda fukt. Vissa rostfria stål, inklusive 1.4301 och 1.4401, är känsliga för spaltkorrosion när klorider eller salter är närvarande i miljön. Mer korrosionsbeständiga austenitiska och duplexa stål är mindre känsliga och beständigheten beror av de lokala förutsättningarna, särskilt temperaturen.

Graden av spaltkorrosion är i allmänhet värre i spalter som konstant står under vatten än i spalter i korrosiva miljöer ovan vatten som har vätnings- och torkningscykler, eller är regelbundet något fuktiga. Smala spalter under vatten är mer aggressiva eftersom diffusionen av oxidanter som är nödvändig för att bibehålla den passiva filmen är begränsad.

Spalter kan härröra från ett förband mellan metalldelar, en packning, biologiska föroreningar, avlagringar (t ex partiklar, löv, mat, skräp) och ytskador såsom djupa repor. Det bör strävas efter att så mycket som möjligt eliminera spalter, men det går ofta inte att få bort dem helt.

Lika vid gropfrätning, så förbättras resistensen av legeringsämnena krom, molybden och kväve, och således ökar resistensen mot spaltkorrosion från material 1.4301 via 1.4401 till 1.4462.

3.2.3 Bimetallkorrosion (galvanisk korrosion)

När två olika metaller är i elektrisk kontakt och även förenas av en elektrolyt (d v s en elektriskt ledande vätska såsom havsvatten eller förorenat sött vatten), flyter en ström från den anodiska metallen till den katodiska, eller ädlare, metallen genom elektrolyten. Till följd av detta korroderar den oädlare metallen.

Rostfritt stål bildar vanligtvis katoden i ett galvanisk par och drabbas därför inte av ytterligare korrosion. Rostfritt stål och kopparlegeringar ligger mycket nära varandra i den galvaniska serien och när de utsätts för måttliga atmosfäriska förhållanden kan de i allmänhet placeras i direkt kontakt utan bekymmer.

Bimetallkorrosion är särskilt relevant när man beaktar sammanfogning av rostfritt stål och kol- eller låglegerade stål, rosttrögt stål eller aluminium. Vid svetsning är det viktigt att säkerställa att tillsatsmaterialet är minst lika ”ädelt” som det mest korrosionsbeständiga materialet (vanligtvis rostfritt stål). Om sammanfogningen görs med fästelement, bör fästelementen vara av material som är ekvivalent med den mest korrosionsbeständiga metallen i förbandet. Galvanisk korrosion mellan olika typer av rostfritt stål är nästan aldrig ett problem, och då endast om de är helt nedsänkta i elektrolyten.

Bimetallkorrosion kan förebyggas genom att förhindra strömflöde genom att:

- isolera olika metaller, d v s bryta den metalliska kontakten (se avsnitt 7.1.1).
- förhindra flödet genom elektrolyten, d v s bryta vägen genom elektrolyten med färg eller annan beläggning. Om man försöker åstadkomma skydd på detta sätt, och det inte är praktiskt att belägga båda metallerna, är det att föredra att belägga den ädlare av dem (d v s det rostfria stålet i ett förband mellan rostfritt stål och kolstål).

Risken för djupt korrosionsangrepp är störst om arean på den ädlare metallen (d v s det rostfria stålet) är stor jämfört med arean på den oädlare (d v s kolstålet). Speciellt bör man vara uppmärksam vid användning av färger eller andra beläggningar på kolstålet. Om det finns små porer eller hål i beläggningen kommer det frilagda kolstålets lilla area att ge ett mycket högt areaförhållande mellan katod och anod, och det kan bli svåra frätgropar i kolstålet. Det är naturligtvis troligt att detta blir allvarligast för delar som är nedsänkta i vatten. Därför är det att föredra att måla det rostfria stålet minst 75 mm från det område där metallerna är i kontakt så att eventuella porer ger små areaförhållanden.

Ogynnsamma areaförhållanden förekommer nog mest vid fästelement och i förband. Skruvar av kolstål bör undvikas i element av rostfritt stål, eftersom areaförhållandet mellan rostfritt stål och kolstål är stort och skruvarna kommer att utsättas för aggressiva angrepp. Omvänt sker angreppet på ett element av kolstål på grund av en rostfri skruv mycket långsammare. Det är ofta bra att stödja sig på tidigare erfarenheter från liknande tillfällen, eftersom olika metaller ofta tryggt kan sammanfogas i fall där det blir tillfällig kondensation eller fukt utan att det får några ogynnsamma effekter, speciellt om elektrolytens ledningsförmåga är låg.

Det är svårt att förutsäga dessa effekter, eftersom korrosionshastigheten bestäms av ett antal komplexa förhållanden. Användningen av elektriska potentialtabeller tar inte hänsyn till närvaron av oxidfilmer på ytan, effekterna av areaförhållandet och olika lösningars (elektrolyters) kemi. Okunnig användning av dessa tabeller kan därför ge felaktiga resultat. De bör användas med försiktighet och bara för att göra en första bedömning.

Det allmänna verkningssättet hos metaller i bimetallisk kontakt i lant-, stads-, industri- och kustmiljöer är utförligt dokumenterat i BS PD 6484 *Commentary on corrosion at bimetallic contacts and its alleviation*.

3.2.4 Spänningskorrosionssprickor

För att det ska bli spänningskorrosionssprickor krävs att det samtidigt förekommer dragspänningar och speciella miljöförhållanden, som troligtvis inte inträffar i normala atmosfärer vid byggnader. Spänningarna behöver inte vara särskilt höga i förhållande till materialets hållfasthet, och kan bero på last och tvångsspänningar från tillverkningsprocesser som svetsning eller bockning. Ferritiska rostfria stål är inte känsliga för spänningskorrosionssprickor. Duplexa rostfria stål har normalt bättre motståndsförmåga mot spänningskorrosionssprickor än de austenitiska rostfria stål som behandlas i denna handbok. Austenitiska stål med högre legeringshalter som t ex 1.4539, 1.4529, 1.4547 och 1.4565 har utvecklats för användning i sammanhang där det finns risk för spänningskorrosionssprickor.

Försiktighet bör tillämpas när rostfria stålprofiler med höga restspänningar (p g a kallbearbetning) används i miljöer med hög kloridhalt (t ex simbassänger inomhus, marin- och havsmiljö). Högt belastade kablar i miljöer med hög kloridhalt kan vara känsliga för spänningskorrosionssprickor beroende på aktuell rostfri stålsort.

Avsnitt 3.5.3 ger vägledning om val av rostfritt stål i bassängmiljöer för att undvika spänningskorrosionssprickor.

3.2.5 Allmän korrosion

Under normal förhållanden som är typiska för konstruktiva tillämpningar drabbas rostfria stål inte av någon allmän minskning av tvärsnittet, vilket är karakteristiskt för korrosion i icke-legerade järn och stål.

3.2.6 Korngränsfrätning (sensibilisering) och svetsfrätning

När austenitiska rostfria stål utsätts för långvarig uppvärmning i området 450°C till 850°C, diffunderar kol i stålet till korngränserna och utskiljer kromkarbid. Detta avlägsnar krom från den fasta lösningen och medför en lägre kromhalt i närheten av korngränserna. Stål i detta tillstånd kallas *sensibiliserat*. Korngränserna blir speciellt känsliga för angrepp vid efterföljande exponering i en korrosiv miljö. Detta fenomen kallas svetsfrätning när det uppträder i den värmepåverkade zonen intill svetsar.

Det finns tre sätt att undvika korngränsfrätning:

- använd stål med låg kolhalt,
- använd stål stabiliserade med titan eller niob (d v s 1.4541, 1.4571, 1.4509, 1.4521 eller 1.4621), eftersom dessa grundämnen är särskilt benägna att förenas med kol och formar stabila partiklar, varigenom risken för bildning av kromkarbid minskar,
- värmebehandla, vilket dock sällan används i praktiken.

För austenitiska eller duplexa rostfria stål som ska svetsas bör stål med en låg kolhalt (maximalt 0,03 %) föreskrivas för att undvika sensibilisering och korngränsfrätning. Korngränsfrätning är numera mycket ovanligt i austenitiska och duplexa rostfria stål eftersom de moderna ståltillverkningsprocesserna säkerställer innehåll med låga koldioxidutsläpp och därmed undviks problemet.

Ferritiska rostfria stål är mer benägna till sensibilisering på grund av svetsning än austenitiska rostfria stål. Även med en låg kolhalt, är det viktigt att använda en stabiliserad ferritisk stålsort för svetsade profiler.

3.3 Korrosion i vissa miljöer

3.3.1 Luft

Atmosfäriska miljöer är olika, liksom deras inverkan på rostfria stål. Lantliga atmosfärer, utan förorening av rökgaser från industrier eller salt från kustområden, är mycket lindriga i korrosionshänseende, även i områden med hög fuktighet. Industriella och marina atmosfärer är avsevärt svårare. Se avsnitt 3.5 för vägledning vid val av lämpliga typer av rostfritt stål.

De vanligaste orsakerna till atmosfärisk korrosion är metalliska järnpartiklar, som härrör från tillverkningsoperationer antingen i verkstaden eller på byggplatsen, och klorider från havet, industriella processer eller från kalciumklorid som används för att tillverka cement. Vissa avsatta partiklar kan, trots att de är inerta, absorbera svagt sura lösningar av svaveldioxid från atmosfären, vilket lokalt kan bryta ned den passiva filmen.

De vanligaste orsakerna till atmosfärisk korrosion är ytkontaminering med metalliska järnpartiklar som härrör från tillverkningsoperationer antingen i verkstaden eller på plats, och klorider som härrör från havet, avisningssalter, industriella föroreningar och kemikalier (t ex blekmedel och klorvätesyra). Vissa partiklar (damm, sand, vegetation eller skräp) kan, även om de är inerta, skapa sprickor och absorbera salter, kemikalier, och svaga syralösningar från surt regn. Eftersom de också behåller fukt under längre perioder, kan resultatet bli en mer korrosiv närmiljö.

Ytfinishen har en signifikant effekt på det allmänna intrycket av exponerat rostfritt stål (t ex nedsmutsning), effektiviteten av rengöring av regn och korrosionshastigheter (slätare finish har bättre korrosionsbeständighet).

3.3.2 Havsvatten

Havsvatten, inklusive bräckt vatten, innehåller höga halter av klorid och är följaktligen frätande. Svåra frätgropar kan uppstå i material av 1.4301 och 1.4401. Dessutom kan dessa stålsorter drabbas av spaltkorrosion, oavsett om dessa orsakas av utformningsdetaljer eller påväxtorganismer som havstulpaner.

För vissa tillämpningar där korrosion kan tolereras kan det duplexa stålet 1.4462 vara lämpligt om den förväntade livslängden är definierad och komponenter kommer att inspekteras. För installationer med längre teknisk livslängd bör superaustenitiska, superferritiska eller superduplexa stål föreskrivas. (Dessa stål innehåller högre halter av ämnen som krom, nickel, molybden, koppar och kväve. De har en korrosionsbeständighet som gör dem lämpliga för undervattenstillämpningar och tillämpningar där de utsätts för koncentrerad syra. Typiska superaustenitiska stål är 1.4565, 1.4529 och 1.4547 och typiska superduplexa stål är 1.4410, 1.4501 och 1.4507).

Regelbundet saltspray eller stänk kan orsaka lika mycket angrepp som fullständig nedsänkning eftersom kloridkoncentrationen på ytan höjs genom avdunstning av vatten. Det bör noteras att hög kloridkoncentration p g a avrinning av vatten från vägsalt kan orsaka liknande korrosionsproblem i stormdräneringskomponenter.

Risken för allvarlig bimetallkorrosion måste beaktas om rostfritt stål används med andra metaller i närvaro av havsvatten.

3.3.3 Övrigt vatten

Vanliga austenitiska och duplexa rostfria stål fungerar normalt tillfredsställande i destillerat vatten, tappvatten och pannvatten. Om pH-nivån i vattnet är lägre än 4 bör specialist rådfrågas för val av stålsort.

Obehandlat älv- eller sjövatten och vatten som används i industriella processer kan ibland vara mycket korrosivt. En fullständig analys av vattnets kemiska sammansättning inklusive pH-nivå, fastämneshalt och typ, och kloridnivå bör göras. Aktuellt temperaturintervall, typ av biologisk eller mikrobiologisk aktivitet, och koncentrationen och typ av korrosiva kemikalier är också relevanta. Om vattnet inte uppfyller kvalitetskrav för dricksvatten bör specialist rådfrågas för val av stålsort.

Risken för erosionskorrosion bör beaktas vid vatten som innehåller slipande artiklar.

3.3.4 Kemiska miljöer

Rostfritt stål är resistent mot många kemikalier och används ofta för att innesluta kemikalier. Tillämpningen av rostfritt stål i kemiska miljöer är bred och det är inte möjligt att här täcka detta ämne i detalj. Kemiska miljöer är utanför ramen för den vägledning för val av rostfritt stål som ges i EN 1993-1-4. Det bör dock noteras att i många tillämpningar kan andra stål än de som behandlas i denna handbok vara mer passande. Om frågan är aktuell bör en specialist rådfrågas.

Diagram som publiceras av tillverkare och som visar resultat från korrosionsprovningar i olika kemikalier måste tolkas med försiktighet. Även om de ger en viss vägledning om en stålsorts korrosionsmotstånd, så varierar driftförhållandena (temperaturer, tryck, koncentrationer, etc) och avviker i allmänhet från förhållandena vid provningen. Effekten av föroreningar och ventilationsgraden kan också ha en påtaglig inverkan på resultaten.

3.3.5 Jord

Ytkorrosion på nedgrävt rostfritt stål är beroende av markens kemi och resistivitet. Jordens korrosivitet varierar med fuktighetsgrad, pH, lufthalt, kemisk kontaminering, mikrobiologisk aktivitet och ytdränering. Rostfritt stål är generellt sätt väl lämpat i markförhållanden med hög resistivitet, även om punktfrätning har förekommit i fuktig jord med låg resistivitet. Närvaro av aggressiva kemiska substanser som kloridjoner, såväl som olika typer av bakterier och läckström kan orsaka lokal korrosion. Utvecklandet av läckström kan dämpas genom en bra elektrisk isolering (beläggning eller kapsel) och/eller katodiskt skydd.

Vid materialval rekommenderas att man relaterar korrosionsmotståndet för nedgrävt rostfritt stål främst till närvaron av kloridjoner, och i andra hand jordresistivitet och pH. Dåligt dränerad jord antas alltid. I Tabell 3.1 ges rekommendationer för lämpliga stålsorter för olika jordförhållanden.

Tabell 3.1 *Rostfria stålsorter för användande I olika markförhållanden*

Typisk miljö	Markförhållande	Rostfri stålsort
Inland	Cl < 500 ppm	1.4301, 1.4307 1.4401, 1.4404
	Resistivitet >1000 ohm.cm	
	pH > 4.5	
Marin	Cl < 1500 ppm	1.4401, 1.4404
	Resistivitet >1000 ohm.cm	
	pH > 4.5	
Marin - skvalpzon	Cl < 6000 ppm	1.4410, 1.4547, 1.4529
	Resistivitet >500 ohm.cm	
	pH > 4.5	
Anm: 1.4410 är ett duplext stål och 1.4547 och 1.4529 är superaustenitiska stål. Dessa stålsorter används generellt inte för byggkonstruktioner och faller utanför ramen för denna handbok.		

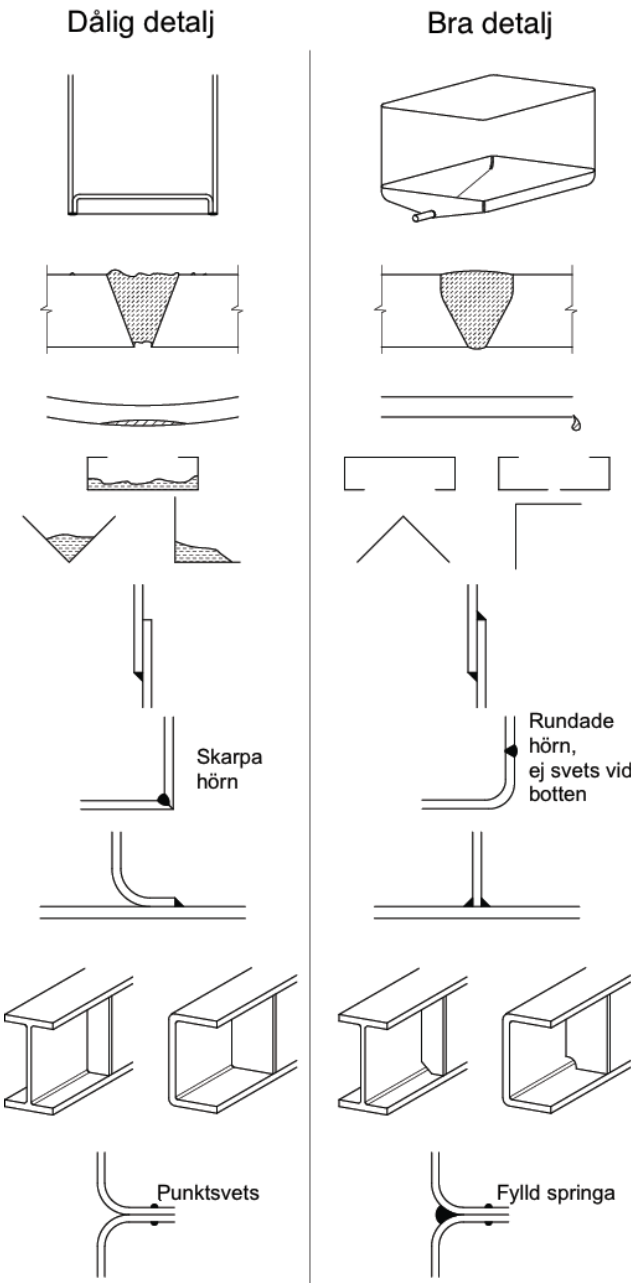
3.4 Utformning med hänsyn till korrosion

Det viktigaste steget för att förhindra korrosionsproblem är att välja en lämplig rostfri stålsort och lämpliga tillverkningsprocedurer för den givna miljön. Efter det att man har specificerat ett visst stål kan dock, genom omsorgsfull detaljutformning, mycket göras för att fullt utnyttja stålets potential. Det bästa är om åtgärder mot korrosion beaktas på planeringsstadiet och vid detaljutformningen.

Tabell 3.2 ger en checklista för punkter att ta hänsyn till. Alla punkter torde inte leda till den bästa detaljen ur bärförmågesynpunkt, och inte heller är avsikten att alla ska tillämpas i alla miljöer. Speciellt i miljöer med låg korrosivitet, eller där man gör regelbundet underhåll, torde många inte behövas. Figur 3.1 illustrerar dålig och bra utformning med hänsyn till beständighet.

Tabell 3.2 *Utformning med hänsyn till corrosion*

Undvik smuts, fukt och ansamling av korrosivt material	
□	Orientera vinkel- och U-profiler så att risken för smuts- och fuktansamlingar minimeras
□	Använd dräneringshål och se till att de är tillräckligt stora för att förhindra igensättning
□	Undvik horisontella ytor
□	Föreskriv en liten lutning på avstyvningsplåtar som nominellt ligger i horisontalplanet
□	Använd rör- och stångprofiler (slutna rör med torr gas eller luft där det finns risk för skadlig kondensation)
□	Föreskriv blanka ytor, eller, om det inte är möjligt att undvika grövre ytor, orientera om möjligt kornen vertikalt
Undvik eller förslut spalter	
□	Använd svetsförband hellre än skruvförband
□	Använd tätsvets eller fogmassa
□	Avjämna helst svetsar för att jämna ut ytan
□	Förhindra biologiska föroreningar
□	Använd flexibla inerta brickor eller högkvalitativa tätningsmedel för skruvförband ovan mark och vatten
Minska risken för spänningskorrosionssprickor i de speciella miljöer där de kan förekomma (se avsnitt 3.2.4):	
□	Minimera spänningen från tillverkningen genom omsorgsfullt val av svetsföljd
□	Kulblästra (men undvik att använda järn- eller stålkulor för att undvika ytinträngning av kolstålpartiklar)
Minska risken för frätgropar (se kapitel 11):	
□	Avlägsna svetssprut
□	Beta rostfritt stål för att avlägsna oönskade svetsprodukter. Starkt oxiderande kloridhaltiga reagensmedel såsom järnklorid bör undvikas. Använd hellre ett betbad eller en betpasta, båda med en blandning av salpetersyra och fluorvätesyra. Svetsar bör alltid rengöras för att återställa korrosionsmotståndet. Andra metoder som mekanisk rengöring med slipmedel eller glasblästring eller lokal elektrolys kan också användas för att rengöra svetsar och ta bort svetsslagg.
□	Undvik upptagning av partiklar av kolstål (använd t ex utrymmen i verkstaden och verktyg som speciellt reserverats för rostfritt stål)
□	Följ ett lämpligt underhållsprogram
Minska risken för bimetallkorrosion (se avsnitt 3.2.3):	
□	Isolera elektriskt
□	Använd färger på ett lämpligt sätt
□	Minimera perioder med fuktighet
□	Använd metaller som ligger nära varandra i spänningskedjan



Figur 3.1 *Dålig (t v) och god (t h) utformning med hänsyn till beständighet*

3.5 Val av material

3.5.1 Introduktion

I det stora flertalet fall då man använder rostfritt stål för bärande ändamål är det metallens korrosionsmotstånd som utnyttjas, oavsett om detta är av utseendeskäl, för att minimera underhållet eller för att få långvarig beständighet. Korrosionsmotståndet måste därför vara den primära faktorn vid val av lämpligt material.

Valet av ett lämpligt rostfritt stål måste ta hänsyn till driftsmiljön, tillverkningskrav såsom bockningsradier och svetsning, ytfinish och underhållet av bärverket. Dessutom måste konstruktören bestämma kraven för korrosionsmotståndet. Om komponenten måste förbli i gott strukturellt skick under en definierad tidsperiod men estetiken inte är viktig kan en acceptabel

korrosionshastighet fastställas och ett mindre korrosionsbeständigt rostfritt stål väljas. Om emellertid ett rent korrosionsfritt utseende är viktigt kan ett mer korrosionsbeständigt rostfritt stål, en slätare ytfinish, eller mer frekvent rengöring krävas. Det kan noteras att underhållskraven är minimala. Enbart avspolning av det rostfria stålet, även naturlig avspolning genom regn, kommer påtagligt att bidra till att öka livslängden.

Det första steget är att karakterisera miljön, inklusive rimliga förväntade avvikelser från dimensioneringsvillkoren. Förutom exponering för frätande ämnen måste drift, klimat och utformningsdetaljer som kan påverka prestandan beaktas, liksom den förväntade livslängden. I exempelvis industriella tillämpningar kan korrosiva kemiska kombinationer och koncentrationer, exponeringstider, ytansamlingar, surhetsgrad och underhållsrengöring påverka prestandan. I utomhustillämpningar kan exponering för häftigt regn (eller graden av skydd), fukthalter (t ex fukt, regnintensitet, dimma), luftburna partikelhalter, saltstänk (t ex en klippig kust eller en vägbana), stänk eller nedsänkning i klorid- (salt-) vatten och liknande faktorer behöva beaktas. I alla tillämpningar kan utformningsdetaljer som oförseglade spalter, kontakt med andra metaller och föreskriven finish påverka prestandan. Tänkbar framtida utveckling eller ändrat användningsområde bör också beaktas. Det bör också noteras att tillämpningar kan vara i omedelbar närhet av varandra men ha väldigt olika exponeringsnivåer.

Lämpliga stålsorter kan sedan väljas så att man får ett allmänt tillfredsställande korrosionsmotstånd i miljön. Valet av en lämplig stålsort bör beakta vilka tänkbara korrosionsformer som kan vara av betydelse i den påverkande miljön. Sedan bör man beakta mekaniska egenskaper, enkelhet i tillverkningen, tillgängliga produktformer, ytfinish och kostnader.

3.5.2 Val av austenitiska och duplexa rostfria stål EN 1993-1-4

I EN 1993-1-4, bilaga A, ges en metod för val av rostfritt stål för lastbärande komponenter. Metoden är tillämpbar för bärverk. För vägledning om materialval för infästningar till betong och murverk hänvisas till EN 1992 respektive EN 1996. Metoden beaktar inte:

- tillgänglighet för stålsort/produkt,
- ytkrav, till exempel med hänsyn till utseende eller hygien,
- sammanfogningsmetoder.

Metoden förutsätter att följande krav är uppfyllda:

- den omgivande miljön har ett pH nära neutralt (pH 4 till 10),
- bärverksdelarna är inte direkt exponerade för, eller del av, en kemisk flödesprocess,
- bärverksdelarna är inte permanent eller frekvent nedsänkta i havsvatten.

Om dessa krav inte är uppfyllda bör specialist rådfrågas.

Metoden är lämplig för miljöer i Europa. Metoden bör inte användas för regioner utanför Europa och kan vara särskilt missvisande i vissa delar av världen så som mellanöstern, fjärran östern och centralamerika.

Metoden omfattar följande steg:

- Bestämning av **korrosionsmotståndsfaktorn (CRF)** med hänsyn till aktuell miljö (Tabell 3.3);
- Bestämning av **korrosionsmotståndsklassen (CRC)** med hänsyn till CRF (Tabell 3.4).

Tabell 3.5 redovisar stålsorter som är passande för en viss miljö. Valet av specifik stålsort beror dock även på andra faktorer än korrosionsmotståndet, så som hållfasthet och tillgänglighet i önskad produktform. Att specificera CRC och hållfasthet för materialet, t ex CRC II och

f_y = 450 N/mm^2, är tillräckligt för att leverantören ska kunna rekommendera en lämplig stålsort med hänsyn till CRC.

Metoden är tillämpbar för komponenter exponerade för utomhusmiljöer. För komponenter i kontrollerade inomhusmiljöer är CRF 1.0. Med kontrollerad inomhusmiljö menas en miljö som är antingen luftkonditionerad, uppvärmd eller i ett slutet utrymme. Parkeringshus i flera våningar, lastkajer eller andra byggnader med stora öppningar bör betraktas som utomhusmiljöer. Badbassänger inomhus är speciella inomhusmiljöer (avsnitt 3.5.3).

CRF beror på miljöns svårighetsgrad och beräknas enligt följande:

$$\mathrm{CRF} = F_1 + F_2 + F_3$$

där

F_1 = Risk för exponering för klorider från saltvatten eller vägsalt;

F_2 = Risk för exponering för svaveldioxid;

F_3 = Rengöringsprogram eller exponering för regn.

Värdet på F_1 för kustnära tillämpningar beror på den aktuella platsen i Europa och baseras på erfarenheter från existerande byggnader samt resultat från korrosionsmätningar och mätningar av kloridförekomst. De stora variationerna mellan olika miljöer i Europa gör att det beräknade CRF i vissa fall kan vara konservativt.

Den nationella bilagan kan ange om ett högre (mindre allvarligt) CRF-värde kan väljas med stöd av lokala erfarenheter från drift eller med stöd av provningsresultat. För Sveriges del redovisas inga nationella val i EKS 10, Kap. 3.1.4.

Graden av exponering kan variera mellan olika delar av ett bärverk. Exempelvis kan en del vara helt exponerad och en annan del helt skyddad. Respektive exponeringsfall bör utvärderas var för sig.

Metoden förutsätter att kraven i EN 1090-2 följs avseende svetsprocedurer och rengöring efter svetsning samt undvikande av förorening, eller borttagning av föroreningar och rengöring, av det rostfria stålets ytor efter termisk eller mekanisk bearbetning. Om det inte görs kan det leda till ett sämre korrosionsmotstånd hos svetsade komponenter.

3.5.3 Bassängmiljöer inomhus

För att minimera risken för spänningskorrosionssprickor (SCC) i bassängmiljöer bör endast de stålsorter som ges i Tabell 3.6 användas för lastbärande komponenter exponerade för miljöer ovanför badbassänger inomhus.

Tabell 3.3 *Bestämning av korrosionsmotståndsfaktorn CRF,* $RF = F_1 + F_2 + F_3$

F_1 Risk för exponering för klorider från saltvatten eller vägsalt		
ANM. M är avstånd från havet och S är avstånd från vägar med vägsalt.		
1	Kontrollerad inomhusmiljö	
0	Låg risk för exponering	M > 10 km eller S > 0,1 km
-3	Medelhög risk för exponering	1 km < M ≤ 10 km eller 0,01 km < S ≤ 0,1 km
-7	Hög risk för exponering	0,25 km < M ≤ 1 km eller S ≤ 0,01 km
-10	Mycket hög risk för exponering	Vägtunnlar där vägsalt används eller där fordon kan föra med sig vägsalt in i tunneln
-10	Mycket hög risk för exponering	M ≤ 0,25 km Tyska nordsjökusten och alla kustområden i Östersjön
-15	Mycket hög risk för exponering	M ≤ 0,25 km Atlantkusten i Portugal, Spanien och Frankrike. Engelska kanalen och nordsjökusten i Storbritannien, Frankrike, Belgien, Nederländerna och sydvästra Sverige. Alla andra kustområden i Storbritannien, Norge, Danmark och Irland. Medelhavskusten
F_2 Risk för exponering för svaveldioxid		
Europeiska kustområden har normalt låga koncentrationer av svaveldioxid. I inlandsmiljöer är koncentrationen av svaveldioxid låg eller medelhög. Höga koncentrationer är ovanliga och är särskilt relaterade till platser med tung industri eller specifika miljöer som vägtunnlar. Koncentrationen av svaveldioxid kan utvärderas med metoden i ISO 9225.		
0	Låg risk för exponering	< 10 µg/m^3 genomsnittlig gaskoncentration
-5	Medelhög risk för exponering	10 - 90 µg/m^3 genomsnittlig gaskoncentration
-10	Hög risk för exponering	90 - 250 µg/m^3 genomsnittlig gaskoncentration
F_3 Rengöringsprogram eller exponering för regn (om F_1+F_2 ≥ 0 är F_3 = 0)		
0	Helt exponerad för regn	
-2	Föreskrivet rengöringsprogram	
-7	Ingen rengöring genom regn eller ingen föreskriven rengöring	
Om komponenten förutsätts inspekteras regelbundet för tecken på korrosion och rengöras bör användaren informeras skriftligt om detta. Inspektionens omfattning, rengöringsmetod samt tidsintervall bör anges. Ju oftare rengöringen utförs, desto större nytta. Tidsintervallet bör inte vara mindre än 3 månader. Om rengöring förutsätts bör det göras på alla delar av bärverket, inte endast de delar som är lättillgängliga och synliga.		

Tabell 3.4 *Bestämning av korrosionsmotståndsklass CRC*

Korrosionsmotståndsfaktor (CRF)	Korrosionsmotståndsklass (CRC)
CRF = 1	I
0 ≥ CRF > −7	II
-7 ≥ CRF > −15	III
-15 ≥ CRF ≥ −20	IV
CRF < −20	V

Tabell 3.5 *Stålsorter i respektive korrosionsmotståndsklass CRC*

Korrosionsmotståndsklass CRC				
I	II	III	IV	V
1.4003	1.4301	1.4401	1.4439	1.4565
1.4016	1.4307	1.4404	1.4462	1.4529
1.4512	1.4311	1.4435	1.4539	1.4547
	1.4541	1.4571		1.4410
	1.4318	1.4429		1.4501
	1.4306	1.4432		1.4507
	1.4567	1.4162		
	1.4482	1.4662		
		1.4362		
		1.4062		
		1.4578		
En stålsort från en högre klass kan användas istället för den stålsort som ges av CRF. **ANM.:** Korrosionsmotståndsklassen är endast avsedd för användning av denna metod för val av stålsort och är endast tillämpbar för bärverk.				

Tabell 3.6 *Stålsorter för bassängmiljöer inomhus*

Lastbärande komponenter i inomhusmiljöer med badbassänger	Korrosionsmotståndsklass CRC
Lastbärande komponenter som rengörs regelbundet[a]	CRC III eller CRC IV (exklusive 1.4162, 1.4662, 1.4362, 1.4062)
Lastbärande komponenter som inte rengörs regelbundet	CRC V (exklusive 1.4410, 1.4501 och 1.4507)
Alla infästningar, fästelement och gängade delar	CRC V (exklusive 1.4410, 1.4501 och 1.4507)
[a] Om komponenten förutsätts inspekteras regelbundet för tecken på korrosion och rengöras bör användaren informeras skriftligt om detta. Inspektionens omfattning, rengöringsmetod samt tidsintervall bör anges. Ju oftare rengöringen utförs, desto större nytta. Tidsintervallet bör inte vara mindre än en gång per vecka. Om rengöring förutsätts bör det göras på alla delar av bärverket, inte endast de delar som är lättillgängliga och synliga.	

3.5.4 Metod för val av ferritiska rostfria stål

Ferritiska rostfria stål är lämpliga för användning i måttligt korrosiva miljöer med begränsad exponering för luftföroreningar och klorider. Det finns en risk för missfärgning av stålen i många miljöer, men detta är ofta kosmetika och påverkar inte bärförmågan. Tabell 3.7 ger en konservativ vägledning om val av stålsort.

Tabell 3.7 *Val av ferritiska rostfria stål*

Val av stålsort för hög ytfinish (d v s synlig missfärgning på exponerad yta accepteras inte)					
Stålsort	C1	C2	C3	C4	C5
1.4003	✓	×	×	Ingen vägledning p g a brist på korrosionsdata	
1.4509	✓	×	×		
1.4621, 1.4521	✓	✓	×		
Val av stålsort med acceptans för kosmetisk korrosion (d v s misstfärgning och mindre gropfrätning kan uppstå, men det påverkar ej komponentens bärförmåga)					
Stålsort	C1	C2	C3	C4	C5
1.4003	✓	(✓)	×	Ingen vägledning p g a brist på korrosionsdata	
1.4509	✓	✓	(✓)		
1.4621, 1.4521	✓	✓	✓		

Korrosivitetsklasserna är hämtade från EN ISO 12944-2:2009 och definieras nedan:

Korrosivitets-klass och risk	Exempel på typiska miljöer i ett tempererat klimat	
	Utomhus	Inomhus
C1 Mycket låg		Rena miljöer i uppvärmda byggnader, t ex kontor, butiker, skolor, hotell
C2 låg	Miljöer med lite föroreningar. Huvudsakligen landsbygd.	Ouppvärmda byggnader där kondens kan bildas, t ex lager, sporthallar
C3 medium	Stads- och industrimiljöer, måttliga svaveldioxidföroreningar. Kustområden med låg salthalt.	Lokaler för tillverkning med hög luftfuktighet, t ex livsmedelsfabriker, tvätterier, bryggerier, mejerier
C4 hög	Industri- och kustmiljöer med måttlig salthalt	Kemisk processindustri, badhus, kustmiljöer, skeppsvarv
C5 mycket hög	Industrimiljöer med hög luftfuktighet och aggressiv atmosfär. Kust- och offshoremiljöer med hög salthalt	Byggnader eller områden med utsatta för i det närmaste permanent kondens och mycket föroreningar

Anmärkningar

✓ indikerar att stålsorten är lämplig för korrosivitetsklassen.

× indikerar att stålsorten är olämplig för driftsmiljön.

(✓) indikerar att försiktighet krävs för dessa kombinationer av stålsort och miljö. Det finns en risk för missfärgning och lokal korrosion på utsatta svetsar och infästningar. Denna risk är störst där stillastående vatten och/eller luftföroreningar (i synnerhet klorider) kan ansamlas.

1. Klass C förutsätter en inomhusmiljö utan direkt exponering för väder och vind eller klorider. Detta inkluderar delar av byggnader som takutrymmen, ytterväggar och stål bakom fasadbeklädnader.
2. Svetsar och mekaniska infästningar genom rostfria stål skapar spalter som kan göra exponerade paneler mer känsliga för korrosion. Denna risk är störst där ansamling av vatten eller luftföroreningar kan uppstå.
3. ISO-klassificeringen tar hänsyn till luftburna klorider från havet men inte avisningsalter från vägar. Detta bör tas hänsyn till om bärverket ligger nära vägar där vägsalt används.

4 GRUNDER FÖR DIMENSIONERING

4.1 Allmänna krav

En konstruktion bör utformas och tillverkas så att den kan:

- förbli funktionsduglig under den avsedda livslängden
- klara de laster som kan uppträda under uppförande och användning
- begränsa omfattningen av skada på grund av olyckslaster
- ha lämplig beständighet med hänsyn till underhållskostnader

Ovanstående krav kan uppfyllas genom att man använder lämpliga material, gör en lämplig dimensionering och detaljutformning samt specificerar procedurer för kvalitetskontroll av utförande och underhåll.

Konstruktioner bör dimensioneras med hänsyn till alla relevanta gränstillstånd.

4.2 Dimensionering i gränstillstånd

Gränstillstånd är stadier som, om de överskrids, gör konstruktionen oförmögen att uppfylla funktionskrav. Det finns två vedertagna typer av gränstillstånd: brottgränstillstånd och bruksgränstillstånd. Brottgränstillstånd är stadier som, om de överskrids, kan leda till att hela konstruktionen eller delar av den kollapsar med fara för människors säkerhet. Bruksgränstillstånd motsvarar stadier, bortom vilka specificerade krav vid normal användning inte längre uppfylls. Gränstillstånd som har med beständighet att göra kan vara brottgräns- eller bruksgränstillstånd beroende på om, exempelvis, korrosionen påverkar konstruktionens bärförmåga eller dess utseende.

För brottgränstillstånd bör samband av följande form uppfyllas:

$$E_{\mathrm{d}} \leq R_{\mathrm{d}} \tag{4.1}$$

där:

E_{d} är dimensioneringsvärdet av lasteffekten uttryckt som moment eller krafter i det studerade elementet orsakade av de laster som verkar på konstruktionen, och

R_{d} är motsvarande dimensionerande bärförmåga, enligt tillämpligt avsnitt i dessa rekommendationer.

Den dimensionerande bärförmågan, R_{d}, anges allmänt som $R_{\mathrm{k}}/\gamma_{\mathrm{M}}$ där R_{k} är en karakteristisk bärförmåga och γ_{M} en partialkoefficient. Partialkoefficienten γ_{M} antar olika värden. Rekommenderade värden för γ_{M} ges i de olika delarna av EN 1993, men andra värden kan anges i enskilda länders nationella bilagor. I Tabell 4.1 anges de γ_{M}-värden som relevanta för denna handbok som är rekommenderade i EN 1993-1- 4 och EN 1993-1-8 samt motsvarande nationella val för Sverige som anges i Boverkets EKS 10. Det är värdena enligt EKS 10 som ska användas i Sverige för bärverk som faller inom Boverkets ansvarsområde. För bärverk som faller under Transportstyrelsens/Trafikverkets ansvarsområde svarar Transportstyrelsen för de nationella valen. Om det inte finns någon nationell bilaga tillgänglig bör γ_{M}-värdena överenskommas med vederbörande myndighet.

Som ett alternativ till beräkning kan den dimensionerande bärförmågan bestämmas genom provning av material, komponenter och konstruktioner, se kapitel 10.

Tabell 4.1 *Rekommenderade värden på γ_M*

Bärförmåga	**Symbol**	**g_M enligt EN 1993-1-4**	**g_M enligt EKS 10**
Tvärsnittsbärförmåga med hänsyn till allmän flytning inklusive buckling (oberoende av tvärsnittsklass)	g_{M0}	1,10	1,00
Bärförmåga för bärverksdelar med hänsyn till instabilitet beräknad genom kontroll av bärverksdel	g_{M1}	1,10	1,00
Bärförmåga med hänsyn till brott i dragna tvärsnitt	g_{M2}	1,25	1,20
Bärförmåga för skruvar, nitar, svetsar, sprintar och plåtar med hänsyn till hålkanttryck	g_{M2}	1,25	1,20

För stålsorter som inte listas i EN 1993-1-4, Tabell 2.1, bör γ_M-värden ökas med 10 %.

4.3 Laster

Belastningen på ett bärverk av rostfritt stål bör bestämmas på samma sätt som för ett bärverk i kolstål, d v s i enlighet med EN 1991.

5 EGENSKAPER HOS TVÄRSNITT

5.1 Allmänt

Rekommendationerna i kapitel 5 och 6 gäller för tvärsnitt med delar som ligger inom dimensionsgränserna i avsnitt 5.2.

Bredd-tjockleksförhållandet för tvärsnittsdelar som helt eller delvis är utsatta för tryckspänningar är avgörande för om de påverkas av buckling med åtföljande reduktion av tvärsnittets bärförmåga. Tvärsnittsdelar och tvärsnitt hänförs till klass 1, 2, 3 eller 4 beroende på bucklingsbenägenhet och rotationskapacitet (klass 1 och 2), se avsnitt 5.3.

Den reducerade bärförmågan för tvärsnitt i klass 4 beaktas i dimensioneringen genom att man använder effektiva bredder på elementen, se avsnitt 5.4.1.

För att beräkna tvärsnittsegenskaper för kallformade bärverksdelar och profilerad plåt kan tvärsnittets centrumlinjer användas. För andra typer av tvärsnitt bör bruttodimensioner användas. I EN 1993-1-3 och EN 1993-1-5 tillåts att tvärsnittets centrumlinjer används vid beräkning av bärförmåga. Även i EN 1993-1-1 tillåts användandet av centrumlinjer för beräkning av bärförmåga i vissa fall (se 6.2.1(9) och 6.2.5(2) i EN 1993-1-1).

5.2 Största bredd-tjockleksförhållande

Tabell 5.1 ger största bredd-tjockleksförhållanden för element i rostfritt stål.

5.3 Klassificering av tvärsnitt

5.3.1 Allmänt

I princip kan rostfria ståltvärsnitt klassificeras på samma sätt som tvärsnitt i kolstål. Fyra tvärsnittsklasser definieras enligt följande:

Klass 1 är tvärsnitt som kan bilda en plastisk led med den rotationskapacitet som krävs för plastisk analys.

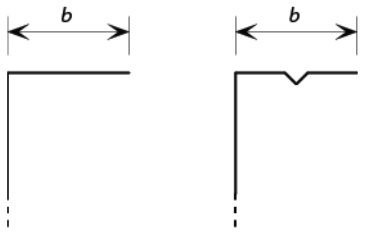
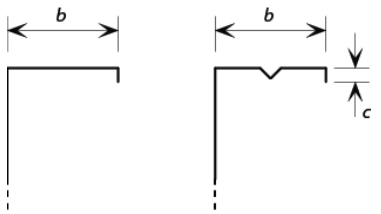
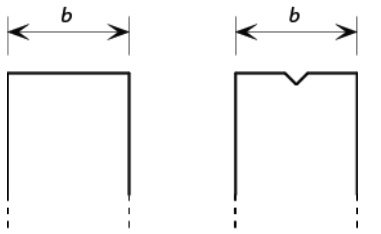
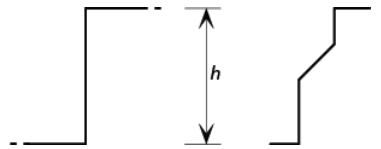
Klass 2 är tvärsnitt som kan uppnå den plastiska momentkapaciteten, men har begränsad rotationskapacitet.

Klass 3 är tvärsnitt i vilka den beräknade spänningen i stålelementets tryckta kant kan komma upp till sträckgränsen, men där buckling gör att den plastiska momentkapaciteten inte kan uppnås.

Klass 4 är tvärsnitt i vilka buckling kommer att inträffa i en eller flera delar av tvärsnittet innan man uppnår sträckgränsen.

Tvärsnittsklassen är lika med den högsta (minst gynnsamma) klassen för de tvärsnittsdelar som helt eller delvis är utsatta för tryckspänningar. Man bör notera att tvärsnittsklassen kan variera beroende på förhållandet mellan verkande moment och normalkraft, och den kan således variera längs elementet.

Tabell 5.1 *Största bredd-tjockleksförhållande*

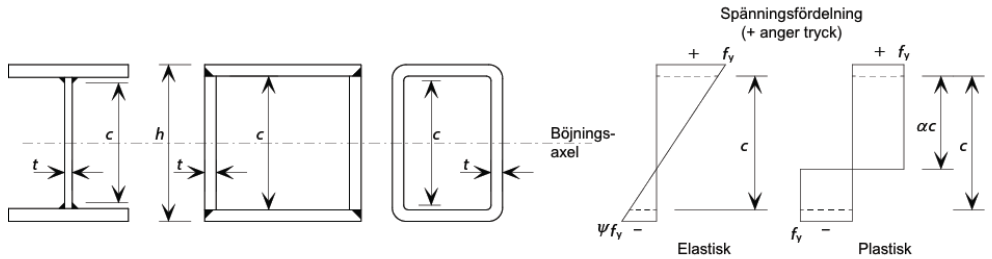
a) Plant element eller element med mellanliggande avstyvning anslutet till ett liv längs ena kanten och med den andra kanten fri:	$b/t \leq 50$	
b) Plant element eller element med mellanliggande avstyvning anslutet till ett liv längs ena kanten och försedd med enkelt kantveck längs andra kanten:	$b/t \leq 60$ $c/t \leq 50$	
c) Plant element eller element med mellanliggande avstyvning anslutet till liv eller flänsar längs båda kanterna:	$b/t \leq 400$	
	$h/t \leq 400$	
Anm: Plana element upplagda som i a) ovan med b/t-förhållanden större än ca 30 och plana element upplagda på annat sätt med b/t-förhållanden större än ca 75 kommer troligen att få synliga bucklor vid dimensionerande brukslast.		

5.3.2 Klassgränser för tvärsnittsdelars slankhet

Tvärsnitt hänförs till klass 1, 2 eller 3 i enlighet med de gränser som anges i Tabell 5.2. De tvärsnitt som inte uppfyller kriterierna för klass 3 hänförs till klass 4.

Tabell 5.2 *Största bredd-tjockleksförhållande för tryckta delar*

Inre tryckta delar



Klass	Tvärsnittsdel påverkad av böjning	Tvärsnittsdel påverkad av tryck	Tvärsnittsdel påverkad av böjning och tryck
1	$c/t \leq 72{,}0\varepsilon$	$c/t \leq 33{,}0\varepsilon$	när $\alpha > 0{,}5$: $c/t \leq 396{,}0\varepsilon/(13\alpha - 1)$ när $\alpha \leq 0{,}5$: $c/t \leq 36{,}0\varepsilon/\alpha$
2	$c/t \leq 76{,}0\varepsilon$	$c/t \leq 35{,}0\varepsilon$	när $\alpha > 0{,}5$: $c/t \leq 420{,}0\varepsilon/(13\alpha - 1)$ när $\alpha \leq 0{,}5$: $c/t \leq 38{,}0\varepsilon/\alpha$
3	$c/t \leq 90{,}0\varepsilon$	$c/t \leq 37{,}0\varepsilon$	$c/t \leq 18{,}5\varepsilon\sqrt{k_\sigma}$ För k_σ se 5.4.1

$$\varepsilon = \left[\frac{235}{f_y}\frac{E}{210\,000}\right]^{0,5}$$

Stålsort	1.4301	1.4401	1.4462
f_y (N/mm^2)	210	220	460
ε	1,03	1,01	0,698

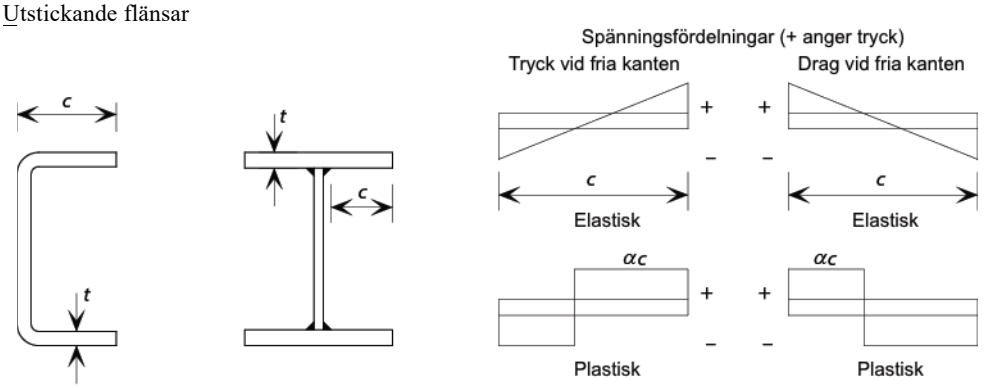
Anm:

För rektangulära hålprofiler kan c på säkra sidan sättas lika med $(h - 3t)$ eller $(b - 3t)$

$E = 200\times10^3$ N/mm^2

$$\alpha = \frac{1}{2}\left(1 + \frac{N_{Ed}}{f_y\, c \sum t_w}\right)$$ För tvärsnitt symmetriska kring huvudaxeln

Utstickande flänsar

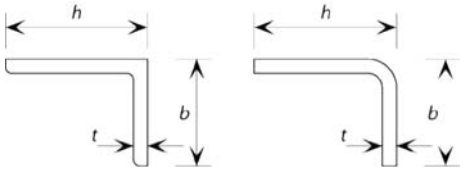


Klass	Profiltyp	Del med jämnt fördelad spänning	Del med spänningsfördelning enligt ovanstående figurer	
			Tryck vid fria kanten	Drag vid fria kanten
1	Kallformad och svetsad	$c/t \leq 9{,}0\varepsilon$	$c/t \leq \frac{9\varepsilon}{\alpha}$	$c/t \leq \frac{9\varepsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$
2	Kallformad och svetsad	$c/t \leq 10{,}0\varepsilon$	$c/t \leq \frac{10{,}0\varepsilon}{\alpha}$	$c/t \leq \frac{10{,}0\varepsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$

3	Kallformad och svetsad	$c/t \leq 14{,}0\varepsilon$	$c/t \leq 21{,}0\,\varepsilon\sqrt{k_\sigma}$ För k_σ se 5.4.1.

Vinkelprofiler

Se även Utstickande flänsar



(d)

Ej tillämpbart på vinkelprofiler i kontinuerlig kontakt med andra komponenter

Klass	Tvärsnitt som påverkas av tryckkraft
3	$\frac{h}{t} \leq 15{,}0\varepsilon$; $\frac{b+h}{2t} \leq 11{,}5\,\varepsilon$

$$\varepsilon = \left[\frac{235}{f_y}\frac{E}{210\,000}\right]^{0,5}$$

Stålsort	1.4301	1.4401	1.4462
f_y (N/mm^2)	210	220	460
ε	1,03	1,01	0,698

Notes:

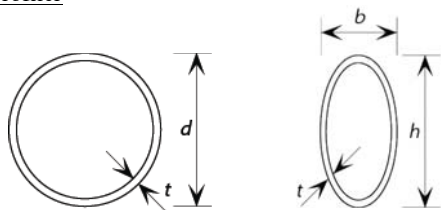
För kallformade U-profiler är ett mindre konservativt betraktelsesätt att anta $c = b_p$ där b_p är avståndet från flänsens fria kant till bockningsradiens centrumlinje (se Figur 5.5)

E = 200×10^3 N/mm^2

$$\alpha = \frac{1}{2}\left(1 + \frac{N_{Ed}}{f_y\, c \sum t_w}\right)$$

För vinkelprofiler som är symmetriska runt huvudaxeln

Rörprofiler



Klass	Tvärsnitt påverkat av böjning	Tvärsnitt påverkat av tryck
1	$d_e/t \leq 50\varepsilon^2$	$d_e/t \leq 50\varepsilon^2$
2	$d_e/t \leq 70\varepsilon^2$	$d_e/t \leq 70\varepsilon^2$
3	$d_e/t \leq 280\varepsilon^2$ För $d_e > 240$ mm och/eller $d_e/t > 280\varepsilon^2$, se EN 1993-1-6	$d_e/t \leq 90\varepsilon^2$ För $d_e/t > 90\varepsilon^2$, se EN 1993-1-6

$$\varepsilon = \left[\frac{235}{f_y}\frac{E}{210\,000}\right]^{0,5}$$

Stålsort	1.4301	1.4401	1.4462
f_y (N/mm^2)	210	220	460
ε	1,03	1,01	0,698

Anm:

$E = 200\times10^3$ N/mm^2

d_e är den ekvivalenta diametern. För cirkulära rörprofiler (CHS) är $d_e = d$.

För elliptiska rörprofiler (EHS) varierar d_e med typen av belastning:

För EHS belastad av tryck:

$$d_e = h\left[1 + \left\{1 - 2{,}3\left(\frac{t}{h}\right)^{0{,}6}\right\}\left(\frac{h}{b} - 1\right)\right]$$ eller, konservativt $$d_e = \frac{h^2}{b}$$

För EHS belastad med böjning runt största huvudaxeln (y-y):

När $\frac{h}{b} \leq 1{,}36$ $\quad d_e = \frac{b^2}{h}$

När $\frac{h}{b} > 1{,}36$ $\quad d_e = 0{,}4\frac{h^2}{b}$

För EHS belastad med böjning runt minsta huvudaxeln (z-z) eller tryck och böjning runt minsta huvdaxeln: $$d_e = \frac{h^2}{b}$$

For EHS belastad med tryck och böjning runt största huvudaxeln (y-y) kan d_e bestämmas genom linjär interpolation mellan den ekvivalenta diametern för tryck respektive för böjning baserat på a för tvärsnitt i klass 1 och 2 och y för tvärsnitt i klass 3 och 4.

5.4 Effektiva bredder

5.4.1 Effektiva bredder för tvärsnittsdelar i klass 4

Storheter för tvärsnitt i klass 4 kan beräknas genom att man använder effektiva bredder på de delar av tvärsnittet som helt eller delvis är utsatta för tryckspänningar. Alternativt kan man använda sig av provning, se kapitel 10.

Den effektiva arean för ett tvärsnitt i klass 4, som helt eller delvis är utsatt för tryckspänningar, A_{eff}, är tvärsnittets bruttoarea minus summan av de delar av varje slank tvärsnittsdel som inte antas medverka. Den effektiva arean av varje tvärsnittsdel i klass 4 är den effektiva bredden b_{eff} beräknad enligt nedan multiplicerad med tvärsnittsdelens tjocklek. När tvärsnittet påverkas av böjmoment måste man också beräkna ett effektivt tröghetsmoment I_{eff} och effektivt böjmotstånd W_{eff}.

De effektiva bredderna för tvärsnittsdelar som helt eller delvis är utsatta för tryckspänningar kan fås från Tabell 5.3 för inre element och från Tabell 5.4 för utstickande element. De effektiva bredderna för tryckta flänsar får baseras på spänningsförhållandet ψ beräknat på bruttotvärsnittet (ψ definieras i Tabell 5.3 och Tabell 5.4).Den effektiva bredden på ett liv bör baseras på spänningsförhållandet ψ beräknat för ett tvärsnitt som består av den tryckta flänsens effektiva area men livets och den dragna flänsens bruttoarea.

Reduktionsfaktorn ρ kan beräknas enligt följande:

Kallformade eller svetsade inre tvärsnittsdelar:

$$\rho = \frac{0{,}772}{\bar{\lambda}_p} - \frac{0{,}079}{\bar{\lambda}_p^2} \quad \text{dock} \quad \leq \; 1{,}0 \tag{5.1}$$

Utstickande tvärsnittsdelar (kallformade eller svetsade):

$$\rho = \frac{1}{\bar{\lambda}_p} - \frac{0{,}188}{\bar{\lambda}_p^2} \quad \text{dock} \quad \leq \; 1{,}0 \tag{5.2}$$

där $\bar{\lambda}_p$ är tvärsnittsdelens slankhet definierad som:

$$\bar{\lambda}_p = \frac{\bar{b}/t}{28{,}4\varepsilon\sqrt{k_\sigma}} \tag{5.3}$$

I vilket:

t är den aktuella tjockleken

k_σ är bucklingskoefficienten för spänningsförhållandet ψ enligt Tabell 5.3 respektive Tabell 5.4

$\bar{b}$ är den aktuella bredden enligt följande:

- $\bar{b}$ $= d$ för liv, med undantag för RHS
- $\bar{b}$ = plan elementbredd för liv i RHS, som kan sättas till $h - 3t$
- $\bar{b}$ $= b$ för inre flänsdelar, förutom för RHS
- $\bar{b}$ = plan elementbredd för flänsar i RHS, som kan sättas till $b - 3t$
- $\bar{b}$ $= c$ för utstickande flänsar
- $\bar{b}$ $= h$ för liksidiga vinkelprofiler och oliksidiga vinkelprofiler

ε är materialfaktorn definierad i Tabell 5.2.

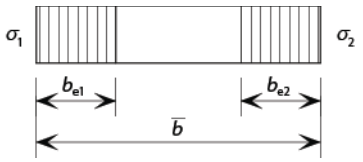
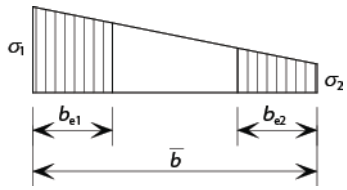
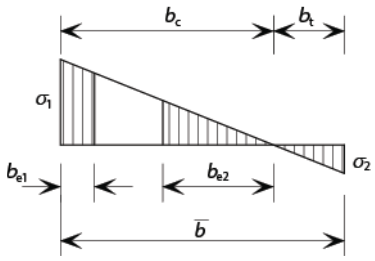
> EN 1993-1-4 anger att för liv och flänsar i RHS kan $\bar{b}$ konservativt sättas till $h - 2t$ respektive $b - 2t$. I den kommande reviderade versionen av EN 1993-1-4 förväntas att detta ändras till $h - 3t$ and $b - 3t$, vilket är i enlighet med definitionerna i EN 1993-1-5.

För kallformade öppna tvärsnitt är ett mindre konservativt betraktelsesätt att anta $\bar{b} = b_p$, där b_p är den nominellt plana elementbredden, mätt från mittpunkterna i motstående hörn (se Figur 5.5).

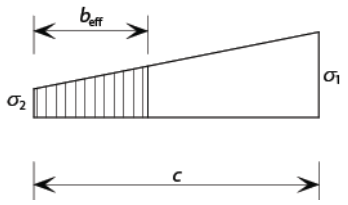
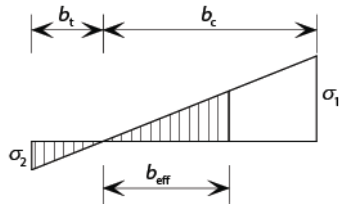
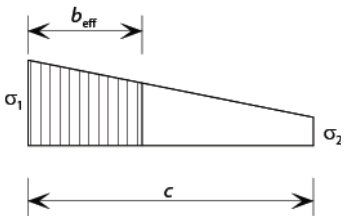
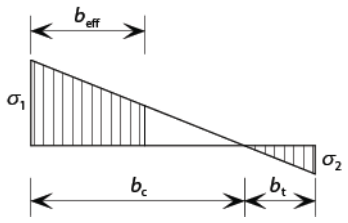
I allmänhet kommer neutrallagret för det effektiva tvärsnittet att vara förskjutet en sträcka e i förhållande till bruttotvärsnittets neutrallager, se Figur 5.1 och Figur 5.2. Detta bör beaktas när man beräknar tvärsnittsvärdena för det effektiva tvärsnittet.

När tvärsnittet utsätts för axiellt tryck beaktar rekommendationerna i avsnitt 6.5.2 tillskottsmomentet $\Delta M_{ed} = N_{Ed}\, e_N$, där e_N är förskjutningen av neutrallagret när tvärsnittet är utsatt för jämnt fördelat tryck, se Figur 5.2.

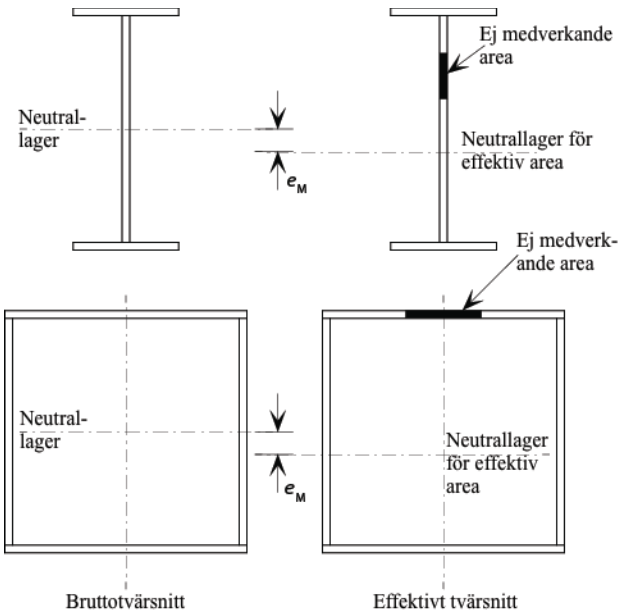
Tabell 5.3 Inre tryckta tvärsnittsdelar

Spänningsfördelning (tryck positivt)				Effektiv bredd b_{eff}		
				$\underline{\psi = 1:}$ $b_{\text{eff}} = \rho\bar{b}$ $b_{\text{e1}} = 0{,}5 b_{\text{eff}}$ $b_{\text{e2}} = 0{,}5 b_{\text{eff}}$		
				$\underline{1 > \psi \geq 0:}$ $b_{\text{eff}} = \rho\bar{b}$ $b_{\text{e1}} = \dfrac{2\, b_{\text{eff}}}{5 - \psi}$ $b_{\text{e2}} = b_{\text{eff}} - b_{\text{e1}}$		
				$\underline{\psi < 0:}$ $b_{\text{eff}} = \rho b_{\text{c}} = \rho\bar{b}/(1 - \psi)$ $b_{\text{e1}} = 0{,}4 b_{\text{eff}}$ $b_{\text{e2}} = 0{,}6 b_{\text{eff}}$		
$\psi = \sigma_2/\sigma_1$	1	$1 > \psi > 0$	0	$0 > \psi > -1$	-1	$-1 > \psi - 3$
Bucklings-koefficient k_σ	4,0	$8{,}2 \,/\, (1{,}05 + \psi)$	7,81	$7{,}81 - 6{,}29\psi + 9{,}78\psi^2$	23,9	$5{,}98\,(1 - \psi)^2$

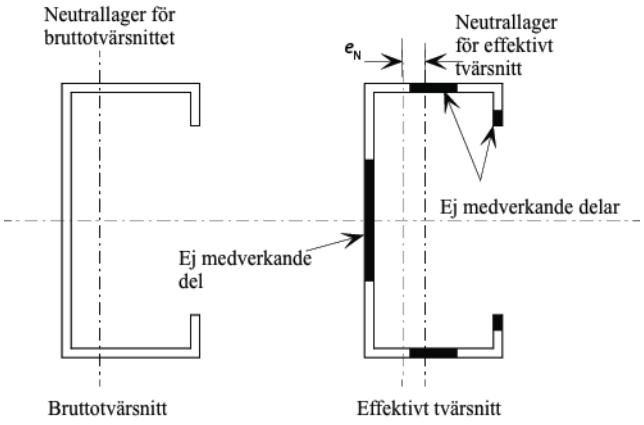
Tabell 5.4 Utstickande tryckta tvärsnittsdelar

Spänningsfördelning (tryck positivt)			Effektiv bredd b_{eff}	
			$\underline{1 > \psi \geq 0:}$ $b_{\text{eff}} = \rho c$	
			$\underline{\psi < 0:}$ $b_{\text{eff}} = \rho b_c = \rho c/(1-\psi)$	
$\psi = \sigma_2/\sigma_1$	1	0	-1	$+1 \geq \psi \geq -3$
Bucklingskoefficient k_σ	0,43	0,57	0,85	$0{,}57 - 0{,}21\psi + 0{,}07\psi^2$
			$\underline{1 > \psi \geq 0:}$ $b_{\text{eff}} = \rho b_c$	
			$\underline{\psi < 0:}$ $b_{\text{eff}} = \rho b_c = \rho c/(1-\psi)$	

$\psi = \sigma_2/\sigma_1$	1	$1 > \psi > 0$	0	$0 > \psi > -1$	-1
Bucklings-koefficient k_σ	0,43	$0{,}578 / (\psi + 0{,}34)$	1,70	$1{,}7 - 5\psi + 17{,}1\psi^2$	23,8



Figur 5.1 *Tvärsnitt i klass 4 påverkat av böjmoment*



Figur 5.2 *Tvärsnitt i klass 4 påverkat av tryckkraft*

5.4.2 Inverkan av shear lag

Man kan bortse från shear lag i flänsarna om $b_0 < L_e /50$, där b_0 tas som utstående fläns eller halva bredden av ett inre element och L_e är längden mellan momentnollpunkterna. När gränsen för b_0 överskrids bör effekterna av shear lag i flänsarna beaktas. Vägledningen för kolstål i EN 1993-1-5 är tillämplig. Notera att EN 1993-1- 5 fordrar att hänsyn tas till shear lag både i brottgränstillstånd och i bruksgränstillstånd.

5.4.3 Skålning av fläns

För en bred fläns i en profil utsatt för böjning, eller för en fläns i en välvd profil utsatt för böjning där den konkava sidan är utsatt för tryck, bör skålning (d v s krökning av flänsen mot det neutrala planet) av flänsen beaktas i bestämningen av bärförmågan. Om skålningen är

mindre än 5 % av tvärsnittshöjden behöver effekten av skålning inte beaktas. För det fall att skålningen överstiger 5 % bör detta beaktas t ex genom att hävarmen för delar av flänsen minskas och att möjlig böjning av tvärsnittets liv beaktas.

Bredd-tjockleksförhållandet för flänsar i typiska rostfria balkar är sannolikt sådant att skålning av fläns inte behöver beaktas. Vid behov är riktlinjerna för kolstål i EN 1993-1-3 tillämpliga.

5.5 Avstyvade tvärsnittsdelar

5.5.1 Kantavastyvningar

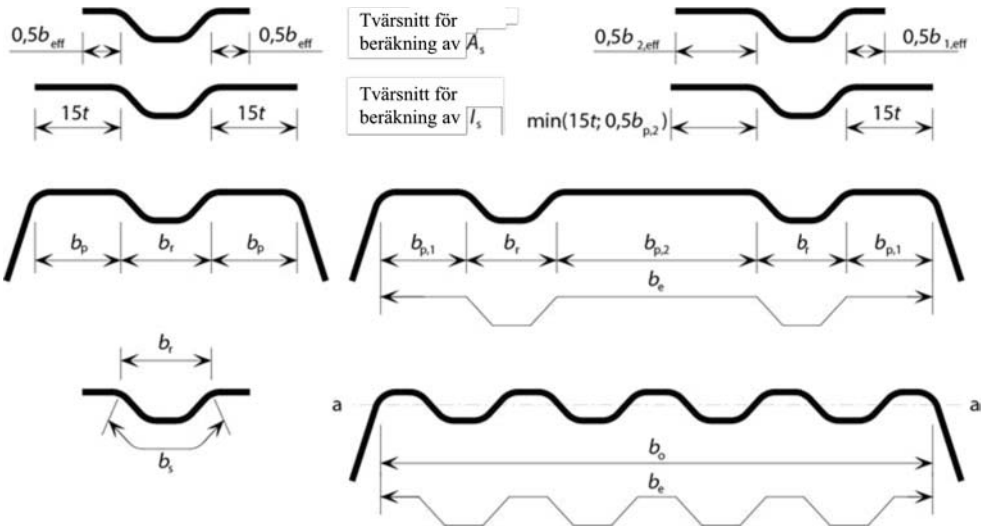
Anvisningarna för kolstål i EN 1993-1-3 kan tillämpas.

5.5.2 Mellanliggande avstyvningar

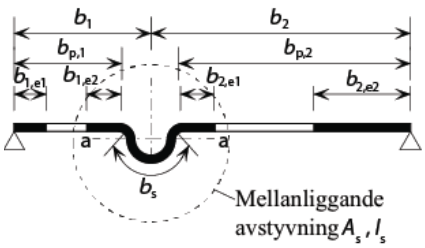
Anvisningar för kolstål i EN 1993-1-3 kan tillämpas.

5.5.3 Trapetsprofilerad plåt med mellanliggande flänsavstyvningar

Vid jämnt fördelad tryckspänning kan det effektiva tvärsnittet för en fläns med mellanliggande avstyvningar antas bestå av de reducerade effektiva areorna $A_{s,red}$ inklusive två remsor med bredden $0{,}5b_{eff}$ eller $15t$ vinkelrätt mot avstyvningarna, se Figur 5.3 och Figur 5.4.



Figur 5.3 *Tryckt fläns med en, två eller flera avstyvningar*



Figur 5.4 *Mellanliggande avstyvning*

För en centrisk avstyvning i flänsen bör den elastiska kritiska bucklingsspänningen $\sigma_{cr,s}$ (som används för att bestämma $\bar{\lambda}_d$) sättas till:

$$\sigma_{\mathrm{cr,s}} = \frac{4{,}2k_{\mathrm{w}}E}{A_{\mathrm{s}}}\sqrt{\frac{I_{\mathrm{s}}\,t^3}{4b_p^2(2b_{\mathrm{p}}+3b_{\mathrm{s}})}} \tag{5.4}$$

där:

b_{p} är den teoretiska bredden på det plana elementet

b_{s} är avstyvningens bredd, mätt runt dess omkrets

A_{s} är tvärsnittsarean av avstyvningens tvärsnitt

I_{s} är tröghetsmomentet för avstyvningens tvärsnitt

Dessa parametrar definieras i Figur 5.3, Figur 5.4 och Figur 5.5.

k_{w} är en koefficient som beaktar den avstyvade flänsens inspänning mot rotation på grund av liven eller andra anslutande element, se nedan. Vid beräkning av effektivt tvärsnitt vid axiell tryckkraft är $k_{\mathrm{w}} = 1{,}0$.

För två symmetriskt placerade flänsavstyvningar bör den elastiska kritiska bucklingsspänningen $\sigma_{\mathrm{cr,s}}$ sättas till:

$$\sigma_{\mathrm{cr,s}} = \frac{4{,}2k_{\mathrm{w}}E}{A_{\mathrm{s}}}\sqrt{\frac{I_{\mathrm{s}}\,t^3}{8b_1^2(3b_{\mathrm{e}}-4b_1)}} \tag{5.5}$$

I vilket:

$$b_{\mathrm{e}} = 2b_{\mathrm{p,1}} + b_{\mathrm{p,2}} + 2b_{\mathrm{s}} \tag{5.6}$$

$$b_1 = b_{\mathrm{p,1}} + 0{,}5b_{\mathrm{r}} \tag{5.7}$$

där:

$b_{\mathrm{p,1}}$ är den teoretiska bredden för ett plant ytterelement enligt Figur 5.4.

$b_{\mathrm{p,2}}$ är den teoretska bredden för det plana elementet i mitten enligt Figur 5.4.

b_{r} är avstyvningens totala bredd, se Figur 5.3.

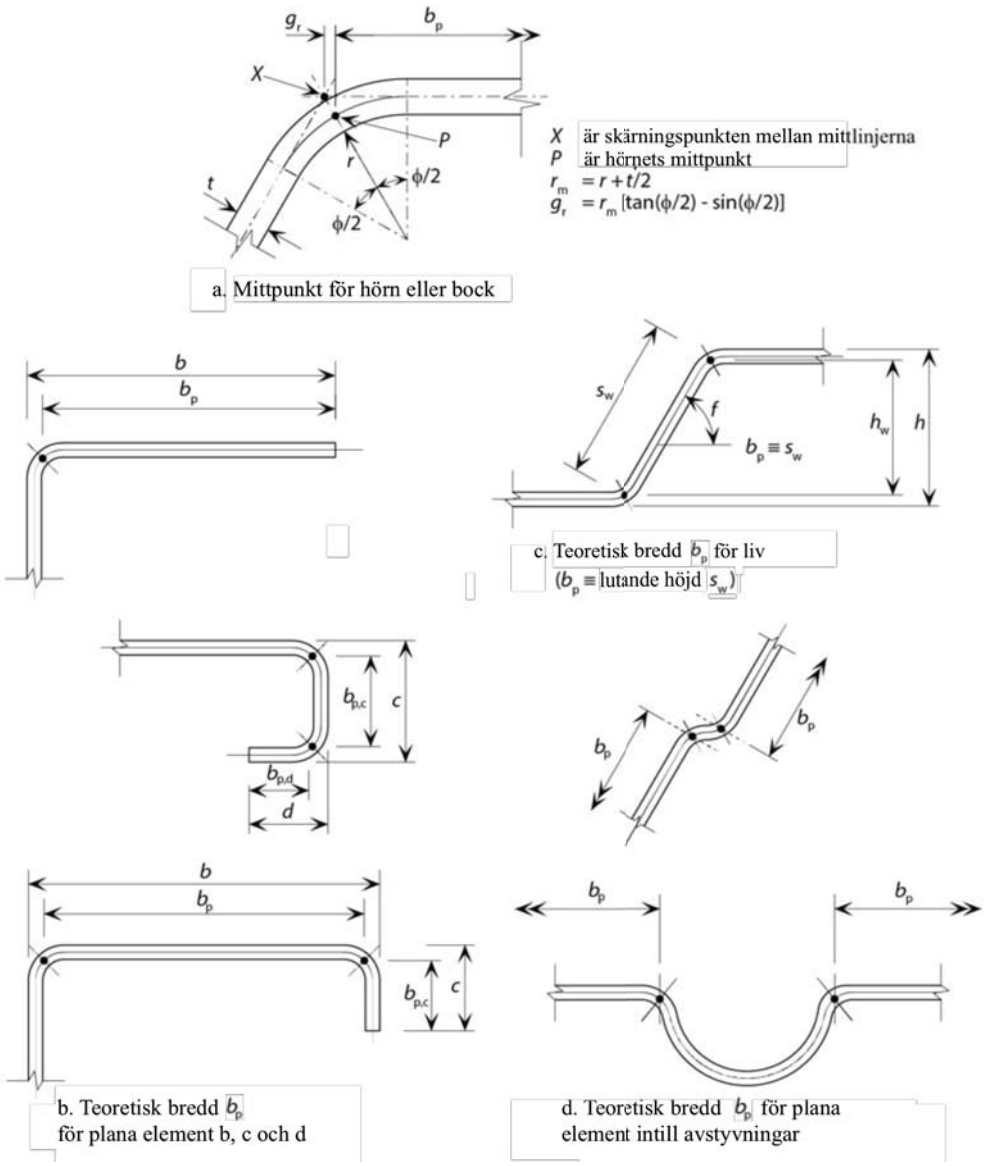
Värdet på k_{w} kan beräknas med utgångspunkt från den tryckta flänsens bucklingsvåglängd l_b enligt följande:

$$\frac{l_{\mathrm{b}}}{s_{\mathrm{w}}} \geq 2, \quad k_{\mathrm{w}} = k_{\mathrm{wo}} \tag{5.8}$$

$$\frac{l_{\mathrm{b}}}{s_{\mathrm{w}}} < 2, \quad k_{\mathrm{w}} = k_{\mathrm{wo}} - (k_{\mathrm{wo}} - 1)\left[\frac{2l_{\mathrm{b}}}{s_{\mathrm{w}}} - \left(\frac{l_{\mathrm{b}}}{s_{\mathrm{w}}}\right)^2\right] \tag{5.9}$$

där:

s_{w} är livets lutande höjd, se Figur 5.5.



Figur 5.5 *Teoretiska bredder på plana element b_p med hänsyn till hörnradier*

Alternativt kan koefficienten för inspänning mot rotation, k_w, på säkra sidan sättas lika med 1,0 motsvarande ledad infästning.

Värdena på l_b och k_{wo} kan bestämmas som:

a) för tryckt fläns med en mellanliggande avstyvning:

$$l_b = 3{,}07 \sqrt[4]{\frac{I_s\, b_p^2\,(2b_p + 3b_s)}{t^3}} \tag{5.10}$$

$$k_{\mathrm{wo}} = \sqrt{\frac{s_{\mathrm{w}} + 2b_{\mathrm{d}}}{s_{\mathrm{w}} + 0{,}5b_{\mathrm{d}}}} \tag{5.11}$$

$$b_{\mathrm{d}} = 2b_{\mathrm{p}} + b_{\mathrm{s}} \tag{5.12}$$

b) för tryckt fläns med två eller tre mellanliggande avstyvningar:

$$l_{\mathrm{b}} = 3{,}65\sqrt[4]{\frac{I_{\mathrm{s}} b_1^2 (3b_{\mathrm{e}} - 4b_1)}{t^3}} \tag{5.13}$$

$$k_{\mathrm{wo}} = \sqrt{\frac{(2b_{\mathrm{e}} + s_{\mathrm{w}})(3b_{\mathrm{e}} - 4b_1)}{b_1(4b_{\mathrm{e}} - 6b_1) + s_{\mathrm{w}}(3b_{\mathrm{e}} - 4b_1)}} \tag{5.14}$$

Avstyvningens reducerade effektiva area $A_{\mathrm{s,red}}$ med hänsyn till buckling av kantavstyvningen bör sättas till:

$$A_{\mathrm{s,red}} = \chi_{\mathrm{d}} A_{\mathrm{s}} \frac{f_{\mathrm{y}}/\gamma_{\mathrm{M0}}}{\sigma_{\mathrm{com,ser}}} \text{ men } A_{\mathrm{s,red}} \leq A_{\mathrm{s}} \tag{5.15}$$

där:

$\sigma_{\mathrm{com,ser}}$ är den största tryckspänningen i avstyvningen (beräknad på det effektiva tvärsnittet) av last i bruksgränstillståndet.

Om livet inte har några avstyvningar bör χ_{d} bestämmas enligt följande:

$$\bar{\lambda}_{\mathrm{d}} \leq 0{,}65 \qquad \chi_{\mathrm{d}} = 1{,}0 \tag{5.16}$$

$$0{,}65 < \bar{\lambda}_{\mathrm{d}} < 1{,}38 \qquad \chi_{\mathrm{d}} = 1{,}47 - 0{,}723\bar{\lambda}_{\mathrm{d}} \tag{5.17}$$

$$\bar{\lambda}_{\mathrm{d}} \geq 1{,}38 \qquad \chi_{\mathrm{d}} = \frac{0{,}66}{\bar{\lambda}_{\mathrm{d}}} \tag{5.18}$$

där $\bar{\lambda}_{\mathrm{d}} = \sqrt{f_{\mathrm{y}}/\sigma_{\mathrm{cr,s}}}$

Om även liven har avstyvningar hänvisas till EN 1993-1-3.

Vid bestämning av effektiva tvärsnittsstorheter bestäms den reducerade effektiva arean $A_{\mathrm{s,red}}$ genom att man använder en reducerad tjocklek $t_{\mathrm{red}} = t\,(A_{\mathrm{red}}/A_{\mathrm{s}})$ för alla element som ingår i A_{s}.

5.6 Beräkning av tvärsnittsstorheter

5.6.1 Allmänt

Beräkning av tvärsnittsstorheter bör göras med beaktande av eventuell reduktion av bruttoarean på grund av buckling eller eventuella hål. Tjockleksreduktionen i kallformade hörn kan försummas beroende på den hållfasthetshöjning som kallbearbetningen ger.

5.6.2 Inverkan av hörnrundning

Man kan bortse från avrundade hörns inverkan på tvärsnittets bärförmåga om den inre radien är $r \leq 5t$ och $r \leq 0.10 b_p$ och tvärsnittet kan antas bestå av plana element med skarpa hörn. Hänsyn bör alltid tas till avrundade hörns inverkan på tvärsnittets styvhet.

När inverkan av avrundade hörn på tvärsnittsegenskaperna bör beaktas kan man med tillräcklig noggrannhet göra det genom att reducera värden beräknade för ett i övrigt likadant tvärsnitt med skarpa hörn, se Figur 5.6 med hjälp av följande approximativa uttryck:

$$A_g = A_{g,sh}\,(1 - \delta) \tag{5.19}$$

$$I_g = I_{g,sh}\,(1 - 2\delta) \tag{5.20}$$

$$I_w = I_{w,sh}\,(1 - 4\delta) \tag{5.21}$$

I vilket:

$$\delta = 0{,}43\,\frac{\sum_{j=1}^{n} r_j \frac{\varphi_j}{90^o}}{\sum_{i=1}^{m} b_{p,i}} \tag{5.22}$$

där:

A_g är bruttotvärsnittets area

$A_{g,sh}$ är värdet på A_g för ett tvärsnitt med skarpa hörn

$b_{p,I}$ är den teoretiska bredden på det plana elementet i för ett tvärsnitt med skarpa hörn

I_g är tröghetsmomentet för bruttotvärsnittet

$I_{g,sh}$ är värdet på I_g för ett tvärsnitt med skarpa hörn

I_w är välvstyvhetens tvärsnittsfaktor för bruttotvärsnittet

$I_{w,sh}$ är värdet på I_w för ett tvärsnitt med skarpa hörn

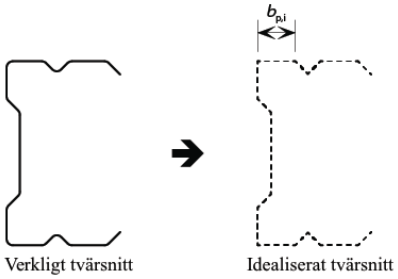
φ_j är vinkeln mellan två plana element

m är antalet plana element

n är antalet krökta element

r_j är innerradien för det krökta elementet j

Reduktionerna enligt ovan kan även tillämpas vid beräkning av de effektiva tvärsnittsstorheterna A_{eff}, $I_{y,eff}$, $I_{z,eff}$ och $I_{w,eff}$, under förutsättning att de teoretiska bredderna på de plana elementen mäts till skärningspunkten mellan deras mittlinjer.



Figur 5.6 *Verkligt och idealiserat tvärsnitt*

5.6.3 Bruttotvärsnitt

Vid beräkning av storheter för bruttotvärsnittet behöver man inte göra avdrag för hål för fästelement, men man bör ta hänsyn till större hål.

5.6.4 Nettotvärsnitt

Nettoarean för ett tvärsnitt eller en tvärsnittsdel bör sättas lika med dess bruttoarea med avdrag för alla hål, inklusive hål för fästelement. Vid hålavdrag för fästelement bör den nominella håldiametern användas.

För ej förskjutna hål för fästelement, bör den area som dras av från bruttotvärsnittets area vara den största summan av hålareorna i något tvärsnitt vinkelrätt mot balkens axel (se snitt (2) i Figur 5.7).

Om hålen inte är symmetriskt placerade bör den totala avdragna arean vara det största värdet av:

- Avdraget värde för icke-förskjutna hål
- $t\left(nd_0 - \sum\left[\frac{s^2}{4p}\right]\right)$

  där:

  s är avståndet mellan centrum två på varandra följande hål uppmätt parallellt med balkens axel.

  p är avståndet mellan centrum för samma hål uppmätt vinkelrätt mot balkens axel.

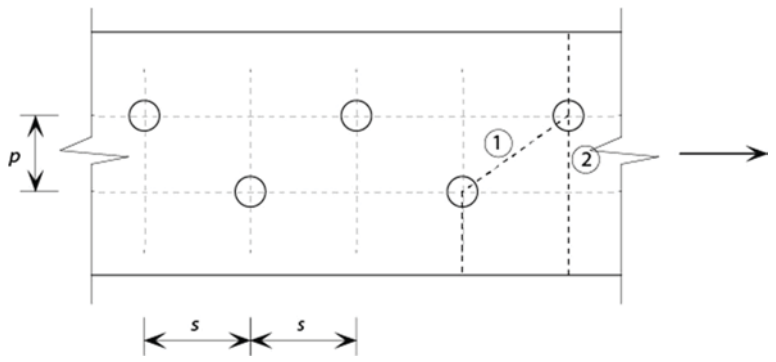
  t är tjockleken.

  n är antalet hål i något snitt, diagonalt eller sick-sack över bärverksdelen eller del av bärverksdelen, se Figur 5.7.

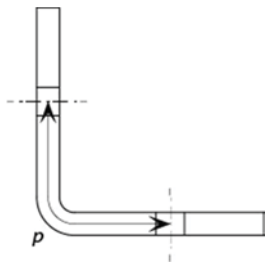
  d_0 är hålets diameter.

För vinkelprofiler med hål i båda skänklarna**,** bör längden mätas längs tjockleksccentrum på materialet, se Figur 5.8.

För vinkelprofiler infästa i en skänkel, se avsnitt 7.2.



Figur 5.7 *Förskjutna hål och kritiska brottlinjer 1 och 2*



Figur 5.8 *Hålavstånd för vinkelprofil med hål i båda skänklarna*

5.7 Tvärsnittets bärförmåga

5.7.1 Allmänt

Detta avsnitt avser enbart bärförmågan hos tvärsnitt. För att få fram ett elements bärförmåga krävs även en kontroll av tänkbara instabilitetsfall. Global instabilitet behandlas i kapitel 6 och lokal instabilitet beaktas med effektivt tvärsnitt. De γ_M-faktorer som används i detta avsnitt ges i Tabell 4.1.

Deformationshårdnandet vid kallformningsoperationer under tillverkning (se avsnitt 2.2.1) kommer i allmänhet att öka tvärsnittets bärförmåga. Vägledning om hur man dra nytta av denna ökade bärförmåga som härrör från tillverkningen ges i bilaga B.

Tillskottet till den dimensionerande tvärsnittsbärförmågan på grund av den positiva effekten av deformationshårdnande kan tas hänsyn till genom en metod som beaktar töjhärdning (Continuous Strength Method, CSM) som beskrivs i bilaga D.

Alternativt kan bärförmågeökningen orsakad av deformationshårdnande verifieras genom provning (se kapitel 10).

5.7.2 Tvärsnitt påverkade av dragkraft

Bärförmågan hos tvärsnitt som enbart påverkas av jämnt fördelade dragspänningar, $N_{t.Rd}$, kan sättas till det minsta av:

a) bruttotvärsnittets dimensionerande plastiska kapacitet

$$N_{\mathrm{pl,Rd}} = \frac{A_{\mathrm{g}}\, f_{\mathrm{y}}}{\gamma_{\mathrm{M0}}} \tag{5.23}$$

b) nettotvärsnittets dimensionerande brotthållfasthet vid hål för fästelement

$$N_{\mathrm{u,Rd}} = \frac{k\, A_{\mathrm{net}}\, f_{\mathrm{u}}}{\gamma_{\mathrm{M2}}} \tag{5.24}$$

där:

A_{g} bruttotvärsnittets area

A_{net} är nettotvärsnittets area (se avsnitt 5.6.4)

f_{y} är den karakteristiska sträckgränsen (normalt min-värdet för den nominella 0,2-gränsen, se Tabell 2.2)

f_{u} är den karakteristiska brottgränsen (normalt min-värdet för det nominella värdet, se Tabell 2.2)

k är en faktor som beror av håltagningsmetod och typ av belastning

- k = 1,0 för tvärsnitt med hål med fina snittytor (d v s hål utan sprickanvisningar), till exempel borrade eller vattenskurna hål
- k = 0,9 för tvärsnitt med hål med grova snittytor (d v s hål med sprickanvisningar), till exempel stansade eller plasmaskurna hål
- k = 0,9 för bärverk belastade med utmattning

Ekvation (5.24) förväntas införas i den kommande reviderade versionen av EN 1993-1-1 för kolstål och har visat sig vara tillämpbar även för rostfritt stål. I den nu gällande EN 1993-1-4 tillämpas ett mer konservativt uttryck från EN 1993-1-3:

$$N_{\mathrm{u,Rd}} = \frac{k_{\mathrm{r}}\, A_{\mathrm{net}}\, f_{\mathrm{u}}}{\gamma_{\mathrm{M2}}} \tag{5.25}$$

I vilket

$$k_{\mathrm{r}} = [1 + 3r(d_0/u - 0{,}3)] \tag{5.26}$$

där:

r = [antalet skruvar i tvärsnittet]/[totalt antal skruvar i förbandet]

d_0 är skruvhålets nominella diameter

u $= 2e_2$ men $u \leq p_2$

e_2 är kantavståndet från skruvhålets centrum till intilliggande kant, vinkelrätt mot lastriktningen

p_2 är centrumavståndet mellan skruvhål, vinkelrätt mot lastriktningen.

5.7.3 Tvärsnitt påverkade av tryckkraft

Bärförmågan för ett tvärsnitt påverkat av tryckkraft, $N_{\mathrm{c,Rd}}$, med verkningslinje genom bruttotvärsnittets tyngdpunkt (för tvärsnittsklass 1, 2 och 3) eller det effektiva tvärsnittets tyngdpunkt (för tvärsnittsklass 4) kan sättas till:

$$N_{c,Rd} = A_g f_y/\gamma_{M0}$$ För tvärsnittsklass 1, 2 och 3 (5.27)

$$N_{c,Rd} = A_{eff} f_y/\gamma_{M0}$$ För tvärsnittsklass 4 (5.28)

Anm: Tvärsnitt i klass 4 som inte är dubbelsymmetriska bör beräknas enligt avsnitt 5.7.6 för att ta hänsyn till tillskottsmomentet ΔM_{Ed} på grund av neutrallagrets förflyttning., se avsnitt 5.4.1.

5.7.4 Tvärsnitt påverkade av böjmoment

I frånvaro av tvär- och normalkrafter kan den dimensionerande bärförmågan för böjmoment, $M_{c,Rd}$, för ett tvärsnitt beräknas som:

$$M_{c,Rd} = W_{pl} f_y/\gamma_{M0}$$ för tvärsnittsklass 1 och 2 (5.29)

$$M_{c,Rd} = W_{el,min} f_y/\gamma_{M0}$$ för tvärsnittsklass 3 (5.30)

$$M_{c,Rd} = W_{eff,min} f_y/\gamma_{M0}$$ För tvärsnittsklass 4 (5.31)

där:

W_{pl} är det plastiska böjmotståndet

$W_{el,min}$ är det elastiska böjmotståndet svarande mot fibern med den största elastiska spänningen (se även avsnitt 5.1för kallformade tvärsnitt)

$W_{eff,min}$ är det elastiska böjmotståndet för den fiber i det effektiva tvärsnittet som svarar mot den största elastiska spänningen (se avsnitt 5.1 för kallformade tvärsnitt).

För tvärsnitt med böjmoment kring båda axlarna, se avsnitt 5.7.6.

5.7.5 Tvärsnitt påverkade av tvärkraft

Den plastiska tvärkraftskapaciteten $V_{pl,Rd}$ kan allmänt sättas till:

$$V_{pl,Rd} = \left(\frac{A_v\,(f_y/\sqrt{3})}{\gamma_{M0}}\right) \tag{5.32}$$

där A_v är skjuvarean.

I Tabell 5.5 ges uttryck för skjuvarean för olika tvärsnitt.

Tabell 5.5 *Skjuvarean A_v för olika tvärsnitt*

Tvärsnitt	**Skjuvarea A_v**
Valsade I- och H-profiler, last parallellt med livet	$A - 2bt_f + (t_w + 2r)t_f$ men inte mindre än $\eta h_w t_w$
Valsade U-profiler, last parallellt med livet	$A - 2bt_f + (t_w + r)\, t_f$
Valsade T-profiler, last parallellt med livet	Valsade: $A - bt_f + (t_w + 2r)\frac{t_f}{2}$ Svetsade: $t_w(h - \frac{t_f}{2})$
Svetsade I-, H- och lådprofiler, last parallellt med livet	$\eta\sum(h_w t_w)$
Svetsade I-, H-, U- och lådprofiler, last parallellt med flänsarna	$A - \sum(h_w t_w)$
Rektangulära rör med konstant godstjocklek	Last i styva riktningen: $Ah/(b + h)$ Last i veka riktningen: $Ab/(b + h)$
Cirkulära rör med konstant godstjocklek	$2A/\pi$
Elliptiska rör med konstant tjocklek, last i styva riktningen	$2(h - t)/t$
Elliptiska rör med konstant tjocklek, last i veka riktningen	$2(b - t)/t$

där:

A är tvärsnittsarean

b är totalbredden

h är totalhöjden

h_w är livhöjden

r är rotradien

t_f är flänstjockleken

t_w är livtjockleken (om livtjockleken inte är konstant, bör t_w tas som den minsta tjockleken).

h se EN 1993-1-5. (EN 1993-1-4 rekommenderar h = 1,20.)

Anm: Samma värde på h bör användas för att beräkna skjuvbucklingsbärförmågan som den som används för att beräkna den plastiska bärförmågan för skjuvning.

Bärförmågan med hänsyn till skjuvbuckling bör också kontrolleras, se avsnitt 6.4.3.

5.7.6 Tvärsnitt belastade med kombinerade laster

Vid belastning med normalkraft bör effekten av denna beaktas vid bestämning av den plastiska momentkapaciteten. För tvärsnittsklass 1 och 2 gäller:

$$M_{Ed} \leq M_{N,Rd} \tag{5.33}$$

där $M_{N,Rd}$ är den dimensionerande plastiska momentkapaciteten reducerad p g a normalkraften N_{Ed}.

För dubbelsymmetriska I- och H-profiler eller andra profiler med fläns, behöver inte hänsyn tas till påverkan av axialkraften på den plastiska momentkapaciteten kring y-y axeln om båda villkoren nedan uppfyllts:

$$N_{\mathrm{Ed}} \leq 0{,}25 N_{\mathrm{pl,Rd}} \tag{5.34}$$

$$N_{\mathrm{Ed}} \leq 0{,}5 h_{\mathrm{w}} t_{\mathrm{w}} f_{\mathrm{y}} / \gamma_{\mathrm{M0}} \tag{5.35}$$

I frånvaro av tvärkraft för tvärsnitt i klass 3 och 4 bör den största longitudinella spänningen uppfylla följande villkor:

$$\sigma_{\mathrm{x,Ed}} \leq f_{\mathrm{y}} / \gamma_{\mathrm{M0}} \tag{5.36}$$

där:

$\sigma_{\mathrm{x,Ed}}$ dimensioneringsvärdet för den lokala longitudinella spänningen p g a moment och normalkraft med hänsyn taget till hål för fästelement när det är relevant.

För tvärsnitt i klass 4, som ett alternativ till villkoret i Ekvation (5.36), så bör även följande villkor uppfyllas:

$$\frac{N_{\mathrm{Ed}}}{A_{\mathrm{eff}}\, f_{\mathrm{y}} / \gamma_{\mathrm{M0}}} + \frac{M_{\mathrm{y,Ed}} + N_{\mathrm{Ed}}\, e_{\mathrm{Ny}}}{W_{\mathrm{eff,y,min}}\, f_{\mathrm{y}} / \gamma_{\mathrm{M0}}} + \frac{M_{\mathrm{z,Ed}} + N_{\mathrm{Ed}}\, e_{\mathrm{Nz}}}{W_{\mathrm{eff,z,min}}\, f_{\mathrm{y}} / \gamma_{\mathrm{M0}}} \leq 1 \tag{5.37}$$

där:

A_{eff} är tvärsnittets effektiva area när det utsätts för centriskt tryck.

$W_{\mathrm{eff,min}}$ är tvärsnittets effektiva böjmotstånd när det endast utsätts för moment kring relevant axel.

e_{N} Är förflyttningen av neutrallagret när tvärsnittet endast utsätts för tryck.

Observera att för vinkelprofiler tas u- och v-axeln som y- respektive z-axel i ovanstående.

När V_{Ed} överstiger 50 % av $V_{\mathrm{pl.Rd}}$ beräknas tvärsnittets dimensionerande bärförmåga med hänsyn till kombinationer av moment och axialkraft med en reducerad sträckgräns $(1 - \rho)\, f_{\mathrm{y}}$ för skjuvarean, där $\rho = (2V_{\mathrm{Ed}} / V_{\mathrm{pl.Rd}} - 1)^2$.

6 DIMENSIONDERING AV KONSTRUKTIONSELEMENT

6.1 Inledning

De kontroller som behöver göras vid dimensionering av konstruktionselement i rostfritt stål är desamma som vid kolstål. Det rekommenderas att krafter och moment i konstruktionselementen bestäms med elastisk analys.

Utöver tvärsnittskapaciteten, se kapitel 5, beaktas konstruktionselementens stabilitet enligt detta avsnitt.

Ett möjligt angreppssätt för att dimensionera rostfria stålelement med hänsyn till instabilitet är att använda tangentmodulen motsvarande den spänning då instabiliteten inträffar istället för initialmodulen som används i regler för kolstål. Om man antar likartade nivåer på geometriska imperfektioner och egenspänningar i konstruktionselement i kolstål och rostfritt stål, leder detta normalt till tillfredsställande resultat om beräkningen baseras på fastställda regler för kolstål. Det angreppssättet är därför tillgängligt för konstruktören. Det kräver dock iterativa beräkningar, och har därför undvikits i denna handbok med undantag för några fall, där det har använts för att ta fram användbara dimensioneringskurvor som kan användas med initialmodulen. Istället har tonvikten lagts på att kalibrera mot tillgängliga experimentella data.

Följande avsnitt är avsedda att användas för dubbel-, enkel- eller punktsymmetriska konstanta tvärsnitt. Bärförmågan hos konstruktionselement som inte har någon symmetriaxel bör verifieras genom provning.

6.2 Dragna konstruktionslement

Konstruktionselement som enbart utsätts för dragkraft påverkas inte av någon instabilitet. Dimensioneringen av dem kan därför baseras enbart på bärförmågan hos tvärsnitten, se avsnitt 5.7.2, och anslutningarnas bärförmåga, se kapitel 7.

För en vinkelprofil som ansluts genom ena skänkeln och för andra osymmetriskt anslutna konstruktionselement gäller:

$$N_{\mathrm{t,Rd}} = N_{\mathrm{pl,Rd}} \leq N_{\mathrm{u,Rd}} \tag{6.1}$$

där termerna definieras i avsnitt 7.7.2 och $N_{\mathrm{u,Rd}}$ bestäms enligt avsnitt 7.2.3.

6.3 Tryckta konstruktionselement

6.3.1 Allmänt

Konstruktionselement belastade med tryckkraft kan påverkas av ett antal instabilitetsfall:

- Buckling (endast tvärsnittsklass 4)
- Böjknäckning
- Vridknäckning
- Böjvridknäckning

Dubbelsymmetriska tvärsnitt (CHS, RHS, I-profiler etc)

Dubbelsymmetriska tvärsnitt behöver inte kontrolleras för böjvridknäckning, eftersom skjuvningsmedelpunkten sammanfaller med tvärsnittets tyngdpunkt.

Cirkulära och kvadratiska rör behöver inte kontrolleras för vridknäckning.

Enkelsymmetriska tvärsnitt (liksidiga vinkelprofiler, U-profiler etc)

Profiler som enkla U-profiler och liksidiga vinkelprofiler måste kontrolleras för böjvridknäckning, eftersom skjuvningsmedelpunkten inte sammanfaller med tvärsnittets tyngdpunkt.

Punktsymmetriska tvärsnitt (Z-profiler, korsformade profiler etc)

Vridknäckning kan vara dimensionerande knäckningsfall för dessa tvärsnitt.

6.3.2 Buckling

För tvärsnitt i klass 4 beaktas buckling genom användandet av tvärsnittets effektiva area. Observera att tillskottsmomentet ΔM_{Ed} på grund av förskjutningen av det effektiva tvärsnittets neutrallager i förhållande till bruttotvärsnittets neutrallager i osymmetriska tvärsnitt i klass 4 bör beaktas i enlighet med avsnitt 6.5.

6.3.3 Böjknäckning

Bärförmågan med hänsyn till böjknäckning bör bestämmas som:

$$N_{\mathrm{b,Rd}} = \chi\, A\, f_{\mathrm{y}} \,/\, \gamma_{\mathrm{M1}} \qquad \text{för tvärsnitt i klass 1, 2 och 3} \tag{6.2}$$

$$N_{\mathrm{b,Rd}} = \chi\, A_{\mathrm{eff}}\, f_{\mathrm{y}} \,/\, \gamma_{\mathrm{M1}} \qquad \text{för tvärsnitt i klass 4} \tag{6.3}$$

där:

A är bruttoarean

A_{eff} är den effektiva arean för tvärsnitt i klass 4

χ är reduktionsfaktorn för böjknäckning, som ges av:

$$\chi = \frac{1}{\phi + [\phi^2 - \bar{\lambda}^2]^{0,5}} \leq 1 \tag{6.4}$$

i vilket:

$$\phi = 0{,}5(1 + \alpha(\bar{\lambda} - \bar{\lambda}_0) + \bar{\lambda}^2) \tag{6.5}$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A f_{\mathrm{y}}}{N_{\mathrm{cr}}}} = \frac{L_{\mathrm{cr}}}{i}\frac{1}{\pi}\sqrt{\frac{f_{\mathrm{y}}}{E}} \qquad \text{för tvärsnitt i klass 1, 2 och 3} \tag{6.6}$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A_{\mathrm{eff}} f_{\mathrm{y}}}{N_{\mathrm{cr}}}} = \frac{L_{\mathrm{cr}}}{i}\frac{1}{\pi}\sqrt{\frac{f_y \frac{A_{\mathrm{eff}}}{A}}{E}} \qquad \text{för tvärsnitt i klass 4} \tag{6.7}$$

där:

α är imperfektionsfaktorn som definieras i Tabell 6.1

N_{cr} är den kritiska knäcklasten enligt elasticitetsteori för det relevanta lastfallet beräknad med bruttotvärsnittets egenskaper

$\bar{\lambda}_0$ är den dimensionslösa slankhetsgränsen som definieras i Tabell 6.1

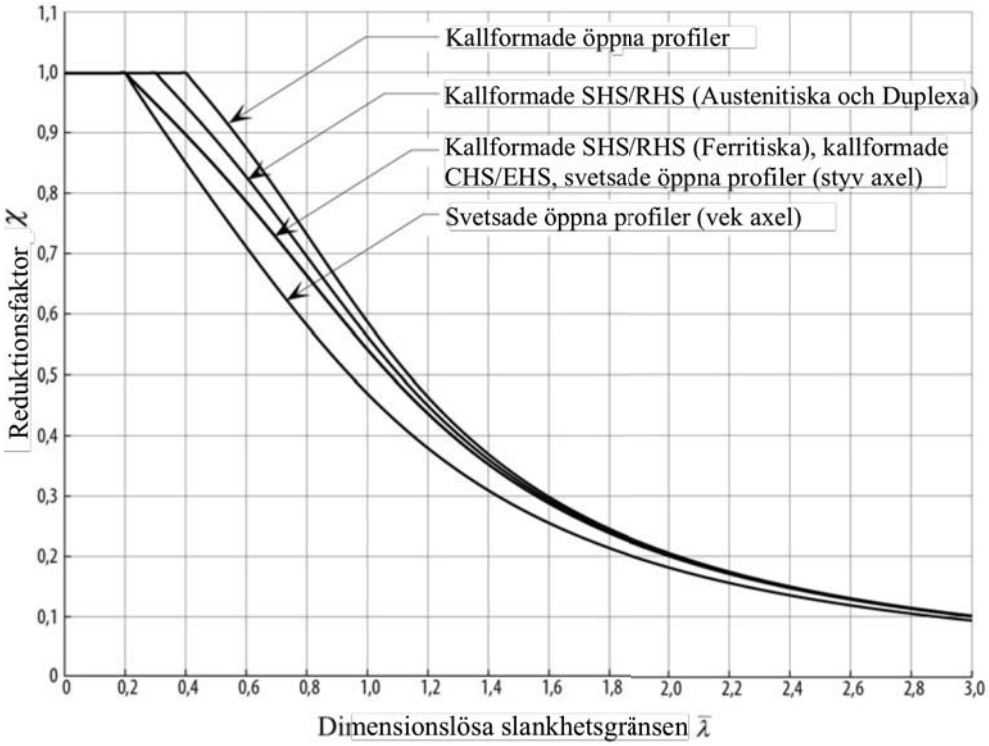
L_{cr} är knäckningslängden i knäckningsplanet, bestämd med beaktandet av randvillkor

i är tröghetsradien kring den aktuella axeln, bestämd med egenskaperna för bruttotvärsnittet

Tabell 6.1 *Värden på α och $\bar{\lambda}_0$ för böjknäckning*

Typ av element	Knäcknings-riktning	Austenitiska och duplexa		Ferritiska	
		α	$\bar{\lambda}_0$	α	$\bar{\lambda}_0$
Cold formed angels and channels	Alla	0,76	0,2	0,76	0,2
Cold formed lipped channels	Alla	0,49	0,2	0,49	0,2
Kallformade RHS	Alla	0,49	0,3	0,49	0,2
Kallformade CHS/ EHS	Alla	0,49	0,2	0,49	0,2
Varmvalsade RHS	Alla	0,49	0,2	0,34	0,2
Varmvalsade CHS/EHS	Alla	0,49	0,2	0,34	0,2
Svetsade öppna profiler	Styva	0,49	0,2	0,49	0,2
	Veka	0,76	0,2	0,76	0,2

Knäckningskurvorna visas i Figur 6.1.



Figur 6.1 *Knäckningskurvor för böjknäckning*

Man kan bortse från böjknäckningens inverkan och endast kontrollera bruttotvärsnittet om:

$$\bar{\lambda} \leq \bar{\lambda}_0 \quad \text{eller} \quad \frac{N_{\text{Ed}}}{N_{\text{cr}}} \leq \bar{\lambda}_0{}^2$$

Knäckningskurvorna i Figur 6.1 och Tabell 6.1 är mer konservativa än de som ges i EN 1993-1-4 (värden för $\boldsymbol{\alpha}$ och $\bar{\boldsymbol{\lambda}}_{\mathbf{0}}$ ges i Tabell 6.2). Detta beror på att forskning under de senaste 10 åren visat att EN 1993-1-4 knäckningskurvorna för kallformade öppna profiler och rörprofiler är väl optimistiska och även att det är skillnad i beteende vid böjknäckning för pelare i ferritiskt kallformat RHS stål i jämförelse med austenitiska och duplexa rostfria stål. Det förväntas att den kommande

reviderade versionen av EN 1993-1-4 kommer att ge knäckningskurvor för böjknäckning enligt Figur 6.1 och Tabell 6.1.

Tabell 6.2 *Värden för α och $\bar{\lambda}_0$ för böj- och vridknäckning enligt in EN 1993-1-4*

Knäckningsform	**Type of member**	α	$\bar{\lambda}_0$
Böjknäckning	Kallformade öppna profiler	0,49	0,40
	Rörprofiler (svetsade och sömlösa)	0,49	0,40
	Svetsade öppna profiler (styva riktningen)	0,49	0,20
	Svetsade öppna profiler (veka riktningen)	0,76	0,20
Värdena för α och $\bar{\lambda}_0$ gäller ej för rörprofiler om de är glödgade efter tillverkning (vilket sällan är fallet).			

6.3.4 Vridknäckning och böjvridknäckning

Bärförmågan med hänsyn vridknäckning och böjvridknäckning bör bestämmas enligt avsnitt 6.3.3 men med $\bar{\lambda}$ ersatt av $\bar{\lambda}_\mathrm{T}$ enligt ekvation (6.8) och (6.9), och med α = 0,34 och $\bar{\lambda}_0 = 0{,}2$.

$$\bar{\lambda}_\mathrm{T} = \sqrt{\frac{A\, f_\mathrm{y}}{N_\mathrm{cr}}} \qquad \text{för tvärsnitt i klass 1, 2 och 3} \tag{6.8}$$

$$\bar{\lambda}_\mathrm{T} = \sqrt{\frac{A_\mathrm{eff}\, f_\mathrm{y}}{N_\mathrm{cr}}} \qquad \text{för tvärsnitt i klass 4} \tag{6.9}$$

I vilka:

$$N_\mathrm{cr} = N_\mathrm{cr,TF} \ \text{ och } \ N_\mathrm{cr} < N_\mathrm{cr,T}$$

där:

$N_\mathrm{cr,T}$ är den kritiska vridknäcklasten enligt elasticitetsteori:

$$N_\mathrm{cr,T} = \frac{1}{i_\mathrm{o}^2}\left(GI_\mathrm{t} + \frac{\pi^2 E I_\mathrm{w}}{l_\mathrm{T}^2}\right) \tag{6.10}$$

$N_\mathrm{cr,TF}$ är den kritiska böjvridknäcklasten enligt elasticitetsteori. För tvärsnitt som är symmetriska kring y-y-axeln (t ex $z_\mathrm{o} = 0$):

$$N_\mathrm{cr,TF} = \frac{N_\mathrm{cr,y}}{2\beta}\left[1 + \frac{N_\mathrm{cr,T}}{N_\mathrm{cr,y}} - \sqrt{\left(1 - \frac{N_\mathrm{cr,T}}{N_\mathrm{cr,y}}\right)^2 + 4\left(\frac{y_o}{i_o}\right)^2 \frac{N_\mathrm{cr,T}}{N_\mathrm{cr,y}}}\right] \tag{6.11}$$

i vilket:

$$i_\mathrm{o}^2 = i_\mathrm{y}^2 + i_\mathrm{z}^2 + y_\mathrm{o}^2 + z_\mathrm{o}^2 \tag{6.12}$$

G är skjuvmodulen

i_y och i_z är bruttotvärsnittets tröghetsradie med avseende på y- och z-axeln

y_0 och z_0 är skjuvningsmedelpunkten med avseende på bruttotvärsnittets tyngdpunkt

l_t är elementets knäckningslängd för vridknäckning

I_t är vridstyvhetens tvärsnittsfaktor, beräknad på bruttotvärsnittet

I_w är välvstyvhetens tvärsnittsfaktor, beräknad på bruttotvärsnittet

$$\beta = 1 - \left(\frac{y_o}{i_o}\right)^2$$

$N_{cr,y}$ och $N_{cr,z}$ är den kritiska axialkraften för elastisk böjknäckning kring y-y- respektive z-z-axeln.

För dubbelsymmetriska tvärsnitt sammanfaller skjuvcentrum med tyngdpunkten, således är $y_o = 0$ och $z_o = 0$ och

$N_{cr,TF} = N_{cr,T}$ förutsatt att $N_{cr,T} < N_{cr,y}$ och $N_{cr,T} < N_{cr,z}$.

Observera att för vinkelprofiler tas u- och v-axeln som y- respektive z-axel i ovanstående.

6.4 Böjbelastade element

6.4.1 Allmänt

Ett element utsätts för ren böjning under laster som verkar vinkelrätt mot längdaxeln om det är anslutet på sådant sätt att det inte blir vridning eller drag- eller tryckkraft vid ändarna.

Följande kriterier beaktas vid bestämning av en balks momentkapacitet:

- Flytning i tvärsnittet (se avsnitt 5.7)
- Buckling (endast tvärsnittsklass 4, se avsnitt 5.7)
- Vippning (se avsnitt 6.4.2)
- Skjuvbuckling (se avsnitt 6.4.3)
- Lokal intryckning vid koncentrerade laster eller upplag (se avsnitt 6.4.4).

Observera att för böjbelastade element kan effekterna av shear lag och skålning av fläns behöva beaktas i dimensioneringen, se avsnitt 5.4.2 och 5.4.3.

Tvåaxlig böjning bör behandlas enligt avsnitt 6.5.2.

6.4.2 Vippning

Risken för vippning behöver inte beaktas i följande fall:

- balkar med böjning enbart kring vek axel
- balkar som är tillräckligt stagade i sidled efter hela längden
- balkar där den dimensionslösa slankhetsparametern för vippning

  $\bar{\lambda}_{LT} \leq 0{,}4$ eller $\frac{M_{Ed}}{M_{cr}} \leq 0{,}16$

- därutöver är balkar med vissa typer av tvärsnitt, såsom rektangulära eller cirkulära rör, inte vippningsbenägna

För alla övriga fall bör bärförmågan med hänsyn till vippning beräknas som

$$M_{\mathrm{b,Rd}} = \chi_{\mathrm{LT}}\, W_{\mathrm{y}}\, f_{\mathrm{y}} / \gamma_{\mathrm{M1}} \tag{6.13}$$

där:

$W_{\mathrm{y}} = W_{\mathrm{pl,y}}$ för tvärsnitt i klass 1 och 2

$W_{\mathrm{y}} = W_{\mathrm{el,y}}$ för tvärsnitt i klass 3

$W_{\mathrm{y}} = W_{\mathrm{eff,y}}$ för tvärsnitt i klass 4

χ_{LT} är reduktionsfaktorn för vippning som ges av:

$$\chi_{\mathrm{LT}} = \frac{1}{\phi_{\mathrm{LT}} + [\phi_{\mathrm{LT}}{}^{2} - \bar{\lambda}_{\mathrm{LT}}{}^{2}]^{0,5}} \leq 1 \tag{6.14}$$

i vilket:

$$\phi_{\mathrm{LT}} = 0{,}5\left(1 + \alpha_{\mathrm{LT}}(\bar{\lambda}_{\mathrm{LT}} - 0{,}4) + \bar{\lambda}_{\mathrm{LT}}{}^{2}\right) \tag{6.15}$$

$$\bar{\lambda}_{\mathrm{LT}} = \sqrt{\frac{W_{\mathrm{y}}\, f_{\mathrm{y}}}{M_{\mathrm{cr}}}} \tag{6.16}$$

α_{LT} är imperfektionsfaktorn

= 0,34 för kallformade profiler och rör (svetsade och sömlösa)

= 0,76 för svetsade öppna profiler och andra profiler utan tillgängliga provningsdata

M_{cr} är det kritiska momentet för vippning enligt elasticitetsteori (se BILAGA E).

Observera att för vinkelprofiler tas u-respektive v-axeln som y- och z-axel i ovan- stående.

Figur 6.2 visar hur χ_{LT} varierar som funktion av $\bar{\lambda}_{\mathrm{LT}}$.

Momentfördelningen mellan stagpunkter kan tas hänsyn till genom ett modifierat värde för χ_{LT} där:

$$\chi_{\mathrm{LT,mod}} = \frac{\chi_{\mathrm{LT}}}{f} \quad \text{men } \chi_{\mathrm{LT,mod}} \leq 1{,}0 \text{ och} \quad \chi_{\mathrm{LT,mod}} \leq \frac{1}{\bar{\lambda}_{\mathrm{LT}}{}^{2}} \tag{6.17}$$

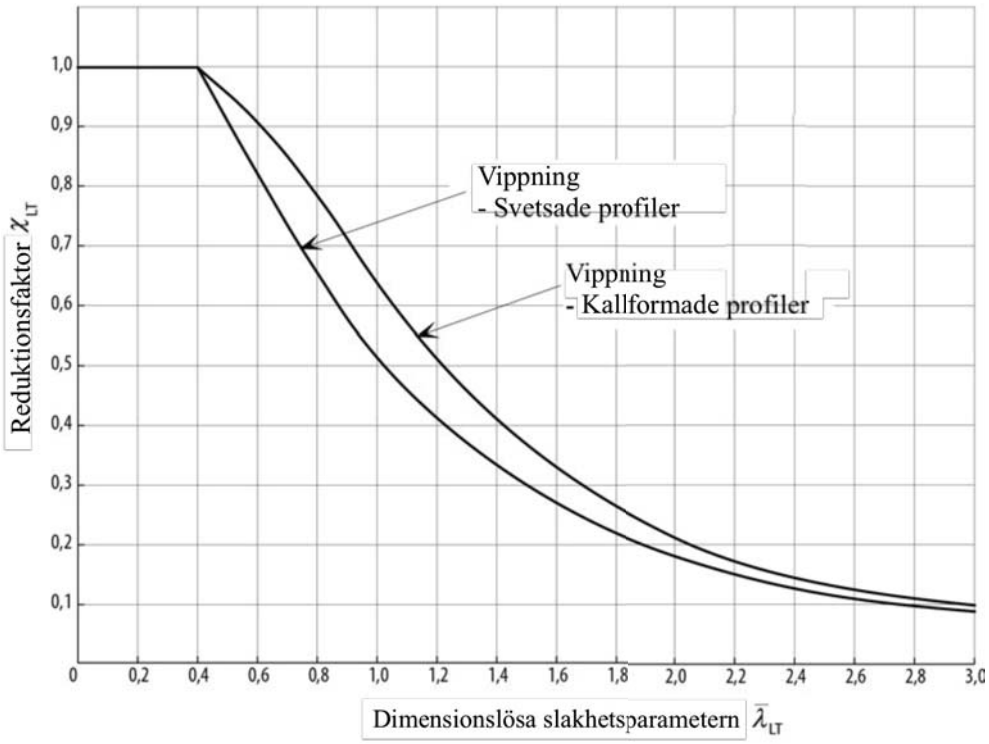
Där följande min-värde för f rekommenderas:

$$f = 1 - 0{,}5(1 - k_{\mathrm{c}})\left[1 - 2{,}0(\bar{\lambda}_{\mathrm{LT}} - 0{,}8)^{2}\right] \quad \text{men } f \leq 1{,}0 \tag{6.18}$$

och

$$k_{\mathrm{c}} = \frac{1}{\sqrt{C_1}} \tag{6.19}$$

Värden för C_1 ges i BILAGA E.



Figur 6.2 *Knäcskurvor för vippning*

6.4.3 Tvärkraftskapacitet

Tvärkraftskapaciteten begränsas av antingen den plastiska tvärkraftskapaciteten (se avsnitt 5.7.5) eller bärförmågan med hänsyn till skjuvbuckling.

Bärförmågan för skjuvbuckling behöver endast kontrolleras om:

$$\frac{h_w}{t} \geq \frac{56{,}2\varepsilon}{\eta} \qquad \text{För ett oavstyvad liv} \tag{6.20}$$

$$\frac{h_w}{t} \geq \frac{24{,}3\varepsilon\sqrt{k_\tau}}{\eta} \qquad \text{för ett avstyvad liv} \tag{6.21}$$

Bärförmågan för skjuvbuckling ges av:

$$V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd} \leq \frac{\eta f_{yw} h_w t}{\sqrt{3}\ \gamma_{M1}} \tag{6.22}$$

I vilket bidraget från livet ges av:

$$V_{bw,Rd} = \frac{\chi_w f_{yw} h_w t}{\sqrt{3}\ \gamma_{M1}} \tag{6.23}$$

där:

h_w är livhöjden mellan flänsarnas innerkanter (se Figur 6.3)

ε definieras i Tabell 5.2

k_τ är bucklingskoefficienten för skjuvning

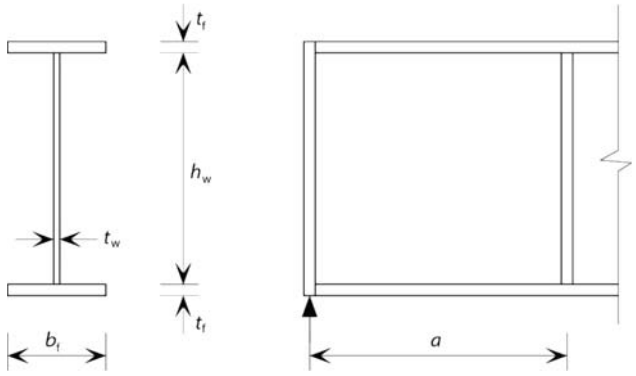
$V_{bw,Rd}$ är livets bidrag till skjuvbucklingskapaciteten

$V_{bf,Rd}$ är flänsarnas bidrag till skjuvbucklingskapaciteten

f_{yw} är den karakteristiska sträckgränsen för livet

η se EN 1993-1-5 (EN 1993-1-4 rekommenderar $\eta = 1{,}20$)

Anm: Samma värde på η bör användas för att beräkna den plastiska tvärkraftskapaciteten och skjuvbucklingskapaciteten.



Figur 6.3 *Beteckningar för mått*

För liv med tväravstyvningar endast vid upplag, och för liv med antingen tväravstyvningar och/eller längsgående avstyvningar ges livets bidrag till χ_w i Tabell 6.3.

Tabell 6.3 *Reduktionsfaktor χ_w för skjuvbuckling*

	χ_w för styv ändavstyvning	χ_w för vek ändavstyvning
$\bar{\lambda}_w \leq \frac{0{,}65}{\eta}$	η	η
$\frac{0{,}65}{\eta} < \bar{\lambda}_w < 0{,}65$	$\frac{0{,}65}{\bar{\lambda}_w}$	$\frac{0{,}65}{\bar{\lambda}_w}$
$\bar{\lambda}_w \geq 0{,}65$	$\frac{1{,}56}{(0{,}91 + \bar{\lambda}_w)}$	$\frac{1{,}19}{(0{,}54 + \bar{\lambda}_w)}$

För liv med tväravstyvningar enbart vid upplagen sätts den dimensionslösa slankhetsparametern $\bar{\lambda}_w$ till:

$$\bar{\lambda}_w = \left(\frac{h_w}{86{,}4\, t_w\, \varepsilon}\right) \tag{6.24}$$

För liv med tväravstyvningar vid upplagen och mellanliggande tvär- och längsavstyvningar sätts slankhetsparametern $\bar{\lambda}_w$ till:

$$\bar{\lambda}_w = \left(\frac{h_w}{37{,}4 t_w\, \varepsilon \sqrt{k_\tau}}\right) \tag{6.25}$$

Där k_τ är den minsta skjuvbucklingskoefficienten för livfältet. För liv med styva tväravstyvningar utan längsavstyvningar eller med fler än två längsavstyvningar kan k_τ fås enligt:

$$k_\tau = 5{,}34 + 4{,}00(h_w/a)^2 + k_{\tau st} \qquad \text{när } a/h_w \geq 1 \tag{6.26}$$

$$k_\tau = 4{,}00 + 5{,}34(h_w/a)^2 + k_{\tau st} \qquad \text{när } a/h_w < 1 \tag{6.27}$$

där:

$$k_{\tau st} = 9(h_w/a)^2 \sqrt[4]{\left(\frac{I_{sl}}{t^3 h_w}\right)^3} \qquad \text{men inte mindre än} \qquad \frac{2{,}1}{t}\sqrt[3]{\frac{I_{sl}}{h_w}} \tag{6.28}$$

där:

a är avståndet mellan centrumlinjen och tväravstyvningen, se Figur 6.3.

I_{sl} är yttröghetsmomentet för längsavstyvningen runt z-axeln

Ekvation (6.26) och (6.27) är även tillämplig på plåtar med en eller två längsavstyvningar, om förhållandet $a/h_w \geq 3$. För plåtar med en eller två längsavstyvningar och med förhållandet $a/h_w < 3$, se EN 1993-1-5, bilaga A3.

För att underlätta kan bidraget χ_f från flänsarna försummas. Om flänsens bärför- måga inte är fullt utnyttjad av böjmomentet ($M_{Ed} < M_{f,Rd}$) kan flänsens bidrag beräknas enligt följande:

$$V_{bf,Rd} = \frac{b_f\, t_f^2\, f_{yf}}{c\, \gamma_{M1}}\left[1 - \left(\frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}}\right)^2\right] \tag{6.29}$$

där:

b_f och t_f gäller för den fläns som ger minst bidrag till axiell bärförmåga. b_f bör inte sättas större än $15er_f$ på var sida om livet

$M_{f,Rd}$ är böjmotståndet för tvärsnittet enbart innefattande flänsarnas effektiva area, $M_{f,Rd} = M_{f,k}/\gamma_{M0}$

$$c = a\left(0{,}17 + \frac{3{,}5 b_f\, t_f^2\, f_{yf}}{t_w\, h_w^2 f_{yw}}\right) \qquad \text{och} \qquad \frac{c}{a} \leq 0{,}65 \tag{6.30}$$

f_{yf} är den karakteristiska sträckgränsen för flänsen.

Om även en normalkraft N_{Ed} förekommer bör värdet på $M_{f,Rd}$ reduceras med en faktor:

$$\left[1 - \frac{N_{Ed}}{\dfrac{(A_{f1} + A_{f2})f_{yf}}{\gamma_{M0}}}\right] \tag{6.31}$$

där A_{f1} och A_{f2} är över- respektive underflänsens area.

Verifieringen bör göras enligt följande:

$$\eta_3 = \frac{V_{Ed}}{V_{b,Rd}} \leq 1{,}0 \tag{6.32}$$

där:

V_{Ed} är den dimensionerande tvärkraften inklusive tvärkraft från vridmoment.

Verifiering för element vid tvåaxlig böjning och axiellt tryck bör utföras enligt:

$$\eta_1 = \frac{N_{\mathrm{Ed}}}{f_{\mathrm{y}}\, A_{\mathrm{eff}}\, /\gamma_{\mathrm{M0}}} + \frac{M_{\mathrm{y,Ed}} + N_{\mathrm{Ed}}\, e_{\mathrm{y,N}}}{f_{\mathrm{y}}\, W_{\mathrm{y,eff}}/\gamma_{\mathrm{M0}}} + \frac{M_{\mathrm{z,Ed}} + N_{\mathrm{Ed}}\, e_{\mathrm{z,N}}}{f_{\mathrm{y}}\, W_{\mathrm{z,eff}}/\gamma_{\mathrm{M0}}} \leq 1{,}0 \tag{6.33}$$

där:

A_{eff} är den effektiva tvärsnittsarean (avsnitt 5.4.1)

$e_{\mathrm{y,N}}$ är neutrallagrets förskjutning av neutralaxeln i förhållande till y-axeln (avsnitt 5.4.1)

$e_{\mathrm{z,N}}$ är neutrallagrets förskjutning av neutralaxeln i förhållande till z-axeln (avsnitt 5.4.1)

$M_{\mathrm{y,Ed}}$ är det dimensionerande momentet i förhållande till y-axeln

$M_{\mathrm{z,Ed}}$ är det dimensionerande momentet i förhållande till z-axeln

N_{Ed} är den dimensionerande normalkraften

$W_{\mathrm{y,eff}}$ är det effektiva böjmotståndet i förhållande till y-axeln (avsnitt 5.4.1)

$W_{\mathrm{z,eff}}$ är det effektiva böjmotståndet i förhållande till z-axeln (avsnitt 5.4.1).

Lasteffekterna M_{Ed} och N_{Ed} bör inkludera globala andra ordningens effekter när de är av betydelse. Kontroll av buckling av panelen bör utföras för spänningsresultanten på det minsta avståndet av 0,4a eller 0,5b från panelkant där spänningen är störst.

Förutsatt att $\bar{\eta}_3$ (se nedan) inte överskrider 0,5, behöver inte den dimensionerande bärförmågan avseende böjning och axialkraft reduceras för beaktande av tvärkraft. Om $\bar{\eta}_3$ är större än 0,5 bör den kombinerade effekten av böjning och skjuvning i livet hos en I- eller lådbalk uppfylla:

$$\bar{\eta}_1 + \left(1 - \frac{M_{\mathrm{f,Rd}}}{M_{\mathrm{pl,Rd}}}\right)(2\bar{\eta}_3 - 1)^2 \leq 1{,}0 \qquad \text{för} \qquad \bar{\eta}_1 \geq \frac{M_{\mathrm{f,Rd}}}{M_{\mathrm{pl,Rd}}} \tag{6.34}$$

där:

$M_{\mathrm{f,Rd}}$ är dimensionerande plastisk momentkapacitet för ett tvärsnitt bestående av flänsarnas effektiva area

$M_{\mathrm{pl,Rd}}$ är dimensionerande plastisk momentkapacitet för ett tvärsnitt bestående av liv och effektiv flänsarea, oberoende av tvärsnittsklass

$$\bar{\eta}_1 = \frac{M_{\mathrm{Ed}}}{M_{\mathrm{pl,Rd}}} \tag{6.35}$$

$$\bar{\eta}_3 = \frac{V_{\mathrm{Ed}}}{V_{\mathrm{bw,Rd}}} \tag{6.36}$$

Spänningar tas som positiva. M_{Ed} och V_{Ed} bör inkludera andra ordningens effekter där de är av betydelse.

Villkoret som ges i ekvation (6.34) bör kontrolleras för alla tvärsnitt på ett avstånd större än $h_{\mathrm{w}}/2$ från ett upplag med vertikala avstyvningar.

Om bärverksdelen belastas med en normalkraft N_{Ed} bör $M_{\mathrm{pl,Rd}}$ ersättas med den reducerande plastiska momentkapaciteten $M_{\mathrm{N,Rd}}$ enligt 6.2.9 i EN 1993-1- 1 och $M_{\mathrm{f,Rd}}$ bör reduceras enligt ekvation (6.31). Se EN 1993-1-5 för det fall att normalkraften är så stor att hela livet är i tryck.

6.4.4 Lokal intryckning

Under förutsättning att flänsarna är stagade i sidled bestäms bärförmågan med hänsyn till intryckning för ett liv utan avstyvningar belastat av koncentrerade laster eller upplagsreaktioner enligt nedan:

- Plasticering av livet i anslutning till den belastade flänsen, följt av plastiska defromationer i flänsen
- Lokalbuckling och plasticering av livet, följt av plastiska deformationer i flänsen
- Buckling av livet over store delen av livhöjden

För kallformade konstruktionselement kan man använda anvisningarna för kolstål i EN 1993-1-3. För valsade och svetsade balkar används följande metod, baserad på anvisningarna i EN 1993-1-5.

- För oavstyvade eller avstyvade liv bör bärförmågan tas som:

$$F_{\mathrm{Rd}} = f_{\mathrm{yw}}\, L_{\mathrm{eff}}\, t_{\mathrm{w}} / \gamma_{\mathrm{M1}} \tag{6.37}$$

där:

t_{w} är tjockleken på livet

f_{yw} är livets sträckgräns

L_{eff} är den effektiva längden för upptagning av transversalkrafter, som bör bestämmas ur:

$L_{\mathrm{eff}} = \chi_{\mathrm{F}}\, l_{\mathrm{y}}$

där:

l_y är effektiv belastningslängd hörande till belastad längd s_{s}

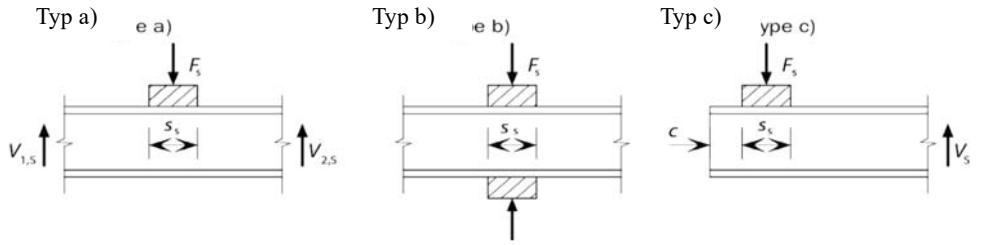
χ_{F} är reduktionsfaktorn för buckling

Dessutom bör transversalkraftens inverkan på elementets momentkapacitet beaktas.

För att bestämma L_{eff} bör man skilja mellan följande tre typer av lastangrepp:

- Krafter som angriper via en fläns och tas upp genom tvärkrafter i livet (Figur 6.4a)
- Krafter som angriper via en fläns och överförs genom livet direkt till den andra flänsen (Figur 6.4b)

Krafter som angriper via en fläns nära en oavstyvad ände (Figur 6.4c)



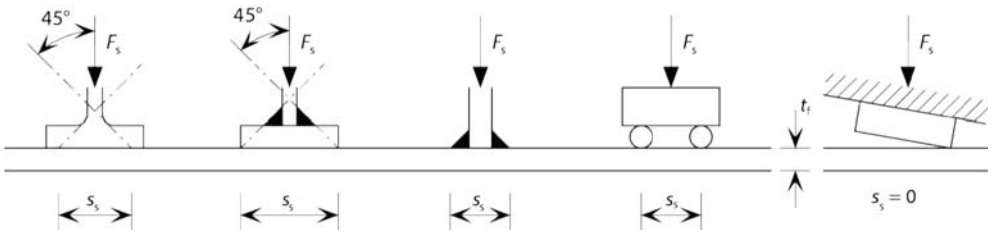
$$k_F = 6 + 2\left[\frac{h_w}{a}\right]^2 \qquad k_F = 3{,}5 + 2\left[\frac{h_w}{a}\right]^2 \qquad k_F = 2 + 6\left[\frac{s_s + c}{h_w}\right] \leq 6$$

Figur 6.4 *Bucklingskoefficienter för olika typer av lastangrepp*

Belastande last

Den belastade längden, s_s, på flänsen är den längd, över vilken den angripande lasten effektivt fördelas, och den kan bestämmas genom att man sprider lasten genom solitt stål i lutningen 1:1, se Figur 6.5 Längden s_s bör dock inte sättas större än livhöjden h_w.

Vid flera tätt placerade koncentrerade laster kontrolleras bärförmågan såväl för varje enskild last som för den totala lasten, med s_s lika med centrumavståndet mellan de yttre lasterna.



Figur 6.5 *Belastad längd s_s*

Effektiv belastningslängd

Den effektiva belastningslängden l_y bör beräknas med användning av två dimensionslösa parametrar m_1 och m_2 som fås från:

$$m_1 = \frac{f_{yf}\, b_f}{f_{yw}\, t_w} \tag{6.38}$$

$$m_2 = 0{,}02\left(\frac{h_w}{t_f}\right)^2 \qquad \text{för} \qquad \bar{\lambda}_F > 0{,}5 \tag{6.39}$$

$$m_2 = 0 \qquad \text{för} \qquad \bar{\lambda}_F \leq 0{,}5 \tag{6.40}$$

För fall a) och b) i Figur 6.4, bör l_y bestämmas som

$$l_y = s_s + 2t_f(1 + \sqrt{m_1 + m_2}) \tag{6.41}$$

dock bör l_y inte överstiga avståndet mellan intilliggande tväravstyvningar.

För fall c) bör l_y bestämmas som det minsta av värdena enligt ekvation (6.42) and (6.43). I ekvation (6.44) bör s_s sättas lika med noll om den konstruktion som för in lasten inte följer balkens lutning, se Figur 6.5.

$$l_y = l_e + t_f\left[\sqrt{\frac{m_1}{2} + \left(\frac{l_e}{t_f}\right)^2 + m_2}\right] \tag{6.42}$$

$$l_y = l_e + t_f\sqrt{m_1 + m_2} \tag{6.43}$$

där l_e ges av:

$$l_e = \frac{k_F\, E\, t_w^2}{2\, f_{yw}\, h_w} \;\leq\; s_s + c \tag{6.44}$$

Effektiv längd för lastupptagning:

Den effektiva längden för lastupptagning bör beräknas som:

$$L_{eff} = \chi_F\, l_y \tag{6.45}$$

med

$$\chi_F = \frac{0{,}5}{\bar{\lambda}_F} \leq 1.0 \tag{6.46}$$

$$\bar{\lambda}_F = \sqrt{\frac{l_y\, t_w\, f_{yw}}{F_{cr}}} \tag{6.47}$$

$$F_{cr} = 0{,}9 k_F E \frac{t_w^3}{h_w} \tag{6.48}$$

där:

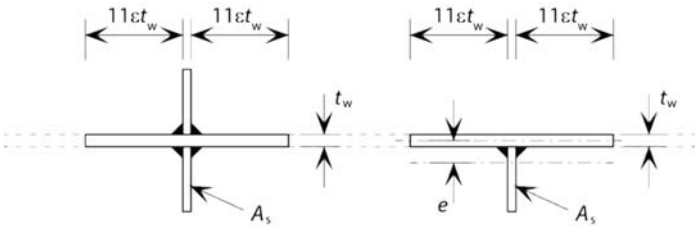
k_F är bucklingskoefficienten för olika typer av lastangrepp (Figur 6.4).

Det bör noteras att för att beräkna m_2, måste ett värde på $\bar{\lambda}_F$ antas. när värdet på $\bar{\lambda}_F$ har beräknats, kan värdet på m_2 behöva räknas om.

6.4.5 Tväravstyvningar

Tväravstyvningar vid upplag, och i andra lägen där betydande yttre krafter angriper, bör företrädesvis vara dubbelsidiga och symmetriska kring livets centrumlinje. Dessa avstyvningar kontrolleras med hänsyn till tvärsnittets bärförmåga samt knäckning. Mellanliggande avstyvningar som inte angrips av yttre laster behöver endast kontrolleras för knäckning.

Det effektiva tvärsnitt som används vid knäckningskontrollen bör innefatta en bredd av livet enligt Figur 6.6. Vid änden på ett element (eller vid livöppningar) bör den bredd av livet som inkluderas i tvärsnittet inte överstiga den bredd som finns tillgänglig.



Figur 6.6 *Effektivt tvärsnitt för avstyvningar vid kontroll av knäckning*

Bärförmågan ut ur planet med hänsyn till knäckning $N_{b,Rd}$ för avstyvningarna bör bestämmas enligt avsnitt 6.3.3 med α = 0,49 och $\bar{\lambda}_0 = 0{,}2$. Avstyvningens knäckningslängd l bör bestämmas av inspänningsvillkoren, men inte vara mindre än $0{,}75h_w$, om båda ändarna är fästa i sidled. Ett större värde på l bör användas där förhållandena ger mindre inspänningsgrad.

För enkelsidiga eller andra osymmetriska avstyvningar beaktas den resulterande excentriciteten enligt avsnitt 6.5.2.

Vid upplag eller vid mellanliggande lägen, där betydande laster angriper ska bärförmågan med hänsyn till knäckning överstiga upplagsreaktionen eller lasten. I övriga mellanliggande lägen kan tryckkraften N_{Ed} i avstyvningen fås från:

$$N_{Ed} = V_{Ed} - \frac{1}{\bar{\lambda}_w{}^2} \frac{f_{yw}\, h_w\, t_w}{\sqrt{3}\, \gamma_{M1}} \tag{6.49}$$

där:

V_{Ed} är den dimensionerande tvärkraften i elementet.

Vid beräkning av ovanstående uttryck antas att avstyvningen ifråga är avlägsnad.

Tröghetsmomentet för en mellanliggande avstyvning, I_{st}, bör uppfylla följande villkor:

$$\frac{a}{h_w} < \sqrt{2}, \quad I_{st} \geq \frac{1{,}5\, h_w^3\, t^3}{a^2} \tag{6.50}$$

$$\frac{a}{h_w} \geq \sqrt{2}, \quad I_{st} \geq 0{,}75\, h_w\, t^3 \tag{6.51}$$

6.4.6 Bestämning av nedböjningar

Nedböjningar bör bestämmas för tillämplig lastkombination i bruksgränstillståndet.

Nedböjningen hos balkar som inte innehåller någon flytled kan bestämmas enligt vanlig elasticitetsteori, med undantag för att sekantmodulen bör användas istället för elasticitetsmodulen. Sekantmodulen varierar med spänningsnivån i balken och kan bestämmas enligt följande:

$$E_S = \frac{(E_{S1} + E_{S2})}{2} \tag{6.52}$$

där:

E_{S1} är sekantmodulen vid spänningen i den dragna flänsen

E_{S2} är sekantmodulen vid spänningen i den dragna flänsen

Värden på sekantmodulerna E_{S1} and E_{S2} för aktuell spänning i bruksgränstillstånd kan bestämmas med följande uttryck:

$$E_{S,i} = \frac{E}{1 + 0{,}002 \dfrac{E}{\sigma_{i,Ed,ser}} \left(\dfrac{\sigma_{i,Ed,ser}}{f_y}\right)^n} \qquad \text{och } i = 1{,}2 \tag{6.53}$$

där:

$\sigma_{\mathrm{i,Ed,ser}}$ är spänningen i bruksstadiet i den dragna eller tryckta flänsen

E är elasticitetsmodulen = 200×10^3 N/mm^2

n är Ramberg-Osgood-parametern

n är härledd från spänningen vid proportionalitetsgränsen och är följaktligen ett mått på spännings-töjningskurvans icke-linjearitet med lägre värden indikerande en större grad av icke-linjearitet. Värdena för n beror på typ av rostfritt stål, bearbetning/tillverkningsmetod, grad av kallbearbetning och belastningsriktning (drag eller tryck) och uppmätta värden varierar stort. Rekommenderade värden ges i Tabell 6.4.

Tabell 6.4 *Värden på n för att bestämma sekantmoduler*

Stålsort	Koefficient
Ferritiska	14
Austenitiska	7
Duplexa	8

Nu gällande EN 1993-1-4 ger värden för n som beror av stålsort och valsningsriktning (Tabell 6.5). Notera att värden för duplexa stål baserades på mycket begränsade data och man har senare konstaterat att de är för låga. Det förväntas att värdena i denna tabell ersätts av värdena i Tabell 6.4 i den kommande reviderade versionen av EN 1993-1-4.

Tabell 6.5 *Värden på n för att bestämma sekantmoduler*

Typ	Stålsort	Koefficient *n*	
		Längdriktningen	Tvärriktningen
Ferritiska	1.4003	7	11
	1.4016	6	14
	1.4512	9	16
Austenitiska	1.4301, 1.4306, 1.4307, 1.4318, 1.4541	6	8
	1.4401, 1.4404, 1.4432, 1.4435, 1.4539, 1.4571,	7	9
Duplexa	1.4462, 1.4362	5	5
Anm: Om valsningsriktningen inte är känd eller kan bestämmas är det på säker sida att använda värdet för längdriktningen.			

Icke-linjeariteten i spännings-töjningssambandet för rostfritt stål gör att elasticitetsmodulen varierar inom tvärsnittet och längs komponenten. Därför krävs komplexa icke-linjära metoder för noggrann bestämning av nedböjningar för balkar i rostfritt stål. Som en förenkling kan variationen för E_S längs komponenten försummas och komponentens lägsta värde för E_S (samhörande med max-värdena för σ_1 i σ_2 i komponenten) användas för hela komponenten. Observera att denna metod är korrekt för bestämning av nedböjningar när sekantmodulen baseras på den maximala spänningen i komponenten och denna maximala spänning inte överstiger 65 % av 0,2-gränsen. Vid högre spänningar ligger metoden mycket på säkra sidan, och en noggrannare metod (t ex en som innefattar integrering längs elementets längd) bör användas.

Vid tvärsnitt i klass 4 och/eller element påverkade av shear lag, bör ett effektivt tvärsnitt användas i beräkningarna. Som en första uppskattning är det rimligt att använda ett effektivt tvärsnitt baserat på effektiva bredder enligt avsnitt 5.4.1 och/eller 5.4.2. Som en förfinad beräkning är det möjligt att använda ett effektivt tvärsnitt baserat på effektiva bredder beräknade för de verkliga spänningarna i elementen genom att bestämma ε i avsnitt 5.4.1 (men inte i avsnitt 5.4.2) som:

$$\varepsilon = \left[\frac{235}{\sigma}\frac{E}{210\,000}\right]^{0,5} \tag{6.54}$$

där:

σ är den verkliga spänningen i elementet i tillhörande effektiva tvärsnitt

6.5 Konstruktionselement påverkade av axiallast och böjmoment

6.5.1 Axiell dragkraft och böjmoment

Bärförmågan hos konstruktionselement med dragkraft och moment bör kontrolleras med hänsyn till vippning av enbart moment enligt avsnitt 6.4.2. De bör också kontrolleras för bärförmåga med hänsyn till den kombinerade effekten av axiallast och moment i snitt med största moment och axiallast. Följande samband bör uppfyllas:

$$\frac{N_{\mathrm{Ed}}}{N_{\mathrm{Rd}}} + \frac{M_{\mathrm{y,Ed}}}{M_{\mathrm{y,Rd}}} + \frac{M_{\mathrm{z,Ed}}}{M_{\mathrm{z,Rd}}} \leq 1 \tag{6.55}$$

där:

N_{Ed} är den dimensionerande axiella dragkraften i det dimensionerande snittet

N_{Rd} är den dimensionerande bärförmågan för ett element utsatt för tryck

$M_{\mathrm{y,Ed}}$ är momentkapaciteten i styva riktningen i det dimensionerande snittet

$M_{\mathrm{z,Ed}}$ är momentkapaciteten i veka riktningen i det dimensionerande snittet

$M_{\mathrm{y,Rd}}$ är momentkapaciteten i den styva riktningen i frånvaro av axiallast, inklusive den reducering som kan orsakas av tvärkraft (se avsnitt 5.7.4)

$M_{\mathrm{z,Rd}}$ är momentkapaciteten i veka riktningen i frånvaro av axiallast inklusive den reducering som kan orsakas av tvärkraft (se avsnitt 5.7.4)

6.5.2 Axiell tryckkraft och böjmoment

Utöver kravet att tvärsnittets bärförmåga (se avsnitt 5.7.6) ska vara tillräcklig i varje snitt längs konstruktionselementet samt de allmänna kraven på balkar (se avsnitt 6.4) bör man beakta interaktionseffekter mellan tryckkrafter och böjmoment.

Axiell tryckkraft och enaxligt moment i styva riktningen:

För att förhindra knäckning i styva riktningen:

$$\frac{N_{\mathrm{Ed}}}{(N_{\mathrm{b,Rd}})_{\mathrm{min}}} + k_{\mathrm{y}}\left(\frac{M_{\mathrm{y,Ed}} + N_{\mathrm{Ed}}\,e_{\mathrm{Ny}}}{\beta_{\mathrm{W,y}}W_{\mathrm{pl,y}}f_y/\gamma_{\mathrm{M1}}}\right) \leq 1 \tag{6.56}$$

För att förhindra knäckning i veka riktningen (för konstruktionselement påverkade av vippning):

$$\frac{N_{\mathrm{Ed}}}{(N_{\mathrm{b,Rd}})_{\mathrm{min1}}} + k_{\mathrm{LT}}\left(\frac{M_{\mathrm{y,Ed}} + N_{\mathrm{Ed}}\, e_{\mathrm{Ny}}}{M_{\mathrm{b,Rd}}}\right) \leq 1 \tag{6.57}$$

Axiell tryckkraft och enaxligt moment i veka riktningen:

För att förhindra knäckning i veka riktningen:

$$\frac{N_{\mathrm{Ed}}}{(N_{\mathrm{b,Rd}})_{\mathrm{min}}} + k_z\left(\frac{M_{\mathrm{z,Ed}} + N_{\mathrm{Ed}}\, e_{\mathrm{Nz}}}{\beta_{\mathrm{W,z}} W_{\mathrm{pl,z}} f_y/\gamma_{\mathrm{M1}}}\right) \leq 1 \tag{6.58}$$

Axiell tryckkraft och moment i båda riktningarna:

Alla moment bör uppfylla:

$$\frac{N_{\mathrm{Ed}}}{(N_{\mathrm{b,Rd}})_{\mathrm{min}}} + k_{\mathrm{y}}\left(\frac{M_{\mathrm{y,Ed}} + N_{\mathrm{Ed}}\, e_{\mathrm{Ny}}}{\beta_{\mathrm{W,y}} W_{\mathrm{pl,y}} f_{\mathrm{y}}/\gamma_{\mathrm{M1}}}\right) + k_z\left(\frac{M_{\mathrm{z,Ed}} + N_{\mathrm{Ed}}\, e_{\mathrm{Nz}}}{\beta_{\mathrm{W,z}} W_{\mathrm{pl,z}} f_{\mathrm{y}}/\gamma_{\mathrm{M1}}}\right) \leq 1 \tag{6.59}$$

Konstruktionselement med potentiell risk för vippning bör även uppfylla:

$$\frac{N_{\mathrm{Ed}}}{(N_{\mathrm{b,Rd}})_{\mathrm{min1}}} + k_{\mathrm{LT}}\left(\frac{M_{\mathrm{y,Ed}} + N_{\mathrm{Ed}}\, e_{\mathrm{Ny}}}{M_{\mathrm{b,Rd}}}\right) + k_z\left(\frac{M_{\mathrm{z,Ed}} + N_{\mathrm{Ed}}\, e_{\mathrm{Nz}}}{\beta_{\mathrm{W,z}} W_{\mathrm{pl,z}} f_{\mathrm{y}}/\gamma_{\mathrm{M1}}}\right) \leq 1 \tag{6.60}$$

I ovanstående uttryck är:

e_{Ny} och e_{Nz} är förskjutningen av neutrallagret när tvärsnittet utsätts för likformigt tryck,

N_{Ed}, $M_{\mathrm{y,Ed}}$ and $M_{\mathrm{z,Ed}}$ är det dimensionerande värdet på axialkraft och momentet kring y-y respektive z-z axeln längs konstruktionselementet,

$(N_{\mathrm{b,Rd}})_{\mathrm{min}}$ är det minsta värdet på $N_{\mathrm{b,Rd}}$ för följande fyra knäckningsmoder: böjknäckning kring y-axeln, böjknäckning kring z-axeln, vridknäckning och böjvridknäckning (se avsnitt 6.3.3 och 6.3.4)

$(N_{\mathrm{b,Rd}})_{\mathrm{min1}}$ är det minsta värdet på $N_{\mathrm{b,Rd}}$ för följande tre knäckningsmoder: böjknäckning kring z-axeln, vridknäckning och böjvridknäckning (se avsnitt avsnitt 6.3.3 och 6.3.4)

$\beta_{\mathrm{W,y}}$ och $\beta_{\mathrm{W,z}}$ är värdet på β_{W} bestämt för y- resp z-axeln, i vilket

β_{W} = 1 för tvärsnittsklass 1 och 2

= $W_{\mathrm{el}}/W_{\mathrm{pl}}$ för tvärsnittsklass 3

= $W_{\mathrm{eff}}/W_{\mathrm{pl}}$ för tvärsnittklass 4

$W_{\mathrm{pl,y}}$ och $W_{\mathrm{pl,z}}$ är det plastiska böjmotståndet med avseende på y- resp. z-axeln

$M_{\mathrm{b,Rd}}$ bärförmågan med hänsyn till vippning (se avsnitt 6.4.2)

k_{y}, k_{z} och k_{LT} är interaktionsfaktorer och kan beräknas enligt:

$$k_{\mathrm{y}} = 1{,}0 + 2(\bar{\lambda}_{\mathrm{y}} - 0{,}5)\frac{N_{\mathrm{Ed}}}{N_{\mathrm{b,Rd,y}}} \quad \text{men} \quad 1{,}2 \leq k_{\mathrm{y}} \leq 1{,}2 + 2\frac{N_{\mathrm{Ed}}}{N_{\mathrm{b,Rd,y}}} \tag{6.61}$$

$$k_z = 1{,}0 + 2(\bar{\lambda}_{\mathrm{z}} - 0{,}5)\frac{N_{\mathrm{Ed}}}{(N_{\mathrm{b,Rd}})_{\mathrm{min1}}} \quad \text{men} \quad 1{,}2 \leq k_z \leq 1{,}2 + 2\frac{N_{\mathrm{Ed}}}{(N_{\mathrm{b,Rd}})_{\mathrm{min1}}} \tag{6.62}$$

$k_{\mathrm{LT}} = 1{,}0$

Interaktionsformlerna k_{y} and k_{z} för rektangulära och cirkulära rör kan beräknas som:

$$k_y = 1 + D_1\left(\bar{\lambda}_y - D_2\right)\frac{N_{\mathrm{Ed}}}{N_{\mathrm{b,Rd,y}}} \leq 1 + D_1\left(D_3 - D_2\right)\frac{N_{\mathrm{Ed}}}{N_{\mathrm{b,Rd,y}}} \tag{6.63}$$

$$k_z = 1 + D_1\left(\bar{\lambda}_z - D_2\right)\frac{N_{\mathrm{Ed}}}{\left(N_{\mathrm{b,Rd,y}}\right)_{\mathrm{min\,1}}} \leq 1 + D_1\left(D_3 - D_2\right)\frac{N_{\mathrm{Ed}}}{\left(N_{\mathrm{b,Rd,y}}\right)_{\mathrm{min\,1}}} \tag{6.64}$$

Där värdena för D_1, D_2 och D_3 ges i Tabell 6.6.

Tabell 6.6 *Värden för D_1, D_2 och D_3*

Tvärsnitt	Stålsort	D_1	D_2	D_3
Rektangulära rör, RHS	Ferritiska	1,3	0,45	1,6
	Austenitiska	2,0	0,30	1,3
	Duplexa	1,5	0,40	1,4
Cirkulära rör, CHS	Ferritiska	1,9	0,35	1,3
	Austenitiska	2,5	0,30	1,3
	Duplexa	2,0	0,38	1,3

Nu gällande EN 1993-1-4:2015 ger endast ekvation (6.61) och (6.62). Då dessa ger mycket konservativa värden för rörprofiler förväntas att den kommande reviderade versionen av EN 1993-1-4 även kommer att innehålla de nya uttrycken i (6.63) och (6.64).

Observera att den nationella bilagan kan ge alternativa interaktionssamband än ovanstående ekvationer. I Sverige ges inga alternativ.

Observera att för vinkelprofiler tas u- och v-axeln som y- resp z-axel i ovanstående.

7 UTFORMNING OCH DIMENSIONERING AV FÖRBAND

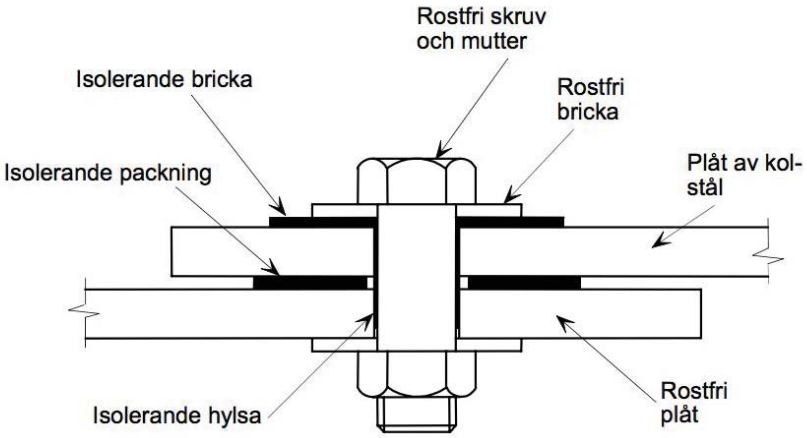
7.1 Allmänna rekommendationer

7.1.1 Beständighet

Utformningen av förband måste göras speciellt omsorgsfullt för att upprätthålla optimalt korrosionsmotstånd.

Detta gäller särskilt för förband som kan bli fuktiga av väder, stänk, nedsänkning eller kondensation etc. Möjligheten att undvika eller minska tillhörande korrosionsproblem genom att inte placera förbandet i närheten av fuktkällan bör undersökas. Alternativt kan det vara möjligt att avlägsna fuktkällan, vid kondensation t ex genom tillräcklig ventilation eller genom att säkerställa att temperaturen vid konstruktionen ligger över daggpunkten.

Där det inte är möjligt att förhindra att ett förband med kolstål och rostfritt stål blir fuktigt, måste man se till att förhindra bimetallkorrosion, se avsnitt 3.2.3. Skruvar av kolstål i konstruktions-element av rostfritt stål bör alltid undvikas. I skruvförband som skulle vara oacceptabelt korrosionsbenägna bör man vidta åtgärder för att elektriskt isolera elementen av kolstål från de rostfria stålelementen. Detta innebär isolerande brickor och eventuellt bussningar. Typiska lämpliga detaljer visas i Figur 7.1 för väl åtdragna skruvförband. De isolerande brickorna och bussningarna bör vara gjorda av en värmehärdad polymer, såsom neopren (syntetiskt gummi), som är tillräckligt flexibel för att täta fogen när tillräckligt tryck appliceras och varaktigt kunna ge permanent separering av metallerna. Tätning av fogen är viktigt för att förhindra fuktinträngning vilket skulle leda till spaltkorrosion. Observera också att isoleringsbrickan inte ska sträcka sig bortom den rostfria stålbrickan i händelse av att en spalt uppstår. I miljöer med kloridexponering är en ytterligare strategi för att skydda mot spaltskorrosion att infoga en isolerande, flexibel bricka direkt under bulthuvudet eller att täcka området med genomskinlig silikontätning.



Figur 7.1 *Typisk detalj för anslutning mellan olika material (för att undvika bimetallkorrosion)*

För svetsförband som innehåller kolstål och rostfritt stål rekommenderas allmänt att färgsystem som appliceras på kolstålet bör dras ut över svetsen och vidare ca 75 mm ut över det rostfria stålet.

Man måste vara noga med att välja material som är lämpliga i miljön för att undvika spaltkorrosion i skruvförband (se avsnitt 3.2.2).

7.1.2 Dimensioneringsantaganden

Förband kan dimensioneras genom att man fördelar inre krafter och moment på ett realistiskt sätt, med hänsyn till den relativa styvheten hos de delar som förbandet består av. De inre krafterna och momenten måste vara i jämvikt med yttre krafter och moment. Varje element som medverkar i det förutsatta kraftflödet ska kunna ta upp de krafter som antas i analysen och vid förutsatta deformationer som ligger under elementets deformationskapacitet.

7.1.3 Knutpunkter och skarvar

Elementen i en knutpunkt bör normalt anordnas så att deras tyngdpunktsaxlar möts i en punkt. Vid excentriciteter i knutpunkterna dimensioneras elementen och förbanden för att ta upp resulterande moment. Vid förband med vinkel- eller T-profiler som ansluts med åtminstone två skruvar i varje infästning kan centrumlinjen för skruvarna i vinkel- eller T-profilerna användas istället för tyngdpunktsaxlarna vid bestämning av skärningspunkten mellan de anslutande delarna.

Balkskarvar bör företrädesvis placeras så nära inflexionspunkter (momentnollpunkter) som möjligt. I pelarskarvar beaktas moment av andra ordningens effekter.

7.1.4 Andra allmänna överväganden

När ett förband utsätts för stöt, vibration, eller många och stora spänningsväxlingar är sammanfogning med svetsning att föredra. Dessa förband bör också kontrolleras för utmattning (se avsnitt 9).

Enkelhet i tillverkning och montering är faktorer som ska beaktas vid utformning av alla anslutningar och skarvar. Man bör tänka på:

- användning av standarddetaljer
- de fria utrymmen som krävs för säker montering
- de fria utrymmen som krävs för åtdragning av skruvar
- behovet av att komma åt att svetsa
- de krav som svetsningsprocedurerna ställer
- inverkan av vinkel- och längdtoleranser på passningen.

Det bör noteras att det blir större svetsdeformationer vid de austenitiska rostfria stålen än vid kolstål (se avsnitt 11.6.4). Man bör även beakta kraven på efterföljande kontroll och underhåll.

7.2 Skruvförband

7.2.1 Allmänt

Rekommendationerna i detta avsnitt gäller för skruvförband i frigående hål där skjuvkraft, dragkraft eller en kombination av skjuvkraft och dragkraft ska överföras. Reglerna gäller för förband med skruvar i egenskapsklass 50, 70 och 80. Bärförmågan för förband med skruvar i egenskapsklass 100 bör bestämmas genom provning. Det är god praxis att använda brickor under både skruvhuvudet och muttern. Vägledning för lämpligt material för skruvar och muttrar ges i avsnitt 2.3 och 11.7.

Skjuvkrafter överförs genom anliggning mellan skruvarna och de sammanfogade delarna. Inga rekommendationer ges för förband i vilka skjuvkraften överförs genom friktion, se dock avsnitt 7.2.2.

Ett skruvförbands bärförmåga bör sättas till den mindre av bärförmågan för de anslutna delarna (se avsnitt 7.2.3) ochfästelementens bärförmåga (se avsnitt 7.2.4).

För att begränsa irreversibla deformationer i skruvförband bör spänningarna i skruvar och nettotvärsnitt vid skruvhål av karakteristiska lastkombinationer begränsas till sträckgränsen.

7.2.2 Förspända skruvar

Tidigare har det funnits vissa osäkerheter om användning av förspända förband i rostfritt stål på grund av brist på kunskap om:

- Lämpliga förspänningsmetoder, särskilt med hänsyn till gängskärning
- Hur förspänningen påverkas över tid av det rostfria stålets krypegenskaper
- Glidfaktor er för det rostfria stålets kontaktytor

I det pågående RFCS-projektet SIROCO studeras förspända förband i rostfritt stål och dessa studier har gett viktig information som svarar mot ovanstående kunskapsluckor. Resultaten från de omfattande provningarna av skruvförband i rostfritt stål visar att:

- Skruvar i austenitiskt och duplext rostfritt stål fungerar tillfredsställande i förspända förband förutsatt att man använder korrekt skruvsort, åtdragningsmetod och smörjmedel
- Förlusten i förspänning i ett förband i rostfritt stål är jämförbar med de förspänningsförluster som uppstår i förband i kolstål
- Glidfaktorer uppmätta på rostfritt stål med blästrade ytor är motsvarar minst klass B (0,4)

De slutliga rekommendationerna från SIROCO-projektet kommer att finnas tillgängliga via https://publications.europa.eu/en/web/general-publications/publications mot slutet av 2018. Resultaten förväntas bli implementerade i de kommande reviderade versionerna av EN 1993-1-4 och EN 1090-2. Fram till dess bör funktionaliteten för förspända förband i rostfritt stål verifieras genom provning.

7.2.3 Sammanfogade delar

Hål

Hål kan borras eller stansas. Kallbearbetningen vid stansning kan dock öka korrosionsbenägenheten och därför är stansade hål mindre lämpliga i aggressiva miljöer (t ex tunga industrimiljöer och marina miljöer).

Största hålspel i standardhål är:

1 mm för skruvar M12 och M14 (M14 är ingen standarddimension)

2 mm för skruvar M16 till M24

3 mm för skruvar M27 och grövre

Hålplacering

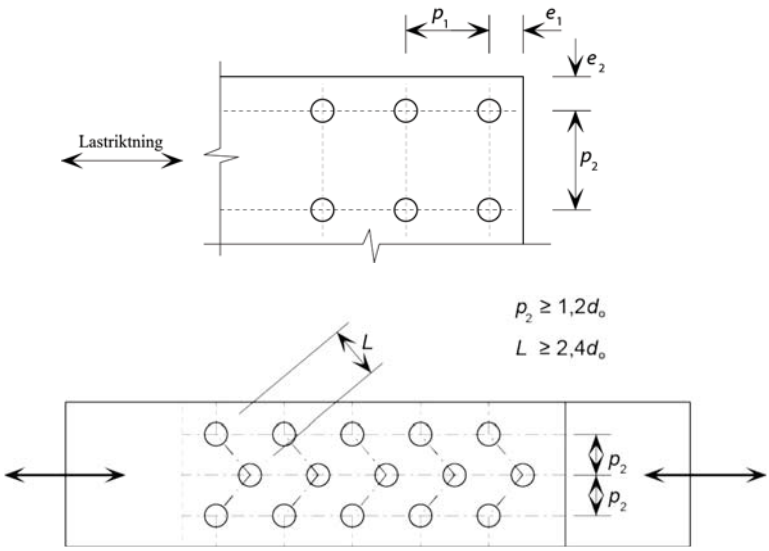
Kantavstånd definieras som avståndet från hålcentrum till intilliggande kant på den sammanfogade delen vinkelrätt mot spänningsriktningen. Ändavstånd definieras på motsvarande sätt, men i den riktning som fästelementet överför kraft.

Ändavståndet, e_1, eller kantavståndet, e_2, (se Figur 7.2) bör väljas minst lika med $1{,}2d_0$, där d_0 är skruvhålets diameter. Observera att ändavståndet kan behöva vara större än detta värde för att man ska få tillräcklig bärförmåga med hänsyn till hålkanttrycket, se nedan.

Det största värdet på änd- eller kantavstånd bör högst vara lika med det största av $4t$ + 40 mm, där t är tjockleken (i mm) på den tunnaste yttre plåten.

Minsta avstånd mellan skruvcentra, p_1, i spänningsriktningen är $2{,}2d_0$ p_1(se Figur 7.2). Motsvarande minsta avstånd, p_2, vinkelrätt mot spänningsriktningen, är p_2 $2{,}4d_0$.

Största avståndet mellan skruvar i någon riktning ska vara sådant att buckling av plåtarna beaktas, se EN 1993-1-8.



Figur 7.2 *Betckningar för att definiera hålplacering*

Vid förskjutna skruvrader kan ett minsta radavstånd $p_2 = 1{,}2d_0$ användas om minsta avståndet, L, mellan två godtyckliga skruvar i en rad större eller lika med $2{,}4d_0$, se Figur 7.2.

Bärförmåga med hänsyn till hålkanttryck

Bärförmågan för hålkanttryck för skruvförband i rostfritt stål bör bestämmas utgående från antingen ett bärförmågekriterium eller ett deformationskriterium. Den dimensionerande bärförmågan för hålkanttryck $F_{\mathrm{b,Rd}}$ ges av:

$$F_{\mathrm{b,Rd}} = \frac{2{,}5\ \alpha_{\mathrm{b}}\ k_{\mathrm{t}}\ t\ d\ f_{\mathrm{u}}}{\gamma_{\mathrm{M2}}} \tag{7.1}$$

där:

α_{b} är hålkantskoefficienten i belastningsriktningen

k_{t} är hålkantskoefficienten vinkelrätt belastningsriktningen

d är skruvdiametern

t är tjockleken för den förbundna plåten

f_{u} är den karakteristiska brottgränsen för den förbundna plåten (Tabell 2.2).

Skruvförband klassificeras i två grupper, baserat på tjockleken på de i förbandet ingående plåtarna. Tjocka förband är sådana där de ingående plåtarna har tjocklekar > 4 mm, medan förband där de ingående plåtarna har tjocklekar ≤ 4 mm definieras som tunna förband.

Hålkantskoefficienter för tjocka förband

För förband bestående av tjocka plåtar och när deformationer inte är avgörande kan hålkantskoefficienten α_b i belastningsriktningen bestämmas med ekvation (7.2) och hålkants-koefficienten k_t vinkelrätt belastningsriktningen med ekvation (7.3).

$$\alpha_b = \min\left\{1{,}0, \quad \frac{e_1}{3d_0}\right\} \tag{7.2}$$

$$k_t = \begin{cases} 1{,}0 & \text{för } \left(\frac{e_2}{d_0}\right) > 1{,}5 \\ 0{,}8 & \text{för } \left(\frac{e_2}{d_0}\right) \leq 1{,}5 \end{cases} \tag{7.3}$$

För förband bestående av tjocka plåtar och när deformationer är avgörande kan hålkantskoefficienten α_b bestämmas med ekvation (7.4) och $k_t = 0{,}5$.

$$\alpha_b = \min\left\{1{,}0, \quad \frac{e_1}{2d_0}\right\} \tag{7.4}$$

Hålkantskoefficienter för tunna förband

För förband bestående av tunna plåtar och när deformationer inte är avgörande kan hålkantskoefficienterna α_b och k_t för de inre plåtarna i tvåskäriga skjuvförband bestämmas med ekvation (7.2) och (7.3).

För förband bestående av tunna plåtar och när deformationer inte är avgörande kan, för enkelskäriga förband och yttre plåtar i tvåskäriga förband, hålkantskoefficienten α_b bestämmas med ekvation (7.4) och k_t= 0,64.

För förband bestående av tunna plåtar och när deformationer är avgörande kan hålkantskoefficienten α_b bestämmas med ekvation (7.4) och $k_t = 0{,}5$.

I den kommande reviderade versionen av EN 1993-1-4 förväntas att dessa regler för att bestämma bärförmågan för hålkanttryck kommer att ersätta de mer konservativa reglerna i den nu gällande EN 1993-1-4, som följer reglerna för kolstål i EN 1993-1-8 med ett reducerat värde för brottgränsen $f_{u,red}$ i stället för $f_u$där:

$$f_{u,red} = 0{,}5f_y + 0{,}6f_u \tag{7.5}$$

Bärförmågan för en grupp fästelement kan bestämmas som summan av bärförmågan med hänsyn till hålkanttryck $F_{b,Rd}$ för de enskilda fästelementen förutsatt att den dimensionerande skjuvkraftskapaciteten $F_{v,Rd}$ för varje enskilt fästelement är större än eller lika med dimensionerande bärförmåga med hänsyn till hålkanttryck $F_{b,Rd}$. I annat fall bör bärförmågan för en grupp fästelement bestämmas genom att multiplicera den minsta bärförmågan för de enskilda fästelementen med antalet fästelement.

Dragkraftskapacitet

Dragkraftskapaciteten för den anslutna delen är den minsta av:

a) bruttotvärsnittets dimensionerande plastiska kapacitet:

$$N_{\mathrm{pl,Rd}} = \frac{A f_{\mathrm{y}}}{\gamma_{\mathrm{M0}}} \tag{7.6}$$

b) nettotvärsnittets dimensionerande brottlast vid hål för fästelement:

$$N_{\mathrm{u,Rd}} = \frac{k\, A_{\mathrm{net}}\, f_{\mathrm{u}}}{\gamma_{\mathrm{M2}}} \tag{7.7}$$

där k, A_{net} och f_u defineras i avsnitt 5.7.2.

Om det krävs ett duktilt verkningssätt måste bruttotvärsnittets plastiska bärförmåga vara mindre än nettotvärsnittets brottlast. Krav på duktilitet och rotationskapacitet ges i EN 1993-1-8. Krav för dimensionering med hänsyn till jordbävning ges i EN 1998.

Kombinerat skjuv- och dragbrott i försvagat snitt

Anvisningarna i EN 1993-1-8 kan tillämpas.

Vinkelprofiler infästa genom en skänkel och andra osymmetriskt in- fästa element utsatta för dragkraft

Fästelementens excentricitet i ändförband och effekterna av skruvdelning och kantavstånd bör beaktas när man bestämmer dimensionerande bärförmåga för såväl osymmetriska som symmetriska element som ansluts osymmetriskt, såsom vinkel- profiler anslutna via en skänkel.

Vinkelprofiler anslutna genom en enkel skruvrad i en skänkel kan behandlas som centriskt belastade, och nettotvärsnittets dimensionerande bärförmåga kan bestämmas enligt följande:

Med 1 skruv:

$$N_{\mathrm{u,Rd}} = \frac{2{,}0\,(e_2 - 0{,}5 d_0)\, t\, f_{\mathrm{u}}}{\gamma_{\mathrm{M2}}} \tag{7.8}$$

Med 2 skruvar:

$$N_{\mathrm{u,Rd}} = \frac{\beta_2\, A_{\mathrm{net}}\, f_{\mathrm{u}}}{\gamma_{\mathrm{M2}}} \tag{7.9}$$

Med tre eller flera skruvar:

$$N_{\mathrm{u,Rd}} = \frac{\beta_3\, A_{\mathrm{net}}\, f_{\mathrm{u}}}{\gamma_{\mathrm{M2}}} \tag{7.10}$$

där:

β_2 and β_3 är reduktionsfaktorer som beror på skruvdelningen p1 enligt Tabell 7.1. För mellan-liggande värden på p1 kan värdet på β bestämmas genom linjär interpolation.

A_{net} är vinkelprofilens nettoarea. För en oliksidig vinkelprofil som är ansluten genom den mindre skänkeln sätts A_{net} lika med nettotvärsnittet för en ekvivalent liksidig vinkelprofil med den mindre skänkellängden.

Tabell 7.1 *Reduktionsfaktorer β_2 och β_3*

Anslutning	**Faktor**	**Avstånd, p_1**	
		$\leq\ 2{,}5d_0$	$\geq\ 5{,}0d_0$
2 skruvar	β_2	0,4	0,7
3 eller flera skruvar	β_3	0,5	0,7

7.2.4 Fästelement

Nettoareor

Den skruvarea som ska användas vid beräkning av dragkraftsbelastade skruvar bör vara spänningsarean så som den definieras i tillämplig produktstandard.

För skjuvkraftsbelastade skruvar kan skruvstammens nominella area användas om skjuvplanet inte kommer att gå genom den gängade delen. Man bör beakta möjligheten att skruvar kan monteras från endera hållet. Om man inte kan avgöra var skjuvplanet skär skruven bör spänningsarean användas.

Skjuvkraftskapacitet

En skruvs eller ett skruvförbands skjuvkraftskapacitet beror på antalet skjuvplan och deras läge längs skruven. Om skruven inte samtidigt påverkas av dragkraft kan skjuvkraftskapaciteten för varje skjuvplan bestämmas enligt följande:

$$F_{\mathrm{v,Rd}} = \frac{\alpha\, f_{\mathrm{ub}}\, A}{\gamma_{\mathrm{M2}}} \tag{7.11}$$

där:

A är skruvtvärsnittets bruttoarea (om skjuvplanet går genom skruvens ogängade del); eller arean av den del av skruven som utsätts för dragspänning (om skjuvplanet går genom skruvens gängade del)

f_{ub} är skruvens brotthållfasthet i drag (Tabell 2.6).

Värdet på α kan anges i den nationella bilagan. Rekommenderat värde är 0,6 oavsett om skjuvplanet är i den ogängade eller den gängade delen av skruvstammen.

> Det är ett fel i EN 1993-1-4 avseende det rekommenderade värdet på α om skjuvplanet går genom den gängade delen av skruvstammen. Det värde som ges är $\alpha = 0{,}5$ men det förväntas ändras till $\alpha = 0{,}6$ i den kommande reviderade versionen av EN 1993-1-4.

Dragkraftskapacitet

En skruvs dragkraftskapacitet ges av $F_{\mathrm{t,Rd}}$:

$$F_{t,Rd} = \frac{k_2\, f_{\mathrm{ub}}\, A_{\mathrm{s}}}{\gamma_{\mathrm{M2}}} \tag{7.12}$$

där:

k_2 = 0,63 för försänkta skruvar, annars k_2 = 0,9.

När skruvar ska överföra dragkraft bör de dimensioneras för att även klara tillskottskrafterna på grund av bändning, där sådana kan förekomma. Vägledning för hur man tar hänsyn till bändkrafter ges i EN 1993-1-8.

Kombinerad skjuvkraft och dragkraft

Om en skruv samtidigt påverkas av en skjuvkraft, $F_{\mathrm{v,Ed}}$, och en dragkraft (inklusive tillskottskrafter av bändning), $F_{\mathrm{t,Ed}}$, bör interaktionseffekter beaktas. Detta kan ske genom att följande interaktions-villkor uppfylls:

$$\frac{F_{\mathrm{v,Ed}}}{F_{\mathrm{v,Rd}}} + \frac{F_{\mathrm{t,Ed}}}{1{,}4\,F_{\mathrm{t,Rd}}} \leq 1{,}0 \tag{7.13}$$

där $F_{\mathrm{v,Rd}}$ och $F_{\mathrm{t,Rd}}$ ges ovan. Observera att den dimensionerande dragkraften (inklusive eventuell bändkraft) även måste vara mindre än dragkraftskapaciteten.

Långa förband och stora grepplängder

För ovanligt långa förband (säg 500 mm eller 15 gånger skruvdiametern och uppåt) eller om grepplängden (d v s den totala tjockleken på de sammanfogade plåtarna) överstiger 5 gånger skruvdiametern reduceras skjuvkraftskapaciteten. I avsaknad av data för rostfritt stål rekommenderas att för dessa fall använda reglerna för kolstål i EN 1993-1-8.

7.3 Fästelement för tunnplåt

Förband med gängande skruv i rostfri plåt kan beräknas enligt EN 1993-1-3, med undantag för utdragshållfastheten vilken bör bestämmas genom provning. För att undvika att gängan skär eller strippar, bör skruvens förmåga att borra och forma gängor i rostfritt stål påvisas genom provning om inte tillräcklig erfarenhet finns.

7.4 Svetsförband

7.4.1 Allmänt

Uppvärmnings- och avsvalningsförloppet vid svetsning på mikrostrukturen i alla rostfria stål, och detta gäller särskilt för duplexa stål. Det är viktigt att lämpliga svetsprocedurer och tillsatsmaterial används och att arbetet görs av kvalificerade svetsare. Vägledning för detta ges i avsnitt 11.6. Detta är viktigt, inte bara för att säkerställa svetsens bärförmåga och för att få en bestämd svetsprofil, utan även för att upprätthålla korrosionsmotståndet hos svetsen och omgivande material.

Följande rekommendationer gäller för stumsvetsar i genomsvetsade eller delvis genomsvetsade förband och för kälsvetsar utförda med någon bågsvetsmetod enligt följande uppställning.

Process number	Process namn
111	Metallbågsvetsning med belagd elektrod (manuell metallbågsvetsning)
121	Pulverbågsvetsning med trådelektrod
122	Pulverbågsvetsning med bandelektrod
131	Metallbågsvetsning med inert gas (MIG-svetsning)
135	Metallbågsvetsning med aktiv gas (MAG-svetsning)
137	Metallbågsvetsning med rörtråd och inert skyddsgas

141 TIG-svetsning (Tungsten inert gas)

15 Plasmabågsvetsning

(Processnumren är enligt definitionen i EN ISO 4063.)

Man bör använda passande tillsatsmaterial så att sträckgräns, brottgräns brottförlängning och slagseghet är lika bra eller bättre än jämförbara värden för grundmaterialet. För kallbearbetat austenitiskt rostfritt stål kan tillsatsmaterialet ha en lägre nominell hållfasthet än grundmaterialet (avsnitt 7.4.4). Tabell 7.2 ger lämpliga tillsatsmaterial för olika stålsorter.

Vid svetsning av rostfritt stål till kolstål bör tillsatsmaterialet vara överlegerat för att säkerställa tillräckliga mekaniska egenskaper och korrosionsbeständighet i fogen. Med överlegering undviks utspädning av de sammanfogade elementen i fusionszonen hos rostfritt stål. Vid svetsning av rostfritt stål till galvaniserat stål måste zinkbeläggningen runt området som ska anslutas tas bort före svetsning. Inträngning av zink kan resultera i försprödning eller minskad korrosions-beständighet hos den färdiga svetsen och de gaser som avges när man försöker svetsa genom det galvaniserade skiktet är en signifikant hälsorisk. När galvaniseringen har tagits bort är svetskraven som för svetsning av rostfritt stål till vanligt kolstål.

Tabell 7.2 *Exempel på lämpliga kombinationer av grundmaterial och tillsatsmaterial*

Grundmaterial		Tillsatsmaterial	
Typ	Stålsort	EN ISO 3581:2012 Tillsatsmaterial för svetsning. Belagda elektroder för manuell metallbågsvetsning av rostfria och värmebeständiga stål - Indelning	EN ISO 14343:2009 Tillsatsmaterial för svetsning. Trådelektroder, bandelektroder, trådar och stavar för bågsvetsning av rostfria och värmebeständiga stål - Indelning
Austeni-tiska	1.4301, 1.4307, 1.4318	19 9 L	
	1.4541	19 9 L or 19 9 Nb	
	1.4401, 1.4404	19 12 3 L	
	1.4571	19 12 3 L or 19 12 3 Nb	
Duplexa	1.4482, 1.4162, 1.4362, 1.4062	23 7 N L or 22 9 3 N L	
	1.4062 (2202)	23 7 N L or 22 9 3 N L	
	1.4662, 1.4462	22 9 3 N L	
Ferritiska	1.4003	13 or 19 9 L	
	1.4016	19 9 L or 23 12 L	
	1.4509	19 9 Nb or 18 8 Mn	
	1.4521	19 12 3 L or 23 12 2L	
Austenitiska tillsatsmaterial har en lägsta 0,2-gräns på ca 320-350 N/mm^2 och brottgräns på 510-550 N/mm^2. Duplexa tillsatsmaterial har en lägsta 0,2-gräns på ca 450 N/mm^2 och brottgräns på 550 N/mm^2.			

Tillverkare av rostfritt stål och tillsatsmaterial kan hjälpa till med val av lämpliga tillsatsmaterial. Svetsgodset bör vara åtminstone lika ädelt som grundmaterialet.

Intermittenta kälsvetsar och intermittenta delvis genomsvetsade stumsvetsar bör helst undvikas i alla miljöer utom de lindrigaste för att minska korrosionsrisken. Dessutom bör man vara försiktig med att använda intermittenta stumsvetsar i marina eller starkt förorenade miljöer på land, speciellt där vattenflytning orsakad av ytspänningar kan förekomma.

7.4.2 Kälsvetsar

Tillämpning

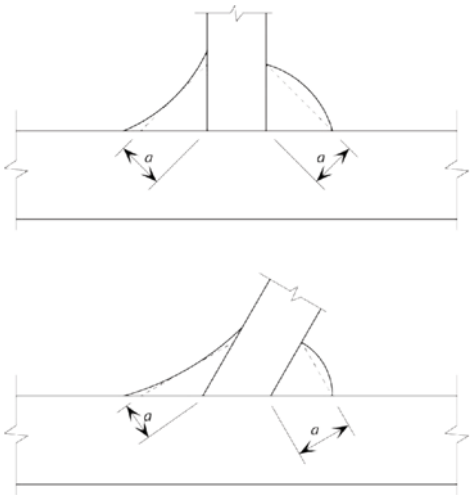
Kälsvetsar kan användas för att sammanfoga delar, där fogytorna bildar en vinkel mellan 60° och 120°. För mindre vinklar än 60° kan kälsvetsar användas, men betraktas då som delvis genomsvetsade stumsvetsar i dimensioneringen. Vid vinklar över 120° bör kälsvetsar inte användas för kraftöverföring.

Kälsvetsar bör inte användas i fall som ger böjmoment kring svetsens längsgående axel om momentet ger dragspänningar på svetsens rotsida.

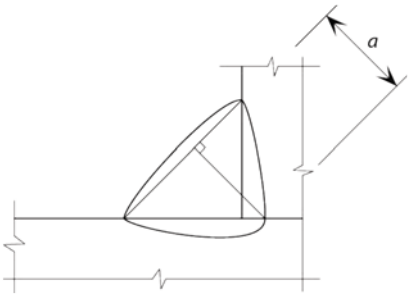
Effektiv längd och svetsmått (a-mått)

Den effektiva längden på en kälsvets kan sättas lika med den totala längden av de delar av svetsen som har fullt a-mått. Svetsar med effektiv längd mindre än 40 mm eller 6 gånger a-måttet, bör dock inte användas för kraftöverföring.

Det effektiva svetsmåttet, a, för en kälsvets bör sättas lika med höjden av den största triangeln (likbent eller olikbent), som kan inskrivas innanför svetsgräns och svetsyta, där höjden mäts vinkelrätt mot den yttre sidan i triangeln, se Figur 7.3. Man kan tillgodoräkna sig det större a-måttet vid kälsvetsar med inträngning förutsatt att svetsprov visar att den fordrade inträngningen konsekvent uppnås, se Figur 7.4.



Figur 7.3 *a-mått för kälsvets*



Figur 7.4 *a-mått för kälsvets med inträngning*

Dimensionerande spänning och dimensionerande skjuvhållfasthet

Dimensionerande spänning ges av alla krafter och moment som överförs av svetsen och beräknas på ytan som bildas av den effektiva längden och a-måttet (se ovan). Den dimensionerande spänningen bör inte överstiga den dimensionerande skjuvhållfastheten.

Kälsvetsens dimensionerande hållfasthet är tillräcklig om båda av följande villkor är uppfyllda:

$$\left[\sigma_{\perp}^{2} + 3(\tau_{\perp}^{2} + \tau_{\parallel}^{2})\right]^{0,5} \leq \frac{f_{\mathrm{u}}}{\beta_{\mathrm{w}}\gamma_{\mathrm{M2}}} \tag{7.14}$$

$$\sigma_{\perp} \leq \frac{0,9 f_{\mathrm{u}}}{\gamma_{M2}} \tag{7.15}$$

där:

$\sigma_{\perp}$ är normalspänningen vinkelrätt svetsroten

$\tau_{\perp}$ är skjuvspänningen vinkelrätt mot svetsriktningen

$\tau_{\parallel}$ är skjuvspänningen parallellt med svetsriktningen

f_{u} är den nominella dragbrottgränsen för den svagaste sammanfogade delen

β_{w} tas som 1,0 för samtliga rostfria stål oavsett nominell hållfasthetsklass, om inte ett lägre värde kan motiveras genom provning.

Alternativt kan den förenklade metoden i 4.5.3.3 i EN 1993-1-8 användas för att beräkna kälsvetsens bärförmåga.

7.4.3 Stumsvetsar

Stumsvetsar i genomsvetsade förband

Den dimensionerande bärförmågan för en stumsvets i genomsvetsat förband sätts lika med den dimensionerande bärförmågan för den svagaste av de sammanfogade delarna, förutsatt att svetsen uppfyller rekommendationerna i avsnitt 7.4.1.

Stumsvetsar i delvis genomsvetsade förband

Stumsvetsar i delvis genomsvetsade förband kan användas för att överföra skjuvkrafter. De rekommenderas inte för fall där de skulle bli utsatta för dragspänningar.

Bärförmågan hos en stumsvets i delvis genomsvetsat förband kan bestämmas på samma sätt som vid en kälsvets med inträngning. Måttet för en stumsvets i delvis genomsvetsat förband kan sättas lika med djupet på den inträngning som konsekvent kan uppnås, enligt resultat från procedurprovningar. I avsaknad av procedurprovningar kan måttet antas vara lika med fogens djup minskat med 3 mm.

7.4.4 Svetsning av kallbearbetat rostfritt stål

Generellt kan samma principer som för svetsning av glödgat rostfritt stål användas vid svetsning av kallbearbetat rostfritt stål. För stumsvetsar bör dock bärförmågan för grundmaterialet i HAZ sättas till draghållfastheten för det glödgade grundmaterialet.

Tillsatsmaterialet kan ha lägre hållfasthet än grundmaterialet. I sådana fall bör bärförmågan för kälsvetsar och stumsvetsar baseras på tillsatsmaterialets nominella brottgräns med β_{w} satt till 1,0 (Tabell 7.2) .

I allmänhet bör austenitiska tillsatsmaterial användas vid svetsning av kallbearbetade rostfria stål. Även duplexa tillsatsmaterial kan användas, förutsatt att svetsförbandets mekaniska egenskaper verifieras genom provning.

För svetsförband i kallbearbetat material kan glödgningen i HAZ bli ofullständig och förbandets verkliga bärförmåga bli högre än den som beräknats baserat på fullständig glödgning. I sådana fall är det möjligt att fastställa en högre bärförmåga genom provning.

8 BRANDTEKNISK DIMENSIONERING

8.1 Allmänt

Detta avsnitt behandlar dimensionering av konstruktioner i rostfritt stål som, med hänsyn till allmän säkerhet vid brand, behöver uppfylla vissa funktioner för att undvika att konstruktionen kollapsar efter för kort tid (lastbärande funktion), när den exponeras för brand. Rekommendationerna behandlar endast passiva metoder för brandskydd och är tillämpbara på rostfria stålmaterial och konstruktioner som allmänt dimensioneras enligt reglerna i kapitel 4 till 7 i detta dokument.

Austenitiska stål har, jämfört med kolstål, i allmänhet kvar en större andel av sin hållfasthet vid temperaturer över ca 550 5 . Alla rostfria stål bibehåller en större andel av styvheten än kolstål över alla temperaturer.

EN 1991-1-2 ger den termiska och mekaniska inverkan på konstruktioner som exponeras för brand. Brand betecknas i Eurokoderna som en dimensioneringssituation till följd av olycka. SS-EN 1990 ger kombinationer av påverkningar för sådana dimensioneringssituationer och rekommenderar att partialkoefficienter för laster sätts lika med 1,0. I EN 1993-1-2 rekommenderas att partialkoefficienten för material $\gamma_{M,fi}$ för brandsituationen sätts lika med 1,0.

Kraven på en konstruktion i rostfritt stål som kan bli utsatt för olyckslastfallet brand skiljer sig inte från de krav som gäller för kolstål, nämligen:

- Där det krävs mekanisk motståndsförmåga vid brand, bör konstruktionen di- mensioneras och utföras på sådant sätt att den bibehåller sin lastbärande funktion under den brandexponering som är aktuell.

- Deformationskriterier bör användas när brandskyddsmetoderna, eller kriterierna för dimensionering av avskiljande element, fordrar att den bärande konstruktionen deformation beaktas. Man behöver dock inte beakta den bärande konstruktionens deformation om de avskiljande elementens brandmotstånd baseras på standardbrandkurvan.

8.2 Mekaniska egenskaper vid förhöjd temperatur

EN 1993-1-2:2005 ger åtta uppsättningar reduktionsfaktorer för olika sorter av rostfritt stål, jämfört med en enda uppsättning för kolstål. Ett antal olika uppsättningar av reduktionsfaktorer är lämpligt för rostfritt stål eftersom egenskaperna vid förhöjda temperaturer kan variera markant mellan olika stålsorter beroende på deras olika kemiska sammansättning. Det förväntas att i den kommande reviderade versionen av EN 1993-1-2 kommer rostfria stål med liknande förhöjda temperaturegenskaper att läggas i grupper och reduktionsfaktorer som gäller för dessa grupper kommer att införas och ersätta enskilda sortspecifika data. Dessa generiska reduktionsfaktorer ges i detta avsnitt.

Tabell 8.1 ger reduktionsfaktorer för hållfasthet och styvhet vid förhöjda temperaturer i förhållande till tillämpliga värden vid 20 C för spännings-töjningssambandet för sju grupper av rostfritt stål. Faktorerna är:

$k_{p0,2,\theta}$ förhållandet mellan 0,2-gränsen vid temperaturen θ och hållfastheten vid 20°C, d v s:

$k_{p0,2,\theta} = f_{p0,2,\theta}/f_y$ (8.1)

$k_{2,\theta}$ förhållandet mellan spänningen vid 2 % total töjning vid temperaturen θ och hållfastheten vid 20 C, d v s:

$k_{2,\theta} = f_{2,\theta}/f_y$ men $f_{2,\theta} \leq f_{u,\theta}$ (8.2)

$k_{u,\theta}$ förhållandet mellan brottgränsen vid temperaturen θ och brottgränsen vid 20°C, d v s:

$k_{u,\theta} = f_{u,\theta}/f_u$ (8.3)

$k_{E,\theta}$ förhållandet mellan lutningen inom det linjärelastiska området vid temperaturen θ och lutningen vid 20°C, d v s:

$k_{E,\theta} = E_\theta/E$ (8.4)

$k_{\varepsilon u,\theta}$ förhållandet mellan brottgränstöjningen vid temperaturen θ och brottgränstöjningen vid 20°C , d v s:

$k_{\varepsilon u,\theta} = \varepsilon_{u,\theta}/\varepsilon_u$ (8.5)

där:

E är elasticitetsmodulen vid 20°C (=200×10^3 N/mm^2)

f_y är den karakteristiska sträckgränsen vid 20°C, definierad i avsnitt 2.3.

f_u är den karakteristiska brottgränsen vid dragning vid 20°C, definierad i avsnitt 2.3.

För material i kallbearbetat tillstånd, eller om en förhöjd bärförmåga orsakad av kallformning av profilen tillämpas, kan följande reduktionsfaktorer användas:

$k_{p0,2,\theta,CF} = k_{p0,2,\theta}$	$200 \leq \theta \leq 700$ °C
$k_{p0,2,\theta,CF} = 0{,}8\ k_{p0,2,\theta}$	$\theta \geq 800$°C
$k_{2,\theta,CF} = k_{2,\theta}$	$200 \leq \theta \leq 700$ °C
$k_{2,\theta,CF} = 0{,}9\ k_{2,\theta}$	$\theta \geq 800$°C
$k_{u,\theta,CF} = k_{u,\theta}$	För alla temperaturer:

Index CF indikerar material i kallbearbetat/kallformat tillstånd.

Observera att i de enkla beräkningsmodeller för bärförmågan vid brand som ges i avsnitt 8.3 används följande karakteristiska materialhållfastheter:

Pelare	$f_{p0,2,\theta}$	(alla tvärsnittsklasser)
Sidostagade balkar	$f_{2,\theta}$	(tvärsnittsklass 1-3)
	$f_{p0,2,\theta}$	(tvärsnittsklass 4)
Icke sidostagade balkar	$f_{p0,2,\theta}$	(alla tvärsnittsklasser)
Tvärdragna bärverksdelar	$f_{2,\theta}$	(alla tvärsnittsklasser)

Tabell 8.1 *Reduktionsfaktorer för hållfasthet, styvhet och töjning vid förhöjda temperaturer*

Temperatur θ (°C)	Reduktionsfaktor $k_{p0,2,\theta}$	Reduktionsfaktor $k_{2,\theta}$	Reduktionsfaktor $k_{u,\theta}$	Reduktionsfaktor $k_{E,\theta}$	Reduktionsfaktor $k_{\varepsilon u,\theta}$
Austenitiska stål I 1.4301, 1.4307, 1.4318					
20	1,00	1,31	1,00	1,00	1,00
100	0,78	1,02	0,81	0,96	0,56
200	0,65	0,88	0,72	0,92	0,42
300	0,60	0,82	0,68	0,88	0,42
400	0,55	0,78	0,66	0,84	0,42
500	0,50	0,73	0,61	0,80	0,42
600	0,46	0,68	0,54	0,76	0,33
700	0,38	0,54	0,40	0,71	0,24
800	0,25	0,35	0,25	0,63	0,15
900	0,15	0,18	0,13	0,45	0,15
1000	0,07	0,08	0,08	0,20	0,20
1100	0,05	0,06	0,05	0,10	-
Austenitiska stål II 1.4401, 1.4404, 1.4541					
20	1,00	1,19	1,00	1,00	1,00
100	0,86	1,13	0,87	0,96	0,56
200	0,72	0,98	0,80	0,92	0,42
300	0,67	0,92	0,78	0,88	0,42
400	0,62	0,85	0,77	0,84	0,42
500	0,60	0,82	0,74	0,80	0,42
600	0,56	0,75	0,67	0,76	0,33
700	0,50	0,68	0,51	0,71	0,24
800	0,41	0,50	0,34	0,63	0,15
900	0,22	0,26	0,19	0,45	0,15
1000	0,14	-	0,10	0,20	0,20
1100	0,07	-	0,07	0,10	-
Austenitiska stål III 1.4571					
20	1,00	1,31	1,00	1,00	1,00
100	0,89	1,16	0,88	0,96	0,56
200	0,82	1,07	0,81	0,92	0,42
300	0,77	1,01	0,79	0,88	0,42
400	0,72	0,95	0,79	0,84	0,42
500	0,69	0,91	0,77	0,80	0,42
600	0,65	0,85	0,71	0,76	0,33
700	0,59	0,76	0,57	0,71	0,24
800	0,51	0,63	0,38	0,63	0,15
900	0,29	0,38	0,23	0,45	0,15
1000	0,15	0,18	0,10	0,20	0,20
Duplexa stål I 1.4362, 1.4062, 1.4482					
20	1,00	1,15	1,00	1,00	1,00
100	0,83	0,94	0,94	0,96	1,00
200	0,75	0,82	0,87	0,92	1,00
300	0,69	0,77	0,79	0,88	1,00
400	0,58	0,70	0,70	0,84	1,00
500	0,43	0,59	0,59	0,80	1,00
600	0,27	0,45	0,47	0,76	1,00
700	0,14	0,28	0,33	0,71	0,80
800	0,07	0,14	0,20	0,63	0,60
900	0,04	0,05	0,09	0,45	0,40

Tabell 8.1 (forts.) *Reduktionsfaktorer för hållfasthet, styvhet och töjning vid förhöjda temperaturer*

Temperatur θ (°C)	Reduktionsfaktor $k_{p0,2,\theta}$	Reduktionsfaktor $k_{2,\theta}$	Reduktionsfaktor $k_{u,\theta}$	Reduktionsfaktor $k_{E,\theta}$	Reduktionsfaktor $k_{\varepsilon u,\theta}$
Duplexa stål II 1.4462, 1.4162, 1.4662					
20	1,00	1,12	1,00	1,00	1,00
100	0,82	0,96	0,96	0,96	0,87
200	0,70	0,86	0,91	0,92	0,74
300	0,65	0,82	0,88	0,88	0,74
400	0,60	0,76	0,82	0,84	0,74
500	0,53	0,67	0,71	0,80	0,74
600	0,42	0,55	0,56	0,76	0,74
700	0,27	0,37	0,38	0,71	0,44
800	0,15	0,21	0,22	0,63	0,14
900	0,07	0,11	0,14	0,45	0,14
1000	0,01	0,03	0,06	0,20	0,14
Ferritiska stål I 1.4509, 1.4521, 1.4621					
20	1,00	1,12	1,00	1,00	1,00
100	0,88	1,01	0,93	0,98	1,00
200	0,83	0,99	0,91	0,95	1,00
300	0,78	0,92	0,88	0,92	1,00
400	0,73	0,90	0,82	0,86	0,75
500	0,66	0,86	0,78	0,81	0,75
600	0,53	0,71	0,64	0,75	0,75
700	0,39	0,48	0,41	0,54	0,75
800	0,10	0,13	0,11	0,33	0,75
900	0,04	0,04	0,03	0,21	0,75
1000	0,02	0,02	0,01	0,09	0,75
Ferritiska stål II 1.4003, 1.4016					
20	1,00	1,19	1,00	1,00	1,00
100	0,93	1,12	0,93	0,98	1,00
200	0,91	1,09	0,89	0,95	1,00
300	0,89	1,04	0,87	0,92	1,00
400	0,87	1,08	0,84	0,86	0,75
500	0,75	1,01	0,82	0,81	0,75
600	0,43	0,48	0,33	0,75	0,75
700	0,16	0,18	0,13	0,54	0,75
800	0,10	0,12	0,09	0,33	0,75
900	0,06	0,09	0,07	0,21	0,75
1000	0,04	0,06	0,05	0,09	0,75

8.3 Bestämning av bärförmåga vid brand

Brandmotstånd kan bestämmas med en eller flera av följande metoder:

- enkla beräkningsmetoder tillämpad på enskilda element,
- avancerad beräkningsmetod,
- provning.

Enkla beräkningsmetoder utgår från antaganden på säkra sidan. Avancerade beräkningsmetoder är dimensioneringsmetoder, i vilka ingenjörsmässiga principer används på ett realistiskt sätt i specifika tillämpningar. Om inga enkla beräkningsmetoder finns angiven, måste man använda

antingen en dimensioneringsmetod baserad på en avancerad beräkningsmodell eller en metod baserad på provningsresultat.

I EN 1993-1-2 antas att de enkla beräkningsmetoderna för kolstål även kan användas för rostfritt stål. Vissa av dessa regler har dock visat sig vara väldigt konservativa för rostfritt stål och det förväntas att de modifierade reglerna enligt avsnitt 8.3 kommer att införas i den kommande reviderade versionen av EN 1993-1-2. Dessa regler kan sammanfattas enligt följande:

1. Använd $f_{p0,2,\theta}$ (i motsats till $f_{2,\theta}$) för bestämning av bärförmågan för:
   - böjknäckning för pelare (alla tvärsnittsklasser).
   - böjmoment för avstyvade balkar i tvärsnittsklass 4
   - böjmoment för oavstyvade balkar (alla tvärsnittsklasser)
2. Använd temperaturberoende värden förr ε för klassificering av tvärsnitt
3. Använd knäckningskurvor för rumstemperatur för pelare och oavstyvade balkar

8.3.2 Klassificering av tvärsnitt

Vid brandteknisk dimensionering bör man tillämpa den metod för klassificering av tvärsnitt som beskrivs i kapitel 5 detta dokument, med användning av ett temperaturberoende värde på ε:

$$\varepsilon_\theta = \varepsilon \left[\frac{k_{E,\theta}}{k_{y,\theta}}\right]^{0,5} \tag{8.6}$$

Alternativt kan följande konservativa värde på ε tillämpas, med hållfasthetsvärden för 20°C:

$$\varepsilon = 0{,}85 \left[\frac{235}{f_y}\frac{E}{210\,000}\right]^{0,5} \tag{8.7}$$

där:

$k_{y,\theta}$ är antingen $k_{p0,2,\theta}$ eller $k_{2,\theta}$, beroende på lastfall och tvärsnittsklass (se avsnitt 8.2).

8.3.3 Dragna konstruktionselement

Den dimensionerande bärförmågan $N_{fi,\theta,Rd}$ för ett dragbelastat element med jämn temperatur θ_a bör bestämmas som:

$$N_{fi,\theta,Rd} = k_{2,\theta}\, N_{Rd}\, [\gamma_{M0}/\gamma_{M,fi}] \tag{8.8}$$

där:

$k_{2,\theta} = f_{2,\theta} / f_y$ d v s reduktionsfaktorn för hållfasthet vid 2% total töjning vid temperaturen θ_a.

N_{Rd}är tvärsnittets dimensionerande bärförmåga $N_{pl,Rd}$ vid normal temperatur, enligt avsnitt 5.7.2.

γ_{M0} and $\gamma_{M,fi}$ är partialkoefficienter, Tabell 4.1 och avsnitt 8.1.

Vid ojämn temperatur i elementet ges den dimensionerande bärförmågan av:

$$N_{\mathrm{fi,t,Rd}} = \sum_{i=1}^{n} A_{\mathrm{i}}\, k_{2,\theta_{\mathrm{i}}}\, f_{\mathrm{y}} \,/\, \gamma_{\mathrm{M,fi}} \tag{8.9}$$

där:

A_{i}är arean på en del av tvärsnittet

θ_{i} är temperaturen i en del av tvärsnittet med arean A_{i}

$k_{2,\theta_{\mathrm{i}}}$är reduktionsfaktorn för hållfastheten vid 2% total töjning vid temperaturen θ_{i} (se avsnitt 8.2).

Alternativt kan dimensionerande bärförmåga $N_{\mathrm{fi,t,Rd}}$ vid tiden *t* för ett dragbelastat element med ojämnt fördelad temperatur på säkra sidan sättas lika med den dimensionerande bärförmågan $N_{\mathrm{fi,\theta,Rd}}$ för ett dragkraftsbelastat element med en temperatur θ_{a} lika med den maximala temperatur $\theta_{\mathrm{a,max}}$ som uppnåtts vid tiden *t* .

8.3.4 Tryckta konstruktionselement

Dimensionerande bärförmåga med hänsyn till knäckning $N_{\mathrm{b,fi,t,Rd}}$ vid tiden *t* för ett tryckbelastat konstruktionselement med jämn temperatur θ_{a} ges av:

$$N_{\mathrm{b,fi,t,Rd}} = \frac{\chi_{\mathrm{fi}}\, A\, k_{\mathrm{p0,2,\theta}}\, f_{\mathrm{y}}}{\gamma_{\mathrm{M,fi}}} \qquad \text{för tväsnittsklass 1, 2 eller 3} \tag{8.10}$$

$$N_{\mathrm{b,fi,t,Rd}} = \frac{\chi_{\mathrm{fi}}\, A_{\mathrm{eff}}\, k_{\mathrm{p0,2,\theta}}\, f_{\mathrm{y}}}{\gamma_{\mathrm{M,fi}}} \qquad \text{för tvärsnittsklass 4} \tag{8.11}$$

där:

$k_{\mathrm{p0,2,\theta}}$ är reduktionsfaktorn för 0,2-gränsen vid temperaturen θ_{a} (se avsnitt 8.2).

χ_{fi} är reduktionsfaktorn för knäckning vid brand, som ges av:

$$\chi_{\mathrm{fi}} = \frac{1}{\phi_{\theta} + \sqrt{\phi_{\theta}^{2} - \bar{\lambda}_{\theta}^{2}}} \qquad \text{but } \chi_{\mathrm{fi}} \leq 1 \tag{8.12}$$

där:

$$\phi_{\theta} = 0{,}5\left[1 + \alpha(\bar{\lambda}_{\theta} - \bar{\lambda}_{0}) + \bar{\lambda}_{\theta}^{2}\right] \tag{8.13}$$

i vilket α and λ_0 är bucklingskoefficienten vid rumstemperatur som ges i Tabell 6.1 eller Tabell 6.2. Den modifierade slankhetsparametern λθ vid temperaturen θ ges av:

$$\bar{\lambda}_{\theta} = \bar{\lambda}\left[\frac{k_{\mathrm{p0,2,\theta}}}{k_{\mathrm{E,\theta}}}\right]^{0,5} \qquad \text{för alla tvärsnittsklasser} \tag{8.14}$$

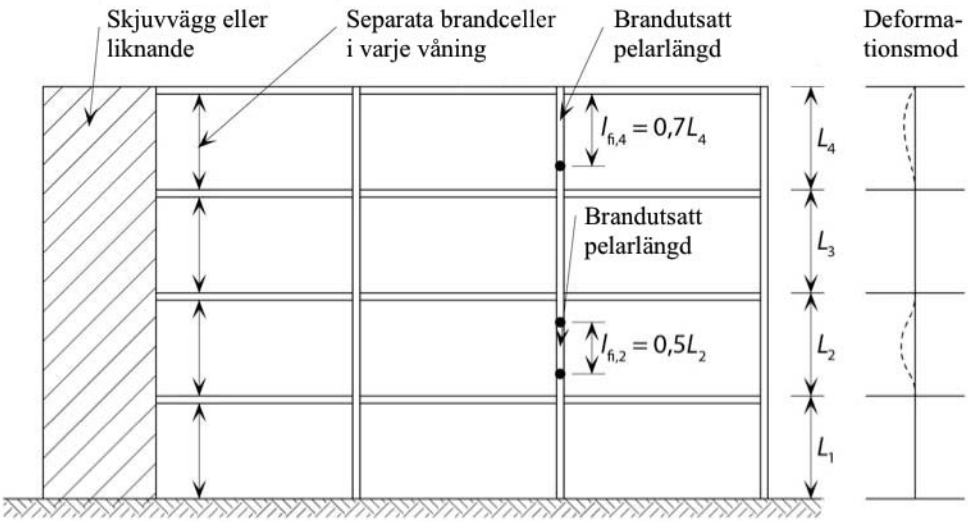
där:

$k_{\mathrm{E,\theta}}$ är reduktionsfaktorn för spännings-töjningskurvans lutning inom det elastiska området vid temperaturen θ_{a} (se avsnitt 8.2).

Vid ojämn temperatur i konstruktionselementet kan bärförmågan vid tryckkraft på säkra sidan beräknas genom att anta en jämn temperatur som är lika med den högsta temperaturen i elementet.

Knäckningslängden l_{fi} för en pelare som dimensioneras för brand bestäms normalt på samma sätt som för dimensionering vid normal temperatur. I en stagad ram kan dock knäckningslängden l_{fi} bestämmas genom att man betraktar den som fast inspänd vid kontinuerliga eller halvstyva anslutningar mot pelarna i över- och underliggande våningar. Detta antagande kan endast göras om brandmotståndet hos de delar som avskiljer dessa våningar inte är mindre än pelarens brandmotstånd.

Vid stagade ramar, i vilka varje våning utgör en separat brandcell med erforderligt brandmotstånd, är pelarens knäckningslängd i en mellanvåning l_{fi} = 0,5L och i övervåningen l_{fi} = 0,7L, där L är systemlängden i den aktuella våningen, se Figur 8.1.



Figur 8.1 *Knäckningslängder l_{fi} för pelare i stagade ramar*

8.3.5 Laterally restrained beams

Den dimensionerande momentkapaciteten $M_{fi,\theta,Rd}$ för ett tvärsnitt med jämn temperatur θ_a bör bestämmas som:

$$M_{fi,\theta,Rd} = k_{2,\theta}\, M_{Rd} \left[\frac{\gamma_{M0}}{\gamma_{M,fi}}\right] \qquad \text{för tvärsnittsklass 1, 2 eller 3} \qquad (8.15)$$

$$M_{fi,\theta,Rd} = k_{p0,2,\theta}\, M_{Rd} \left[\frac{\gamma_{M0}}{\gamma_{M,fi}}\right] \qquad \text{för tvärsnittsklass 4} \qquad (8.16)$$

där:

M_{Rd} är tvärsnittets plastiska momentkapacitet $M_{pl,Rd}$ (tvärsnittsklass 1 eller 2), bruttotvärsnittets elastiska momentkapacitet $M_{el,Rd}$ (tvärsnittsklass 3) eller det effektiva tvärsnittets momentkapacitet $M_{eff,Rd}$ (tvärsnittsklass 4) vid dimensionering vid normal temperatur.

$k_{2,\theta}$ och $k_{p0,2,\theta}$ defineras i avsnitt 8.2.

När man måste ta hänsyn till inverkan av tvärkraft används den reducerade momentkapaciteten vid dimensionering för normal temperatur enligt avsnitt 5.7.6.

Dimensionerande momentkapacitet $M_{\mathrm{fi,t,Rd}}$ vid tiden t för ett tvärsnitt i ett element med ojämn temperaturfördelning kan på säkra sidan bestämmas som:

$$M_{\mathrm{fi,t,Rd}} = \left[\frac{M_{\mathrm{fi,\theta,Rd}}}{\kappa_1 \kappa_2}\right] \tag{8.17}$$

där:

$M_{\mathrm{fi,\theta,Rd}}$ är den dimensionerande momentkapaciteten för tvärsnittet (eller det effektiva tvärsnittet i tvärsnittsklass 4) för en jämnt fördelad temperatur θ_a lika med den högsta temperaturen i tvärsnittet

κ_1 en korrektionsfaktor för olikformig temperatur över tvärsnittet, se Tabell 8.2

κ_2 är en korrektionsfaktor för olikformig temperatur längs balken, se Tabell 8.2.

Tabell 8.2 *Korrektionsfaktorer*

Exponeringsförhållanden	κ_1
För en balk med alla fyra sidorna exponerade för brand	1,0
För en balk utan brandisolering exponerad för brand på tre sidor, med en samverkansplatta eller betongplatta på den fjärde	0,70
För en balk med brandisolering exponerad för brand på tre sidor, med en samverkansplatta eller betongplatta på den fjärde	0,85
	κ_2
Vid upplagen på en statiskt obestämd balk	0,85
I alla övriga fall	1,0

Dimensionerande tvärkraftskapacitet $V_{\mathrm{fi,t,Rd}}$ vid tiden t för ett tvärsnitt med ojämn temperaturfördelning bestäms som:

$$V_{\mathrm{fi,t,Rd}} = k_{2,\theta_{\mathrm{web}}} V_{\mathrm{Rd}} \left[\frac{\gamma_{\mathrm{M0}}}{\gamma_{\mathrm{M,fi}}}\right] \quad \text{för tvärsnittsklass 1, 2 eller 3} \tag{8.18}$$

$$V_{\mathrm{fi,t,Rd}} = k_{\mathrm{p0,2},\theta_{\mathrm{web}}} V_{\mathrm{Rd}} \left[\frac{\gamma_{\mathrm{M0}}}{\gamma_{\mathrm{M,fi}}}\right] \quad \text{för tvärsnittsklass 4} \tag{8.19}$$

där:

V_{Rd} bruttotvärsnittets tvärkraftskapacitet vid normal temperatur, enligt avsnitt 5.7.5 (η bör tas som 1,0 för temperaturer över 400°C).

θ_{web} är temperaturen i livet.

8.3.6 Icke sidostagade balkar

Den dimensionerande momentkapaciteten med hänsyn till vippning $M_{\mathrm{b,fi,t,Rd}}$ vid tiden t för en icke sidostagad balk bör bestämmas som:

$$M_{\mathrm{b,fi,t,Rd}} = \frac{\chi_{\mathrm{LT,fi}}\, W_{\mathrm{pl,y}}\, k_{\mathrm{p0,2,\theta}}\, f_{\mathrm{y}}}{\gamma_{\mathrm{M,fi}}} \qquad \text{för tvärsnittsklass 1 och 2} \tag{8.20}$$

$$M_{\mathrm{b,fi,t,Rd}} = \frac{\chi_{\mathrm{LT,fi}}\, W_{\mathrm{el,y}}\, k_{\mathrm{p0,2,\theta}}\, f_{\mathrm{y}}}{\gamma_{\mathrm{M,fi}}} \qquad \text{för tvärsnittsklass 3} \tag{8.21}$$

$$M_{\mathrm{b,fi,t,Rd}} = \frac{\chi_{\mathrm{LT,fi}}\, W_{\mathrm{eff,y}}\, k_{\mathrm{p0,2,\theta}}\, f_{\mathrm{y}}}{\gamma_{\mathrm{M,fi}}} \qquad \text{för tvärsnittsklass 4} \tag{8.22}$$

där:

$\chi_{\mathrm{LT,fi}}$ är reduktionsfaktorn för vippning vid brand, som ges av:

$$\chi_{\mathrm{LT,fi}} = \frac{1}{\phi_{\mathrm{LT,\theta}} + \sqrt{\phi_{\mathrm{LT,\theta}}^{\,2} - \bar{\lambda}_{\mathrm{LT,\theta}}^{\,2}}} \qquad \text{men } \chi_{\mathrm{LT,fi}} \leq 1 \tag{8.23}$$

där:

$$\phi_{\mathrm{LT,\theta}} = 0{,}5\left[1 + \alpha_{\mathrm{LT}}(\bar{\lambda}_{\mathrm{LT,\theta}} - 0{,}4) + \bar{\lambda}_{\mathrm{LT,\theta}}^{\,2}\right] \tag{8.24}$$

där:

α_{LT} är imperfektionsfaktorn vid rumstemperatur som ges i avsnitt 6.4.2.

$k_{\mathrm{p0,2,\theta}}$ är reduktionsfaktorn som definieras i avsnitt 8.2 vid den högsta temperaturen θ som uppnås någonstans i tvärsnittet.

Slankhetsparametern $\bar{\lambda}_{\mathrm{LT,\theta}}$ vidtemperaturen θ ges av:

$$\bar{\lambda}_{\mathrm{LT,\theta}} = \bar{\lambda}_{\mathrm{LT}}\left[\frac{k_{\mathrm{p0,2,\theta}}}{k_{\mathrm{E,\theta}}}\right]^{0,5} \qquad \text{för alla tvärsnittsklasser} \tag{8.25}$$

där:

$k_{\mathrm{E,\theta}}$ är reduktionsfaktorn enligt avsnitt 8.2 vid temperaturen θ.

8.3.7 Konstruktionselement påverkade av axiell tryckkraft och böjmoment

Inverkan av kombinationen tryckkraft och böjmoment kontrolleras med följande uttryck för att förhindra knäckning i styva och veka riktningen samt vippning:

a) För tvärsnittsklas 1, 2 eller 3:

$$\frac{N_{\mathrm{fi,Ed}}}{\chi_{\mathrm{min,fi}}\, A\, k_{\mathrm{p0,2,\theta}}\, \dfrac{f_{\mathrm{y}}}{\gamma_{\mathrm{M,fi}}}} + \frac{k_{\mathrm{y}}\, M_{\mathrm{y,fi,Ed}}}{M_{\mathrm{y,fi,\theta,Rd}}} + \frac{k_{\mathrm{z}}\, M_{\mathrm{z,fi,Ed}}}{M_{\mathrm{z,fi,\theta,Rd}}} \leq 1 \tag{8.26}$$

$$\frac{N_{\mathrm{fi,Ed}}}{\chi_{\mathrm{min1,fi}}\, A\, k_{\mathrm{p0,2,\theta}}\, \dfrac{f_{\mathrm{y}}}{\gamma_{\mathrm{M,fi}}}} + \frac{k_{\mathrm{LT}}\, M_{\mathrm{y,fi,Ed}}}{\chi_{\mathrm{LT,fi}}\, M_{\mathrm{y,fi,\theta,Rd}}} + \frac{k_{\mathrm{z}}\, M_{\mathrm{z,fi,Ed}}}{M_{\mathrm{z,fi,\theta,Rd}}} \leq 1 \tag{8.27}$$

där:

$N_{\mathrm{fi,Ed}}$, $M_{\mathrm{y,fi,Ed}}$ och $M_{\mathrm{z,fi,Ed}}$ är dimensionerande axiallast och böjmoment i brandsituationen

$M_{y,fi,\theta,Rd}$ och $M_{z,fi,\theta,Rd}$ definieras i avsnitt 8.3.5.

$\chi_{min,fi}$ är den minsta reduktionsfaktorn för böj-, vrid- och böjvridknäckning vid temperaturen θ, enligt definitionen i avsnitt 8.3.4.

$\chi_{min1,fi}$ är den minsta reduktionsfaktorn för böjknäckning kring z-axeln, vrid- och böjvridknäckning vid temperaturen θ, enligt definitionen i avsnitt 8.3.4.

$\chi_{LT,fi}$ är reduktionsfaktorn för vippning vid temperaturen θ, enligt definitionen i avsnitt 8.3.6.

$$k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT}\, N_{fi,Ed}}{\chi_{z,fi}\, A\, k_{p0,2,\theta} \dfrac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} \leq 1 \tag{8.28}$$

$$\mu_{LT} = 0{,}15\bar{\lambda}_{z,\theta}\, \beta_{M,LT} - 0{,}15 \leq 0{,}9 \tag{8.29}$$

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y\, N_{fi,Ed}}{\chi_{y,fi}\, A\, k_{p0,2,\theta} \dfrac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} \leq 3 \tag{8.30}$$

$$\mu_y = \left(1{,}2\beta_{M,y} - 3\right)\bar{\lambda}_{y,\theta} + 0{,}44\beta_{M,y} - 0{,}29 \leq 0{,}8 \tag{8.31}$$

$$k_z = 1 - \frac{\mu_z\, N_{fi,Ed}}{\chi_{z,fi}\, A\, k_{p0,2,\theta} \dfrac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} \leq 3 \tag{8.32}$$

$$\mu_z = (2\beta_{M,z} - 5)\bar{\lambda}_{z,\theta} + 0{,}44\beta_{M,z} - 0{,}29 \leq 0{,}8 \text{ and } \bar{\lambda}_{z,\theta} \leq 1{,}1 \tag{8.33}$$

β_M är en faktor för momentfördelningen enligt Tabell 8.3.

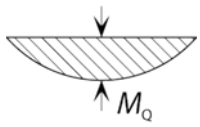
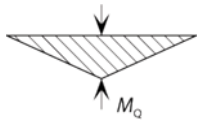
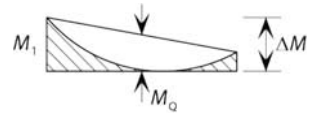
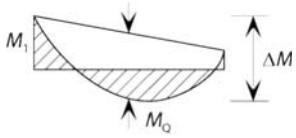
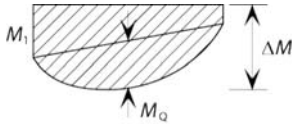
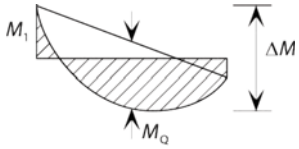
b) För tvärsnittsklass 4:

$$\frac{N_{fi,Ed}}{\chi_{min,fi}\, A_{eff}\, k_{p0,2,\theta} \dfrac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} + \frac{k_y\, M_{y,fi,Ed} + N_{fi,Ed}\, e_y}{M_{y,fi,\theta,Rd}} + \frac{k_z\, M_{z,fi,Ed} + N_{fi,Ed}\, e_z}{M_{z,fi,\theta,Rd}} \leq 1 \tag{8.34}$$

$$\frac{N_{fi,Ed}}{\chi_{min1,fi}\, A_{eff}\, k_{p0,2,\theta} \dfrac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} + \frac{k_{LT}\, M_{y,fi,Ed} + N_{fi,Ed}\, e_y}{\chi_{LT,fi}\, M_{y,fi,\theta,Rd}} + \frac{k_z M_{z,fi,Ed} + N_{fi,Ed}\, e_z}{M_{z,fi,\theta,Rd}} \leq 1 \tag{8.35}$$

där termerna är definierade i (a) ovan, med undantag av att vid beräkningen av k_y, k_z och k_{LT}, ska A_g ersättas av A_{eff}.

Tabell 8.3 *Faktor för momentfördelningen,* β_M

Momentdiagram	**Faktor för momentfördelningen** β_M
Ändmoment 	$\beta_{M,\psi} = 1{,}8 - 0{,}7\psi$
Moment i transversallast   	$\beta_{M,Q} = 1{,}3$ $\beta_{M,Q} = 1{,}4$
Moment av transversallast plus ändmoment     	$\beta_M = \beta_{M,\psi} + \frac{M_Q}{\Delta M}(\beta_{M,Q} - \beta_{M,\psi})$ $M_Q = \lvert \max M \rvert$ av enbart transversallasten För momentdiagram som inte växlar tecken: $\Delta M = \lvert \max M \rvert$ För momentdiagram som växlar tecken: $\Delta M = \lvert \max M \rvert + \lvert \min M \rvert$

8.4 Termiska egenskaper vid förhöjd temperatur

8.4.1 Termisk förlängning

Den relativa termiska förlängningen för austenitiska rostfria stål, $\Delta l/l$ kan bestämmas med följande uttryck:

$$\frac{\Delta l}{l} = \frac{(16 + 4{,}79\times10^{-3}\theta - 1{,}243\times10^{-6}\theta^2) \times (\theta - 20)}{10^6} \tag{8.36}$$

där:

l är längden vid 20°2

Δl är förlängningen på grund av temperaturhöjningen

θ är ståltemperaturen (°()

Tabell 8.4 ger värden på den genomsnittliga termiska längdutvidgningskoefficienten för austenitiska, duplexa och ferritiska rostfria stål för olika temperaturintervall.

Tabell 8.4 *Genomsnittlig termisk längdutvidgningskoefficient*

Ståltemperatur (°(å	**Genomsnittlig termisk längdutvidgningskoefficient (10^{-6}/□C)**		
	Austenitiska stål	**Duplexa stål**	**Ferritiska stål**
20 - 100	16,7	13,2	10,3
20 - 200	17,2	13,9	10,7
20 - 300	17,7	14,3	11,1
20 - 400	18,1	14,7	11,5
20 - 500	18,4	15,1	11,8
20 - 600	18,8	15,4	12,0
20 - 700	19,1	15,9	12,4
20 - 800	19,4	16,3	12,9
20 - 900	19,4	16,7	13,4
20 - 1000	19,7	17,1	14,0
20 - 1100	20	17,5	-

8.4.2 Specifik värme

Rostfritt ståls specifika värme c kan bestämmas med följande uttryck:

För austenitiska och duplexa rostfria stål:

$$c = 450 + 0{,}28\times\theta - 2{,}91\times10^{-4}\theta^2 + 1{,}34\times10^{-7}\theta^3 \quad \text{J/kg□C} \tag{8.37}$$

För ferritiska rostfria stål:

$$c = 430 + 0{,}26\times\theta \quad \text{J/kg□C} \tag{8.38}$$

Nu gällande EN 1993-1-2 ger endast ekvation (8.37). Det förväntas att ekvation (8.38) kommer att införas i den kommande reviderade versionen av EN 1993-1-2.

8.4.3 Termisk konduktivitet

Den termiska konduktiviteten för rostfritt stål λ kan bestämmas med följande uttryck:

För austenitiska och duplexa rostfria stål:

$$\lambda = 14{,}6 + 1{,}27\times10^{-2}\theta \quad \text{W/m□C} \tag{8.39}$$

För ferritiska rostfria stål:

$$\lambda = 20{,}4 + 2{,}28\times10^{-2}\theta - 1{,}54\times10^{-5}\theta^2 \qquad \text{W/m°C} \tag{8.40}$$

Nu gällande EN 1993-1-2 ger endast ekvation (8.39). Det förväntas att ekvation (8.40) kommer att införas i den kommande reviderade versionen av EN 1993-1-2.

8.4.4 Beräkning av temperaturstegring i rostfritt stål

Metoden för att beräkna temperaturstegringen i kolstål kan även tillämpas på rost- fritt stål. Temperaturstegringen i en likformigt uppvärmd oisolerad profil i rostfritt stål under tidsintervallet Δt ges av:

$$\Delta\theta_t = \frac{A_m/V}{c\,\rho}\,\dot{h}_{net,d}\,\Delta t \tag{8.41}$$

där:

c är det rostfria stålets specifika värme, (J/kgK), enligt avsnitt 8.4.2

ρ är det rostfria stålets densitet (kg/m^3), enligt Tabell 2.7 (normalt betraktad som temperaturoberoende)

A_m/V är profilfaktorn för oisolerade stålprofiler

A_m är konstruktionselementets omslutningsyta per längdenhet

V är konstruktionselementets volym per längdenhet

$\dot{h}_{net,d}$ är dimensioneringsvärdet för nettovärmeflödet per areaenhet

$$= \dot{h}_{net,c} + \dot{h}_{net,r} \tag{8.42}$$

i vilket:

$$\dot{h}_{net,c} = \alpha_c(\theta_g - \theta) \tag{8.43}$$

$$\dot{h}_{net,r} = \phi\,\varepsilon_{res}\,5{,}67\times10^{-8}\left[(\theta_g + 273)^4 - (\theta + 273)^4\right] \tag{8.44}$$

α_c är koefficienten för värmeöverföring genom konvektion (normalt satt till 25 W/m^{2}K)

θ_g är gastemperaturen i konstruktionselementets omgivning vid exponering för brand (°C), som ges av standardbrandkurvan

θ är stålprofilens temperatur, vilken antas vara likformig vid tiden t (°C)

ϕ är konfigurationsfaktorn

ε_{res} är det resulterande strålningstalet

Parametern ε_{res} representerar strålningen mellan branden och det rostfria stålets yta, och dess storlek beror på i vilken grad elementet är direkt exponerat för branden. Konstruktionselement som delvis är avskärmade från strålningseffekterna från branden torde ha ett lägre värde på ε_{res}. För rostfritt stål kan ε_{res} sättas lika med 0,4.

Ovanstående ekvation för temperaturökningen under ett tidssteg kan användas för att bestämma ståltemperaturen med numerisk integration om man känner brandrummets temperatur som funktion av tiden. Standardbrandkurvan för brand i trämaterial ges i EN 1991-1-2 som:

$$\theta_g = 20 + 345 \log_{10}(8t + 1)) \tag{8.45}$$

där:

t är tiden som branden pågått (minuter)

8.5 Materialmodellering vid förhöjda temperaturer

Spännings-töjningssambandet vid förhöjda temperaturer kan beräknas med följande uttryck. Observera att BILAGA C ger ekvivalenta uttryck för modellering av spännings-töjningssambandet vid rumstemperatur.

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{E_\theta} + 0{,}002\left[\frac{\sigma}{f_{p0,2,\theta}}\right]^{n_\theta} \qquad \text{för } \sigma \leq f_{p0,2,\theta} \tag{8.46}$$

Andra delen av spännings-töjningssambandet kan antingen uttryckas i termer av $f_{2,\theta}$ (ekvation) eller $f_{u,\theta}$ (ekvation (8.47)):

$$\varepsilon = \frac{\sigma - f_{p0,2,\theta}}{E_{p0,2,\theta}} + \left(0{,}02 - \varepsilon_{p0,2,\theta} - \frac{(f_{2,\theta} - f_{p0,2,\theta})}{E_{p0,2,\theta}}\right) \times \left[\frac{\sigma - f_{p0,2,\theta}}{f_{2,\theta} - f_{p0,2,\theta}}\right]^{m_{\theta,2}} + \varepsilon_{p0,2,\theta} \quad \text{för} \quad f_{p0,2,\theta} < \sigma \leq f_{u,\theta} \tag{8.47}$$

eller

$$\varepsilon = \frac{\sigma - f_{p0,2,\theta}}{E_{p0,2,\theta}} + \varepsilon_{u,\theta}\left(\frac{\sigma - f_{p0,2,\theta}}{f_{u,\theta} - f_{p0,2,\theta}}\right)^{m_\theta} + \varepsilon_{p0,2,\theta} \qquad \text{för} \qquad f_{p0,2,\theta} < \sigma \leq f_{u,\theta} \tag{8.47}$$

där

σ är den ingenjörsmässiga spänningen

ε är den ingenjörsmässiga töjningen

$f_{2,\theta}$ är spänningen vid 2 % vid total töjning vid temperaturen θ

$\varepsilon_{p0,2,\theta}$ är den totala töjningen korresponderande till $f_{p0,2,\theta}$

$E_{p0,2,\theta}$ är tangentmodulen vid $f_{p0,2,\theta}$

$\varepsilon_{u,\theta}$ är töjningen vid brottgränsen $f_{u,\theta}$ ($\varepsilon_{u,\theta} \leq \varepsilon_u$)

n_θ, m_θ är $m_{\theta,2}$ är exponenter som definierar graden av icke-linjearitet för materialet vid temperaturen θ

$\varepsilon_{u,\theta}$ kan bestämmas utgående från uttrycket för ε_u vid rumstemperatur enligt BILAGA C, med hållfasthetsvärden för förhöjd temperaturer.

Värden för n_θ kan antas till värdena för n vid rumstemperatur. Värden för m_θ och $m_{\theta,2}$ kan bestämmas med uttrycket för m som gäller vid rumstemperatur, men med värden för förhöjda temperaturer för $f_{p0,2,\theta}$ och $f_{u,\theta}$.

Nu gällande EN 1993-1-2 ger en annan materialmodell för rostfritt stål än vad som anges ovan. Det förväntas dock att modellen enligt ekvationerna (8.46), och (8.47) kommer att införas i den kommande reviderade versionen av EN 1993-1-2 eftersom den, som en modifierad sammanhållen Ramberg-Osgood-formulering, är i linje med den allmänt antagna formuleringen för beteende vid rumstemperatur (BILAGA C). Den nya modellen är även mer korrekt, mindre komplex och använder parametrar som har tydlig fysikalisk grund.

9 UTMATTNING

Utmattning ska beaktas i konstruktioner eller delar av konstruktioner som utsätts för spänningsvariationer av betydelse. För konstruktioner i byggnader krävs normalt ingen utmattningskontroll, med undantag för element som bär upp lyftanordningar, rörliga laster eller vibrerande maskiner, och för element som utsätts för vindinducerade svängningar.

I likhet med konstruktioner i kolstål leder kombinationen av spänningskoncentrationer och defekter vid svetsförband till att dessa ställen nästan utan undantag är mer utmattningsbenägna än övriga delar av konstruktionen. Anvisningar för att beräkna utmattningshållfastheten för konstruktioner i kolstål är även tillämpliga på austenitiska och duplexa rostfria stål, se EN 1993-1-9.

Genom att tillämpa god konstruktionspraxis kan mycket göras för att minska konstruktionens känslighet för utmattning. Detta innefattar förståndigt val av konstruktionens utformning i stort, och att noggrant välja konstruktionsdetaljer som har god utmattningshållfasthet. Nyckeln till utmattningstålig utformning är att rationellt beakta utmattning tidigt i dimensioneringsprocessen. En utmattningsberäkning som görs först efter det att övriga dimensioneringskriterier har uppfyllts kan resultera i en olämplig eller kostsam konstruktion. Det är också viktigt att beakta tillverkarens och montörens behov. Därför rekommenderas att man på ett tidigt stadium rådfrågar dessa för att peka ut delar av konstruktionen som är mest känsliga för utmattningssprickor, för att diskutera speciella försiktighetsåtgärder och för att bli medveten om tillverknings- och monteringsproblem. Speciellt bör hål eller lyftanordningar för att underlätta tillverkning eller montering beaktas vid utmattningsdimensioneringen.

Det kan vara möjligt att eliminera potentiella utmattningsproblem genom att ägna vederbörlig uppmärksamhet åt konstruktionsdetaljer och undvika:

- skarpa tvärsnittsändringar och spänningskoncentrationer i allmänhet
- vinkelfel och excentriciteter.
- små diskontinuiteter som repor och slipmärken.
- onödig svetsning av sekundära anordningar, t ex fästen för lyft.
- delvis genomsvetsade förband, kälsvetsar, intermittent svetsning och rotstrimlor.
- elektrodöverslag

Även om metoder för att förbättra svetsen, såsom styrning av svetsens geometri, slipning av fattningskanten samt kulblästring och purrning kan höja ett förbands utmattningshållfasthet, finns det inte tillräckliga data för att kvantifiera den eventuella gynnsamma effekten för rostfria stål. Det bör även noteras att alla metoderna är arbetskrävande, och att det fordras skicklighet och erfarenhet hos operatören för att uppnå maximal nytta. De bör inte, annat än i speciella fall, ses som ett dimensioneringsalternativ.

10 PROVNING

10.1 Allmänt

Provning av material och element i rostfritt stål kan krävas av ett antal skäl:

- Om man vill tillgodoräkna sig hållfasthetshöjningen i kallformade hörn i element, se avsnitt 2.2.1.
- Om ett elements geometri är sådan att den ligger utanför tillämpningsområdet (såsom de gränser som ges i avsnitt 5.2).
- Om ett antal konstruktioner eller komponenter ska baseras på prototypprovning.
- Om det krävs bestyrkande att tillverkningen håller jämn kvalitet.

De vanliga försiktighetsåtgärderna och kraven på provningsprocedurer och utvärdering av resultat som gäller för provning av kolstål gäller också vid provning av rostfritt stål. Allmänt rekommenderas därför att man studerar sådana krav, se avsnitt 5.2 och bilaga D i SS-EN 1990 och avsnitt 9 och bilaga A i EN 1993-1-3. Det finns dock speciella aspekter på rostfria stål, som man måste tänka mer på när man lägger upp provningarna än som kanske skulle vara fallet vid kolstål. Följande orienterande vägledning ges.

10.2 Bestämning av spännings-töjningskurvan

Vid dragprovning på provkroppar av rostfritt stål rekommenderas att lasten införs i provkroppens ändpartier via sprintar, som har tillräcklig area för att klara skjuvningen. Detta är till för att säkerställa att provkroppen blir axiellt belastad och därmed möjliggöra att spännings-töjningskurvans verkliga form ska kunna urskiljas utan några felaktiga effekter förorsakade av för tidig flytning på grund av excentrisk last. Lastens axialitet kan kontrolleras genom elastiska mätningar med en extensometer placerad med olika orientering runt provkroppen. Eftersom rostfritt stål uppvisar en viss grad av anisotropi (olika spännings-töjningskarakteristika parallellt och tvärs valsningsriktningen) med högre hållfasthet tvärs valsningsriktningen rekommenderas att hänsyn tas till provkropparnas orientering i förhållande till valsningsriktningen. Rostfritt stål har ett starkt töjningshastighetsberoende. Vid verifiering av hållfasthetsparametrarna rekommenderas därför att samma töjningshastighet tillämpas som vid tillverkarens produktionskontroll.

10.3 Provning av element

Det rekommenderas att provning av element görs som fullskaleförsök eller så nära fullskaleförsök som möjligt med hänsyn till provningsanordningarna, och att provkropparna bör tillverkas med samma tillverkningsprocesser som ska användas i den slutliga konstruktionen. Om komponenterna är svetsade bör prototypen svetsas på samma sätt.

Eftersom rostfritt stål kan uppvisa anisotropi rekommenderas att provkropparna tas ut ur plåten med samma orientering (d v s tvärs eller parallellt valsningsriktningen) som avses för den slutliga konstruktionen. Om den slutliga orienteringen inte är känd, eller inte kan säkerställas, kan det vara nödvändigt att göra provningar för båda riktningarna och använda de ogynnsammaste resultaten. För töjhärdande material bör både drag- och tryckhållfastheten bestämmas för riktningen i fråga. Utvärderingen av provningsresultaten bör göras med motsvarande hållfasthet.

Rostfria stål uppvisar högre duktilitet och större deformationshårdnande än kolstål, och därför kan provningsutrustningens kapacitet behöva vara större än vad som krävs för provning av element i kolstål med motsvarande hållfasthet. Detta gäller inte bara utrustningens lastkapacitet utan också dess förmåga att klara större deformation i provkroppen. Det bör noteras, att vid

högre laster på provkropparna blir effekterna av krypning mer påtagliga, och detta kan betyda att avläsningen av töjning eller förskjutning inte stabiliseras inom rimlig tid.

11 TILLVERKNINGSASPEKTER

11.1 Inledning

Syftet med detta avsnitt är att belysa relevanta aspekter på tillverkning i rostfritt stål för konstruktören, inklusive rekommendationer om god praxis. Det gör det också möjligt att preliminärt bedöma en tillverkares lämplighet för arbetet.

Rostfritt stål är inte ett svårt material att arbeta med. I vissa avseenden skiljer det sig dock från kolstål, och bör behandlas i enlighet med detta. Många tillverknings- och sammanfogningsmetoder liknar dem som används för kolstål, men de speciella egenskaperna hos rostfritt stål fordrar att man särskilt uppmärksammar ett antal områden. Det är viktigt att effektiv kommunikation mellan konstruktören och tillverkaren upprättas tidigt i projektet för att säkerställa att lämplig tillverkningspraxis kan och kommer att väljas.

Ett överskuggande mål är att bibehålla stålets korrosionsmotstånd. Det är viktigt att vidta försiktighetsåtgärder i alla skeden av lagring, hantering och formning för att minimera inverkningar som äventyrar bildandet av det självläkande passiva lagret. Speciellt måste man vara noga med att återställa full korrosionsresistens i svetszoner. Även om försiktighetsåtgärderna är viktiga, så är de enkla och i allmänhet en fråga om god ingenjörspraxis.

Det är viktigt att bevara den rostfria stålytans goda utseende genom hela tillverkningen. Skavanker på ytan är inte bara fula utan de är också normalt oacceptabla och visar sig vara tidsödande och dyra att rätta till. Medan skavanker på ytan normalt kommer att döljas av färg vid konstruktioner i kolstål kommer det endast sällan att vara så vid rostfria stålkonstruktioner.

Konstruktionsformen kan dikteras av vilka material som finns tillgängliga. Man bör inse att det tillgängliga sortimentet av varmvalsade rostfria stålprofiler är mer begränsat än vid kolstål. Detta leder till en större användning av kallformade och svetsade profiler än normalt. Dessutom kan, på grund av längden på kantpressar, endast relativt korta längder formas, vilket leder till större användning av skarvar. Vid detaljutformning av förband ska man ta hänsyn till fria utrymmen för skruvar nära bockade kanter och till potentiella problem med passningen på grund av svetsdeformationer.

11.2 EN 1090 Utförande av stål- och aluminiumkonstruktioner

För tillverkning och utförande av bärverk i rostfritt stål gäller EN 1090, som är en harmoniserad standard. Byggprodukter tillverkade enligt EN 1090 ska CE-märkas om de ska tillhandahållas på den europeiska inre marknaden. EN 1090 omfattar kallformade och varmvalsade produkter i austenitiska, duplexa och ferritiska rostfria stål.

Del 1 av EN 1090 (EN 1090-1) är *Bedömning av bärverksdelars överensstämmelse med ställda krav*. Denna del redovisar hur tillverkare kan visa att komponenterna de tillverkar överensstämmer med de deklarerade egenskaperna (d v s de karakteristiska egenskaper som gör dem lämpliga för avsedd användning och funktion).

Del 2 av EN 1090 (EN 1090-2) är *Stålkonstruktioner*. Denna standard anger krav för utförande av stålkonstruktioner för att uppnå tillräckligt hög kvalitetsnivå med hänsyn till mekanisk bärförmåga och stabilitet, brukbarhet samt beständighet. Kraven styr de karakteristiska egenskaper som tillverkaren ska uppnå och deklarera enligt kraven i 1090-1. Standarden omfattar tekniska krav för ett brett spann av både kallformade och varmvalsade produkter i kolstål och rostfritt stål. Den är tillämplig på bärverksdelar i byggnader och andra liknande konstruktioner.

11.3 Utförandeklasser

För varje enskilt byggprojekt ska en utförandeklass (EXC) föreskrivas i enlighet med (den normativa) bilaga C i EN 1993-1-1. I EN 1090-2 definieras fyra olika utförandeklasser, där EXC1 har de lägsta kraven och EXC4 har de striktaste kraven. Det huvudsakliga skälet till att det finns fyra olika utförandeklasser är att kunna tillhandahålla en tillförlitlighetsnivå som är anpassad till konsekvenserna av brott i bärverket, komponenten eller detaljen och till kraven på utförandet. Respektive utförandeklass omfattar ett antal krav på tillverkning i verkstad och utförande på byggplats. Dessa krav sammanfattas i bilaga A.3 i EN 1090-2. Utförandeklassen ger stålbyggaren (tillverkaren) information om vilka utförandekrav som gäller för det specifika bärverket och vilka krav som ställs på tillverkarens system för tillverkningskontroll (factory production control, FPC) för att denne ska kunna utfärda en prestandeklaration och CE-märka det tillverkade bärverket. Detta gör att en tillverkare som har ett system för tillverkningskontroll som är certifierat för EXC2 endast kan utfärda en prestandadeklaration och CE-märka bärverk i EXC1 och EXC2. Beställare, konstruktörer och byggentreprenörer kan med stöd av utförandeklassen identifiera tillverkare med rätt nivå på kvalitetskontrollen för det aktuella projektet. Utförandeklassen kan även användas av projektörer/konstruktörer för att bestämma rätt nivå på utförande och kontroll i förhållande till deras antagna förutsättningar för bärverket.

Utförandeklasen kan föreskrivas för hela bärverket, en individuell komponent eller en detalj. I vissa fall gäller samma utförandeklass för hela bärverket, men i andra fall kan vissa komponenter eller detaljer ha en annan utförandeklass än den som gäller för bärverket i övrigt.

De faktorer som påverkar valet av utförandeklass är:

- aktuellt krav på tillförlitlighet (baseras på aktuell konsekvensklass eller säkerhetsklass eller både och, se EN 1990),
- typ av bärverk, komponent eller detalj,
- typ av belastning (statisk, kvasistatisk, utmattning eller seismisk).

De aktuella förutsättningarna för varje enskilt byggprojekt styr vilken utförandeklass som ska föreskrivas i det aktuella fallet, men utförandeklass 2 (EXC2) är normalt tillräckligt för de flesta byggnader som inte ligger i seismiska zoner. EXC4 bör föreskrivas för bärverk där konsekvenserna av brott är extrema. Vägledning för val av utförandeklass ges i den nationella bilagan till EN 1993-1-1.

Man bör undvika att föreskriva en högre utförandeklass än nödvändigt eftersom detta kan leda till onödiga fördyringar. Exempelvis kan det för ett bärverk i EXC2 av någon anledning vara önskvärt med full spårbarhet (ett krav i EXC3) i stället för det lägre kravet på spårbarhet i EXC2. I sådana fall är det bättre att föreskriva EXC2 med ett kompletterande krav på full spårbarhet än att föreskriva EXC3 som ett generellt krav för bärverket.

11.4 Lagring och hantering

Allmänt krävs större försiktighet vid lagring och hantering av rostfritt stål än vid kolstål för att undvika skador på ytan (speciellt för blanka glödgade eller polerade ytor) och för att undvika föroreningar av kolstål och järn. Procedurer för lagring och hantering bör överenskommas mellan vederbörande kontraktsparter innan nå- gon tillverkning sätts igång och göras tillräckligt detaljerat för att tillgodose eventuella specialkrav.

Procedurerna bör t ex omfattande följande punkter:

- Stålet bör kontrolleras omedelbart efter leverans för eventuella skador på ytan.

- Stålet kan ha en skyddsplast eller annan skyddande beläggning. Denna bör få sitta kvar så länge som möjligt, och tas bort just före den slutliga tillverkningen. Om det behövs skydd bör detta begäras i upphandlingsdokumenten (t ex för blanka glödgade ytor).
- Om en klistrad plastfilm används istället för en lös skyddsplast bör plastfilmen vara UV-klassad för att förhindra förtida nedbrytning och att klistret förorenar det rostfria stålets yta. Man bör även säkerställa att plastfilmen avlägsnas inom ramen för den av leverantören angivna livslängden, som normalt är upp till sex månader.
- Lagring i fuktiga miljöer med hög salthalt bör undvikas. Om detta är oundvikligt bör det rostfria stålet förpackas så att saltinträngning förebyggs. Skyddsfilm av plast bör avlägsnas om exponering för salter kan förväntas eftersom skyddsfilmerna är genomsläppliga för både salt och fukt vilket skapar ideala förutsättningar för gropfrätning.
- För att undvika ytskador eller missfärgning orsakad av reaktioner med andra metaller bör rostfritt stål förvaras i hyllor med läkt eller skivor av trä, gummi eller plast. Plåtar kan med fördel förvaras stående. Plåtar förvarade liggande kan riskera kontaminering av kolstål och ytskador genom att någon går på dem.
- Lyftdon av kolstål, t ex kedjor, krokar och klossar bör undvikas. Även här förhindrar skyddande material, eller användning av sugkoppar, att järn tas upp. Gafflarna på gaffeltruckar bör också skyddas.
- Kontakt med kemikalier inklusive onödiga mängder av oljor och fetter (vilket kan missfärga vissa ytor) bör undvikas.
- Det bästa är om olika utrymmen i verkstaden används för rostfritt stål och för kolstål. Endast verktyg speciellt avsedda för rostfritt stål bör användas, vilket särskilt gäller slipskivor och stålborstar. Observera att stålborstar och stålull ska vara av rostfritt stål och normalt i ett material med likvärdigt korrosionsmotstånd (använd t ex inte ferritiska eller låglegerade austenitiska rostfria stålborstar på mer korrosionsbeständigt rostfritt stål).
- Som en försiktighetsåtgärd under tillverkning och montering är det klokt att se till att eventuella vassa grader från klippningsoperationer avlägsnas.
- Man bör tänka igenom eventuella åtgärder som behövs för att skydda den färdiga produkten under transport.

Vägledning för borttagning av föroreningar ges i ASTM A380.

11.5 Formningsoperationer

Austenitiskt rostfritt stål uppvisar betydande deformationshårdnande under kallbearbetning. Deformationshårdnande kan vara en användbar egenskap eftersom den tillåter omfattande formning under dragformning utan risk för förtida brott. Deformationshårdnande kan även vara ofördelaktigt, framförallt vid skärande bearbetning där särskild hänsyn måste tas till varvtal och matningshastighet. Graden av deformationshårdnande varierar med olika stålsorter. Stålsorten 1.4318 deformationshårdnar t ex i högre grad än andra stålsorter som används för byggkonstruktioner. Det är enklare att uppnå planhet genom rullformning för ferritiska än för austenitiska rostfria stål.

11.5.1 Kapning

Rostfritt stål är ett relativt dyrt material jämfört med vissa andra metaller och man måste vara noga vid utmärkningen på plåtar för att undvika spill vid tillkapning Observera att det kan bli mer spill om materialet har en struktur efter poleringen (eller ett mönster i viss riktning) som måste bibehållas vid tillverkningen. Vissa märkpennor/kritor kommer att visa sig svåra att avlägsna, eller ge fläckar, om de används direkt på ytan (istället för på en skyddsfilm). Man bör i förväg kontrollera att märkpennor såväl som borttagningsmedel fungerar tillfredsställande.

Rostfritt stål kan kapas med vanliga metoder, t ex klippning och sågning, men effektbehovet kommer att vara större än vid motsvarande tjocklekar i kolstål på grund av deformationshårdnande. Om möjligt bör tillkapning (och bearbetning i allmänhet) göras när metallen är i glödgat (mjukt) tillstånd för att begränsa defor- mationshårdnande och slitage på verktygen.

Plasmaskärning är speciellt användbart för att kapa tjocka plåtar och profiler och när den kapade kanten ska bearbetas, t ex för beredning av svetsfogar. Vattenjetskärning är lämplig för att kapa material med upp till 200 mm tjocklek utan uppvärmning, deformationer eller påverkan på det rostfria stålets egenskaper. Laserskärning är lämpligt för rostfritt stål, särskilt när det krävs snäva toleranser eller vid kapsnitt eller mönster som inte är raka. Med laserskärning kan kapsnitt göras med liten risk för lokala deformationer i stålet. För att skära raka snitt används ofta excenterplåtsax. Genom att använda en sax med öppen ände kan man få ett kontinuerligt snitt som är längre än saxbettet, dock med risk att man får små hack i den skurna kanten. Acetylensyrgasskärning är inte lämpligt för att kapa rostfritt stål såvida man inte använder fluxmedel.

11.5.2 Kallformning

Rostfritt stål formas lätt med vanlig kallformningsteknik såsom bockning, trycksvarvning, pressning och djupdragning. För bärande konstruktioner är bockning i kantpress den mest använda tekniken, även om det kan vara mer ekonomiskt med rullformning för tunnplåtsprodukter i stora volymer.

Återigen kommer effektbehovet för att bocka rostfritt stål att vara högre än för kolstål på grund av kallhärdning (med omkring 50 % vid austenitiska rostfria stål eller mer vid duplexa stål). Rostfritt stål måste också bockas till något mer än kolstål för att motverka effekterna av återfjädring. Ferritiska stål uppvisar inget signifikant arbetshårdnande vid kallformning. För komplicerade tvärsnitt är det klokt att involvera tillverkaren så tidigt som möjligt i utformningen.

Rostfria ståls höga duktilitet medger små bockningsradier, kanske så små som halva tjockleken vid glödgat material. Allmänt rekommenderas dock att välja minst följande innerradier:

t för austenitiska stålsorter

$2t$ för duplexa stålsorter

där t är materialets tjocklek.

I likhet med för kolstål kan kallformning leda till reduktion av segheten för rostfritt stål. Om seghet är en kritisk egenskap i det specifika fallet bör konstruktören särskilt analysera till konsekvenserna av kallformning på materialets seghet, t ex genom att provningar på kallformade provkroppar från samma material. För austenitiska stålsorter är seghetsreduktionen p g a kallformning inte signifikant.

Vid böjning av cirkulära rör bör följande villkor beaktas:

- Förhållandet mellan rörets ytterdiameter och tjocklek, d/t, bör inte överstiga 15 (för att undvika höga verktygskostnader).
- krökningsradien (i rörets centrumlinje) bör inte understiga det större av $1{,}5d$ eller $d + 100$ mm,
- eventuella svetsfogar bör placeras nära neutrallagret för att minska böjspänningar i svetsen.

Om det är aktuellt med ett högre förhållande *d/t* eller en mindre krökningsradie bör expertis (t ex en entreprenör som utför detta som en del av sin dagliga verksamhet) bör konsulteras om förutsättningarna för detta. Alternativt kan lämpliga produktionsprov utföras för att säkerställa

att böjningen inte orsakar skador och att toleranserna är acceptabla. För rör med $d < 100$ mm kan mindre restriktiva krav på krökningsradien tillämpas, t ex bör radien inte understiga 2,5d. Notera att konstruktören bör beakta krökningens påverkan på bärförmågan med avseende på buckling.

11.5.3 Hål

Hål kan borras eller stansas. Vid borrning måste man använda positiva skärvinklar på borreggen för att undvika kallhärdning och detta kräver vassa borrspetsar med korrekt vinkel och skärhastighet. Användning av körnare med rundad spets rekommenderas inte, eftersom detta kallhärdar ytan. Antingen ska man använda en centrumborr eller en körnare med konspets. Hål kan stansas i austenitiska rostfria stål upp till ca 20 mm tjocklek. Den högre hållfastheten hos duplexa material ger en lägre tjockleksgräns. Den minsta håldiameter som kan stansas är 2 mm större än plåttjockleken.

11.6 Svetsning

11.6.1 Inledning

Den relevanta standarden för svetsning av rostfritt stål är EN 1011-3 *Svetsning – Rekommendationer för svetsning av metalliska material – Del 3: Bågsvetsning av rostfritt stål*. Detta avsnitt ger en kort introduktion till svetsning av rostfritt stål.

Austenitiska rostfria stål är generellt svetsbara med användning av vanliga svetsprocesser, förutsatt att lämpliga tillsatsmaterial används. Duplexa rostfria stål kräver mer kontroll av värmetillförseln under svetsning och kan kräva eftervärmning eller speciella tillsatsmaterial.

Allmänt är det viktigt med renhet och att materialet är fritt från föroreningar för att man ska uppnå god svetskvalitet. Oljor eller andra kolväten och märken av vaxkritor bör avlägsnas för att undvika att de sönderdelas, med risk för upptagning av kol. Svetsen bör vara fri från zink, inklusive zink från förzinkade produkter, samt från koppar och dess legeringar. (Man måste vara försiktig vid användning av rotstöd av koppar. Rotstödet bör förses med en skåra omedelbart intill det smälta området.)

Det är viktigare vid rostfritt stål än vid kolstål att minska ned antalet ställen där spaltkorrosion (se avsnitt 3.2.2) kan uppstå. Svetsfel såsom smältdiken, dålig inträngning, svetssprut, slagg och tändmärken är alla potentiella startpunkter och bör således minskas ned så mycket som möjligt. Tändmärken eller ljusbågsbildning vid lösa jordanslutningar skadar också det passiva lagret. Det ger eventuellt upphov till korrosion och fördärvar därmed produktens utseende.

Där svetsens utseende är viktigt ska konstruktören specificera den svetsprofil och den ytbeskaffenhet som krävs. Detta kan påverka vilken svetsmetod som används eller efterbehandlingen av svetsen. Man bör även tänka på svetsläget. Är det möjligt att göra den lämpliga efterbehandlingen av svetsen?

Konstruktören bör vara medveten om att svetsdeformationer i allmänhet är större vid rostfritt stål än vid kolstål (se avsnitt 11.6.4). Värmetillförseln och temperaturen under svetsning måste kontrolleras för att minimera svetsdeformationer och för att undvika metallurgiska problem (se avsnitt 11.6.5).

Svetsning ska utföras med kvalificerade procedurer och med svetsdatablad (WPS) i enlighet med den relevanta delen av EN ISO 15609, EN ISO 14555 eller EN ISO 15620. Svetsare ska vara kvalificerade i enlighet med EN ISO 969-1 och svetsoperatörer i enlighet med EN ISO 14732. EN 1090-2 föreskriver vilken teknisk kunskap som krävs för svetsansvarig, vilket beror av utförandeklass, typ av rostfritt och tjocklek på det material som ska svetsas.

Svetsprocedurer innefattar följande moment:

- verifiering av svetsmetoden genom att specificera metod och krav på provning av svetsprocedurer.
- svetsarens kvalifikationer.
- kontrollen av svetsningsoperationer under beredning, svetsning och efterbehandling.
- omfattningen av den kontroll och de icke-förstörande provningsmetoder som ska användas.
- acceptanskriterier för tillåten nivå på svetsfel.

Svetslåsning av muttrar bör aldrig tillåtas eftersom materialen är komponerade för hållfasthet och inte för smältsvetsning. Låsning med körnslag (d v s att skada gängorna i skruvänden) kan vara ett acceptabelt alternativ om muttrarna ska låsas.

11.6.2 Processer

Som nämnts ovan kan de vanliga smältsvetsmetoderna användas vid rostfritt stål. Tabell 11.1 visar olika metoders lämplighet inom olika tjockleksområden etc.

Tabell 11.1 *Svetsmetod och deras lämplighet*

Svetsmetod (EN ISO 4063)	**Lämpliga produkt-former**	**Typ av svets-förband**	**Tjockleks-område**	**Svetslägen**	**Lämpliga förhållanden i verkstad och på bygg-plats**
111 Metallbågsvetsning med belagd elektrod (Manuell metallbåg-svetsning, MMAW)	Allt utom tunnplåt	Alla	3 mm [1] eller grövre	Alla	Alla
121/122 Pulverbågsvetsning (SAW)	Alla utom tunnplåt	Alla	6 mm [1] eller grövre	Endast uppifrån	Alla
131 MIG-svetsning	Alla	Alla	2 mm [1] eller grövre	Alla	Alla [2]
136 MAG-svetsning med rörelektrod (FCAW)	Alla	Alla	2 mm [1] eller grövre	Alla	Alla
141 TIG-svetsning	Alla	Alla	Upp till ca 10 mm	Alla	Alla [2]
2 Motståndssvetsning	Endast tunnplåt	Alla	Högst ca 3 mm	Alla	Alla
521/522 Lasersvetsning (LBW)	Alla	Alla	Beror på tvär-snitt, upp till 25 mm är möjligt	All	Endast verkstad

Anm:
[1] Beror på typen av svetsförband.
[2] Känsligare för väderleksförhållanden än andra metoder och bättre skydd krävs.

Austenitiska och duplexa rostfria stål förvärms normalt inte förutom för att värma bort eventuell kondens (vatten) på ytan.

Ferritiska stålsorter kan uppvisa korntillväxt vid temperaturer över 950°C vilket leder till minskad seghet. Detta kan motverkas genom en låg värmetillförsel genom att begränsa svetssmältan och att använda hög svetshastighet. Med god kontroll av värmetillförseln kan svetsförband med god seghet uppnås i tunna plåtar, upp till 2-3 mm.

11.6.3 Tillsattsmedel

Kommersiellt tillgängliga tillsatsmaterial utformas för att ge svetsgods med samma hållfasthet och korrosionsmotstånd som grundmaterialet och för att minimera risken för stelningssprickor. För speciella tillämpningsområden, såsom ovanligt aggressiva miljöer eller där det fordras omagnetiskt material, bör man rådfråga ståltillverkaren och tillverkaren av tillsatsmaterial. Allt tillsatsmaterial bör överensstämma med de krav som anges i EN 1090-2. Det är viktigt att tillsatsmaterialet skyddas från föroreningar och lagras enligt tillverkarens anvisningar. Alla svetsmetoder som använder belagda elektroder eller pulver (t ex MMAW, FCAW, SAW) är känsliga för fuktupptag från omgivande fuktig luft vilken kan leda till porositet i svetsen. Vissa svetsmetoder som t ex TIG använder inget tillsatsmaterial.

Användning av austenitiskt tillsatsmaterial vid svetsning av ferritiskt rostfritt stål ger svetsar med betydligt bättre seghet än med ferritiskt tillsatsmaterial. Det är möjligt att svetsa ferritiska stålsorter utan tillsatsmaterial, men detta kan leda lägre korrosionsmotstånd, duktilitet och seghet och bör göras med försiktighet.

11.6.4 Svetsdeformation

I likhet med andra metaller får man svetsdeformationer i rostfritt stål. Typerna av deformation (vinkelavvikelse, böjning, krympning etc) är av samma slag som vid konstruktioner i kolstål. Deformationerna vid rostfritt stål är dock, speciellt vid austenitiska material, större än vid kolstål på grund av större värmeutvidgning och lägre värmeledningsförmåga (vilket ger större temperaturgradienter), se avsnitt 2.4. Ferritiska rostfria stål uppvisar mindre deformationer vid uppvärmning jämfört med austenitiska stålsorter. Svetsdeformationerna för duplexa stål är i en storleksordning mellan austenitiska och ferritiska stålsorter.

Svetsdeformationer kan endast styras, inte elimineras. Följande åtgärder kan vidtas av konstruktören och tillverkaren:

Konstruktörens åtgärder

- Undanröj behovet att svetsa, till exempel genom att, om möjligt, föreskriva varmvalsade profiler, rörprofiler eller lasersvetsade profiler (lasersvetsning leder till mindre deformationer).
- Minska svetsningens omfattning.
- Reducera svetsarnas volym. Vid stor godstjocklek används t ex dubbla V- eller U-fogar hellre än enkla V-fogar.
- Använda assymetriska förband.
- Utforma för att kunna ta upp större avvikelser.

Tillverkarens åtgärder

- Använd effektiva jiggar. Om möjligt bör jiggen ha koppar- eller aluminiumstänger som bidrar till att leda bort värme från svetsområdet.
- Om effektiv fastsättning inte är möjlig, använd tätt placerade häftsvetsar som läggs i balanserad ordningsföljd.
- Se till att det är god passning och att delarna ligger i linje innan svetsningen påbörjas.
- Använd minsta möjliga värmetillförsel för den valda svetsmetoden.
- Använd balanserad svetsning och lämplig svetsföljd (t ex bakstegssvets).

11.6.5 Metallurgiska överväganden

Det är inte möjligt att här behandla rostfria stål metallurgi med undantag av de viktigaste faktorerna.

Utskiljningar i de austenitiska stålsorterna

I de austenitiska stålen är den värmepåverkade zonen (HAZ) relativt motståndskraftig mot korntillväxt och utskiljning av spröda och intermetalliska faser. Svetsprocedurer utformas vanligen för att reglera tiden i det temperaturområde som är kritiskt för effekter av utskiljningar (450 - 900°C). Omfattande reparationssvetsning ökar naturligtvis denna tid och begränsas därför vanligtvis till tre större reparationer.

Utskiljning av kromkarbider och den åtföljande minskningen av korrosionsmotståndet diskuteras i avsnitt 3.2.6 *Korngränsfrätning*, där det noteras att detta normalt inte är något problem vid de lågkolhaltiga varianterna av austenitiska rostfria stål (d v s 1.4307 och 1.4404). Effekter av svets-frätning kan dock göra sig gällande i svetsade konstruktioner med stålsorter som inte har låg kolhalt.

Stelningssprickor i austenitiska material

Stelningssprickor i svetsar undviks om svetsgodset innehåller ca 5 % ferrit eller mer. Ståltillverkare balanserar sammansättningen och värmebehandlingen av de vanliga austenitiska stålen för att säkerställa att de praktiskt taget inte innehåller någon ferrit vid leveransen, men bildar tillräckligt med ferrit i en svets av nedsmält grundmaterial (d v s en svets utan tillsatsmaterial). Ändå är det, för att minska risken för sprickor, klokt att minimera värmetillförsel, temperaturen mellan strängarna och inspänning när man använder svetsar utan tillsatsmaterial. Vid tjockare gods används tillsatsmaterial, och tillsatsmaterial av god kvalitet kommer även här att säkerställa att det bildas lämplig mängd ferrit. Det är normalt inte nödvändigt att mäta den exakta halten av bildad ferrit. Lämpliga svetsmetoder och tillsatsmaterial säkerställer att det inte uppstår stelningssprickor.

Försprödning av duplexa material

Duplexa stål är känsliga för 475°C- och σ-fasförsprödning. 475°C-försprödning inträffar om stålet hålls inom eller långsamt svalnar genom temperaturområdet ca 550°C till 400°C, och ger en höjning av draghållfastheten och hårdheten med en minskning av duktiliteten vid dragning och slagsegheten. σ-fasförsprödning kan inträffa efter lång exponering för temperaturer i intervallet 565°C till 900°C, men kan under lämpliga förhållanden inträffa efter så kort tid som en halvtimme (beroende på sammansättning och termomekaniska motstånd). Effekterna av σ-fasförsprödning är störst vid rumstemperatur eller lägre temperaturer. σ-fasförsprödning har en negativ effekt på korrosions-motståndet.

Både 475°C- och σ-fasförsprödning kan behärskas genom att välja rätta svets- procedurer. Temperaturen mellan strängarna bör gå ned till 200°C eller lägre. Man måste vara speciellt noggrann vid svetsning av grova profiler.

För att slippa försprödning bör man undvika att exponera stålet under lång tid för temperaturer över 300°C.

11.6.6 Efterbehandling av svetsar

Efterbehandling av svetsar görs sällan i andra miljöer än i stålverkstäder. Under vissa förhållanden kan eftervärmning krävas för att minska svetsspänningarna. All värmebehandling innebär dock vissa risker och specialister bör rådfrågas.

I allmänhet krävs efterbehandling såsom diskuteras i följande avsnitt, speciellt om man använder bågsvetsmetoder. Det är viktigt att definiera vilken efterbehandling som behövs för att

undvika kostnadsöverskridanden och eventuellt dåliga egenskaper hos produkten. Slutbehandlingar som är gemensamma för all tillverkning behandlas i avsnitt 11.8.

De metoder som normalt används för bearbetning av svetsar är stålborstning och slipning. Tillverkaren bör minimera bearbetningens omfattning. Lätt slipning med ett fint slipverktyg är bäst. För stort tryck vid slipning kan leda till uppvärmning vilket kan minska korrosionsmotståndet. Stålborstar ska vara av kompatibelt rostfritt stål (se avsnitt 11.4). Intensiv borstning av svetsar kan leda till inprägling av ytföroreningar vilket kan ge upphov till korrosion.

Det är god praxis att avlägsna alla spår av missfärgning av värme. Gul värmefärg behöver dock inte vara någon fara om det rostfria stålet har god beständighet i förhållande till miljön ifråga. Där så inte är fallet, eller där värmefärg inte accepteras av estetiska skäl, kan den avlägsnas med betning eller blästring med glaskulor. Betning kan göras genom nedsänkning i ett bad (se avsnitt 11.8) eller med pasta enligt tillverkarens anvisningar.

Kallhamring av svetsytor är en nyttig efterbehandling. Den ger tryckspänningar i ytan, vilket förbättrar utmattningshållfastheten, motståndsförmågan mot spänningskorrosionssprickor och utseendet. Kallhamring kan dock inte användas som motiv för att ändra klassificeringen med hänsyn till utmattning.

Avlägsnandet av metall vid omfattande bearbetning medför spänningsutlösning och därmed deformation i den svetsade produkten. I de fall där deformationen är sådan att dimensionstoleranserna inte kan innehållas fordras en värmebehandling.

11.6.7 Kontroll av svetsar

Tabell 11.2 visar de kontrollmetoder som vanligtvis används vid svetsar i rostfritt stål och kolstål.

Metoderna används vid behov beroende på vad som krävs med hänsyn till miljön ifråga. Visuell kontroll bör dock ske vid alla skeden under svetsningen, eftersom det kan förhindra att många problem blir besvärande vid den fortsatta tillverkningen. Kontroll av ytan på rostfritt stål är viktigare än vid kolstål, eftersom rostfritt stål i första hand används för att motstå korrosion och även en mindre skavank på ytan kan göra materialet benäget för korrosionsangrepp.

Tabell 11.2 *Kontrollmetoder för svetsar*

Typ av ickeförstörande provning	**Austenitiska Rostfria stål**	**Duplexa Rostfria stål**	**Ferritiska rostfria stål**	**(e) Kolstål**
Metoder för att upptäcka ytfel	Visuell, Penetrantprovning	Visuell, Penetrantprovning, Magnetpulverprovning	Visuell, Penetrantprovning, Magnetpulverprovning	Visuell, Penetrantprovning, Magnetpulverprovning
Metoder för att upptäcka inre fel	Röntgen, Gamma	Röntgen, Gamma	Röntgen, Gamma	Röntgen, Gamma, Ultraljud

Magnetpulverprovning är inte ett alternativ vid de austenitiska stålen, eftersom dessa är omagnetiska. Ultraljudsmetoder har begränsad användning vid svetsar på grund av svårigheter att tolka resultaten. De kan dock användas på grundmaterialet. Gammaradiografering är inte lämpligt för att detektera sprickor eller bindfel i rostfria stål under 10 mm godstjocklek.

11.7 Gängskärning och kallsvetsning

Om ytor är belastade och i relativ rörelse kan gängskärning eller kallbearbetning uppstå på grund av lokal vidhäftning och ytbristningar i rostfritt stål, aluminium, titan och andra legeringar som bildar en skyddande oxidfilm på ytan. I vissa fall kan detta leda till kallsvetsning. I tillämpningar där nedmontering eller isärtagning inte är aktuellt, eller där man vill undvika lossning av skruvförband kan detta vara en fördel.

I tillämpningar där det är viktigt att lätt kunna lossa på skruvförband för t ex reparationer bör kallsvetsning undvikas. Flera åtgärder kan vidtas för att undvika detta problem med rostfritt stål:

- Använd låga varvtal vid åtdragning och lossning av skruvar
- Säkerställ att gängorna är så släta som möjligt
- Smörj inner- eller yttergängor med produkter som innehåller molybdendisulfid, glimmer, grafit eller talk, eller ett passande vax (men man bör vara noga med att utvärdera om ett kommersiellt smörjmedel mot kallsvetsning är passande för den aktuella tillämpningen)
- Använd olika rostfria standardmaterial (stålsorter som har olika sammansättning, grad av kallbearbetning och hårdhet). Använd t ex kombination av material A2-C2, A4-C4 eller A2-A4 i skruvar och muttrar enligt EN ISO 3506)
- I svåra fall, använd en kraftigt töjhärdande rostfri stållegering för den ena eller bägge komponenter vars ytor är i kontakt (t ex S21800, också känd som Nitronic 60) eller applicera en hård ytbeläggning.

Material i skruvar och muttrar bör vara i kallbearbetat tillstånd, minst egenskapsklass 70 (se Tabell 2.6). Skruvmaterial bör inte användas i glödgat tillstånd på grund av benägenheten för gängskärning. Användning av valsade istället för skurna gängor och att undvika fina gängor och gängor med noggrann passning minskar risken för skärning.

11.8 Slutbearbetning

Rostfria ströls ytfinish är ett viktigt kriterium och bör specificeras noga i enlighet med de arkitektoniska eller funktionella kraven. Ju finare ytfinish, desto högre kostnad. Det är här som tidigare vidtagna försiktighetsåtgärder vid hantering och svetsning ger utdelning. Planering från början är viktigt för att minska kostnaderna. Om t ex en svets mellan rören i en ledstång eller ett räcke döljs på insidan av en ståndare minskar bearbetningskostnaden och det blir en betydande förbättring av det slutliga utseendet. När polering, slipning eller slutbearbetning annat än blästring specificeras är det i allmänhet mest kostnadseffektivt att utföra dessa arbetsmoment före tillverkningen i verkstad. Exempelvis kan varmformade vinklar och U-profiler, rör och plåtar poleras innan de svetsas eller på annat sätt förbinds till andra komponenter.

Stålytans korrosionsresistens bör återställas genom att avlägsna allt glödskal och alla föroreningar. Betning i syrabad lösgör allt glödskal och gör att det kan borstas bort med en tagelborste och löser också upp eventuella avlagrade järn- eller kolstålspartiklar. Detta kan dock ge en mer matt eller tråkig ytfinish. Betning löser även upp eventuella inbäddade järn- eller kolstålspartiklar vilket, om dessa inte avlägsnas, kan bilda rostfläckar på det rostfria stålets yta.

Slipande behandlingar, såsom slipning, polering och lumpning, ger ensriktad ytstruktur, och därför kanske det inte är så lätt att dölja svetsar på plåtar med normala valsade ytor. Det kan krävas visst experimenterande för att bestämma detaljprocedurer för att få en lämplig ytfinish. Lasersvetsning är i allmänhet att föredra för svetsade bärverkskomponenter med höga estetiska krav då svetsförbanden är mindre synliga.

Elektrolytisk polering ger en ljus blank yta som liknar en mycket buffrad ytfinish. Det tar bort ett tunt ytskikt tillsammans med eventuella lätta ytoxider. Tunga oxider måste avlägsnas genom betning eller slipning för att säkerställa ett likformigt utseende efter elektrolytisk polering. När komponentens storlek tillåter genomförs elektrolytisk polering genom nedsänkning i en tank innehållande elektrolyt och elektriska anslutningar. Handhållna enheter kan användas för att avlägsna glödskal från svetszonen eller polera vissa ytor. Det finns andra bearbetningar (elektroplätering, tumling, etsning, färgning, och svärtning), men dessa torde endast i undantagsfall användas på bärande rostfritt stål och beskrivs därför inte här.

Det är åter värt att notera att ytan bör vara fri från föroreningar i den monterade konstruktionen. Särskilt bör man uppmärksamma risken för föroreningar som härrör från arbeten på intilliggande konstruktioner i kolstål, speciellt från slipdamm. Antingen bör det rostfria stålet skyddas med en avdragbar plastfolie, eller också bör det anges i kontraktshandlingarna att den slutliga rengöringen ska göras efter det att konstruktionen har färdigställts.

BILAGA A Jämförelse mellan beteckningar för rostfria stål

I Tabell A.1 jämförs beteckningar enligt EN 10088 och amerikanska beteckningar.

Tabell A.1 *Beteckningar för rostfritt stål – jämförelse mellan europeiska och amerikanska standarder*

Stålsort enligt EN 10088		**Amerikansk standard**	
Nummer	**Namn**	**Stålsort enl. ASTM**	**Stålsort enl. UNS**
Austenitiska			
1.4301	X5CrNi18-10	304	S30400
1.4306	X2CrNi19-11	304L	S30403
1.4307	X2CrNi18-9	304L	S30403
1.4311	X2CrNin18-10	304LN	S30453
1.4318	X2CrNiN18-7	301LN	S30153
1.4401	X5CrNi Mo17-12-2	316	S31600
1.4404	X2CrNiMo17-12-2	316L	S31603
1.4406	X2CrNiMoN17-11-2	316LN	S31653
1.4429	X2CrNiMoN17-13-3	316LN	S31653
1.4432	X2CrNiMo17-12-3	316L	S31603
1.4435	X2CrNiMo18-14-3	316L	-
1.4439	X2CrNiMoN17-13-5	317LMN	S31726
1.4529	X1NiCrMoCuN25-20-7	-	N08926
1.4539	X1NiCrMoCu25-20-5	904 L	N08904
1.4541	X6CrNiTi18-10	321	S32100
1.4547	X1CrNiMoCuN20-18-7	-	S31254
1.4565	X2CrNiMnMoN25-18-6-5	-	S34565
1.4567 *	X3CrNiCu18–9-4		S30430
1.4571	X6CrNiMoTi17-12-2	316Ti	S31635
1.4578 *	X3CrNiCuMo17–11–3-2	-	-
Duplexa			
1.4062 *	X2CrNiN22-2--		S32202
1.4162	X2CrMnNiN21-5-1		S32101
1.4362	X2CrNiN23-4	2304#	S32304
1.4410	X2CrNiMoN25-7-4	2507#	S32750
1.4462	X2CrNiMoN22-5-3	2205#	S32205
1.4482 *	X2CrMnNiMoN21–5-3		-
1.4501 *	X2CrNiMoCuWN25–7-4		S32760
1.4507 *	X2CrNiMoCuWN25–7-4		S32520
1.4662 *	X2CrNiMnMoCuN24–4-3–2		S82441
Ferritiska			
1.4003	X2CrNi12	-	S41003
1.4016	X6Cr17	430	S43000
1.4509	X2CrTiNb18	441+	S43940
1.4512	X2CrTi12	409	S40900
1.4521	X2CrMoTi18-2	444	S44400
1.4621 *	X2CrNbCu21	-	S44500
Alla stål ovan återfinns i EN 10088-4/5 förutom de märkta med *, som för närvarande endast finns i EN 10088-2/3. # Vanliga handelsnamn. + 441 är ett vanligt handelsnamn för denna stålsort, men det är inte en ASTM-sort.			

BILAGA B Hållfasthetsökning i kallformade profiler

Följande uttryck kan normalt tillämpas på alla typer av kallformade profiler.

Töjhårdnande (eller kallbearbetning) som uppstår under tillverkningen av kallformade profiler kan tillgodoräknas vid beräkning av tvärsnitts eller konstruktionselements bärförmåga genom att f_y ersätts med ett medelvärde för den förhöjda sträckgränsen f_{ya}. För böjknäckning bör f_{ya} användas i kombination med knäckningskurvorna i Tabell 6.1.

Det positiva bidraget från hållfasthetsökningen orsakad av töjhårdnandet kan även tas hänsyn till vid dimensionering med den metod som beaktar töjhårdnande och som beskrivs i bilaga D.

a) För kantpressade profiler i rostfritt stål kan en förhöjd sträckgräns f_{ya} användas som tar hänsyn till kallbearbetning av profiler med hörn i 90°:

$$f_{ya} = \frac{f_{yc}\, A_{c,pb} + f_y (A - A_{c,pb})}{A} \tag{B.1}$$

b) För rullformade rektangulära rör (RHS) i rostfritt stål kan en förhöjd sträckgräns f_{ya} användas som tar hänsyn till kallbearbetning i tvärsnittets plana ytor och en utökad hörnzon:

$$f_{ya} = \frac{f_{yc}\, A_{c,rolled} + f_{yf} (A - A_{c,rolled})}{A} \tag{B.2}$$

c) För rullformade cirkulära rör (CHS) i rostfritt stål kan en förhöjd sträckgräns f_{ya} användas som tar hänsyn till kallbearbetning under formningen av profilen:

$$f_{ya} = f_{yCHS} \tag{B.3}$$

Där:

f_y är grundmaterialets sträckgräns (d v s den plana plåt eller coil av vilken den kallformade profilen tillverkas, se Tabell 2.2).

f_{yc} är den beräknade ökningen av sträckgränsen i hörnzonen

f_{yf} är den beräknade ökningen av sträckgränsen på profilens plana ytor

f_{yCHS} är den beräknade ökningen av sträckgränsen för ett cirkulärt rör

A är profilens bruttotvärsnittsarea

$A_{c,pb}$ är den totala hörnarean för kantpressade profiler

$A_{c,rolled}$ är den totala hörnarean för kallvalsade lådprofiler och inkluderar hörnen samt ett område med bredden $2t$ på båda sidor av hörnen

(i) Bestämning av f_{yc}, f_{yf} och f_{yCHS}

$$f_{\mathrm{yc}} = 0{,}85K\left(\varepsilon_{\mathrm{c}} + \varepsilon_{\mathrm{p0,2}}\right)^{n_{\mathrm{p}}} \quad \text{och} \quad f_{\mathrm{y}} \leq f_{\mathrm{yc}} \leq f_{\mathrm{u}} \tag{B.4}$$

$$f_{\mathrm{yf}} = 0{,}85K\left(\varepsilon_{\mathrm{f}} + \varepsilon_{\mathrm{p0,2}}\right)^{n_{\mathrm{p}}} \quad \text{och} \quad f_{\mathrm{y}} \leq f_{\mathrm{yf}} \leq f_{\mathrm{u}} \tag{B.5}$$

$$f_{\mathrm{yCHS}} = 0{,}85K\left(\varepsilon_{\mathrm{CHS}} + \varepsilon_{\mathrm{p0,2}}\right)^{n_{\mathrm{p}}} \quad \text{och} \quad f_{\mathrm{y}} \leq f_{\mathrm{yCHS}} \leq f_{\mathrm{u}} \tag{B.6}$$

där

ε_{c} är töjningen i hörnzonen orsakad av formningsprocessen

ε_{f} är töjningen i de plana delarna av lådprofiler orsakad av formningsprocessen

$\varepsilon_{\mathrm{CHS}}$ är töjningen i en cirkulär rörprofil orsakad av formningsprocessen

som ges av:

$$\varepsilon_{\mathrm{c}} = \frac{t}{2(2r_i + t)} \tag{B.7}$$

$$\varepsilon_{\mathrm{f}} = \left[\frac{t}{900}\right] + \left[\frac{\pi t}{2(b + h - 2t)}\right] \tag{B.8}$$

$$\varepsilon_{\mathrm{CHS}} = \frac{t}{2(d - t)} \tag{B.9}$$

$$\varepsilon_{\mathrm{p0,2}} = 0{,}002 + \frac{f_{\mathrm{y}}}{E} \tag{B.10}$$

$$K = \frac{f_{\mathrm{y}}}{\varepsilon_{\mathrm{p0,2}}^{n_{\mathrm{p}}}} \tag{B.11}$$

$$n_{\mathrm{p}} = \frac{ln(f_{\mathrm{y}}/f_{\mathrm{u}})}{ln(\varepsilon_{\mathrm{p0,2}}/\varepsilon_{\mathrm{u}})} \tag{B.12}$$

där

f_{u} är brottgränsen för grundmaterialet (d v s den plana plåt eller coil av vilken den kallformade profilen tillverkas, se tabell 2.2)

ε_{u} är brottöjningen relaterad till brottgränsen f_{u} enligt ekvation (C.6) och (C.7)

r_i är den inre hörnradien, som kan sättas till $2t$ om den inte är känd

(ii) Bestämning av total hörnarea $A_{\mathrm{c,pb}}$ och $A_{\mathrm{c,rolled}}$

$$A_{\mathrm{c,pb}} = \left(n_c\, \pi \frac{t}{4}\right)(2r_i + t) \tag{B.13}$$

$$A_{\mathrm{c,rolled}} = \left(n_c\, \pi \frac{t}{4}\right)(2r_i + t) \; + \; 4n_c t^2 \tag{B.14}$$

där n_c är antalet hörn med 90° i tvärsnittet

BILAGA C Modellering av materialbeteende

En spännings-töjningskurva som inkluderar töjhärdning kan beräknas med hjälp av följande uttryck:

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{E} + 0{,}002\left[\frac{\sigma}{f_\mathrm{y}}\right]^n \qquad \text{för } \sigma \leq f_\mathrm{y} \qquad \text{(C.1)}$$

$$\varepsilon = 0{,}002 + \frac{f_\mathrm{y}}{E} + \frac{\sigma - f_\mathrm{y}}{E_\mathrm{y}} + \varepsilon_\mathrm{u}\left[\frac{\sigma - f_\mathrm{y}}{f_\mathrm{u} - f_\mathrm{y}}\right]^m \qquad \text{för } f_\mathrm{y} < \sigma \leq f_\mathrm{u} \qquad \text{(C.2)}$$

där:

σ är den ingenjörsmässiga spänningen

ε är den ingenjörsmässiga töjningen

E, f_y och f_u ges i avsnitt 2.3.1 eller EN 10088.

n är en koefficient som kan hämtas ur Tabell 6.4 eller beräknas med hjälp av uppmätta egenskaper enligt följande:

$$n = \frac{\ln(4)}{\ln\left[\frac{f_\mathrm{y}}{R_\mathrm{p0,05}}\right]} \qquad \text{(C.3)}$$

där

$R_\mathrm{p0,05}$ är 0,05-gränsen.

I nu gällande EN 1993-1-4 anges följande uttryck för n som baseras på 0,01-gränsen, $R_\mathrm{p0,01}$. Ekvation (C.3) är mer korrekt än (C.4) och det förväntas att ekvation (C.3) införs i den kommande reviderade versionen av EN 1993-1-4.

$$n = \frac{\ln(20)}{\ln\left[\frac{f_\mathrm{y}}{R_\mathrm{p0,01}}\right]} \qquad \text{(C.4)}$$

E_y är tangentmodulen för spännings-töjningskurvan vid sträckgränsen och definieras enligt följande:

$$E_\mathrm{y} = \frac{E}{1 + 0{,}002n\left[\frac{E}{f_\mathrm{y}}\right]} \qquad \text{(C.5)}$$

ε_u är brottöjningen relaterad till brottspänningen f_u och som kan uppskattas med:

$$\varepsilon_\mathrm{u} = 1 - \frac{f_\mathrm{y}}{f_\mathrm{u}} \qquad \text{för austenitiska och duplexa rostfria stål} \qquad \text{(C.6)}$$

$$\varepsilon_\mathrm{u} = 0{,}6\left[1 - \frac{f_\mathrm{y}}{f_\mathrm{u}}\right] \qquad \text{för ferritiska rostfria stål} \qquad \text{(C.7)}$$

men $\varepsilon_u \leq A$, där A är brottförlängningen definerad i EN 10088

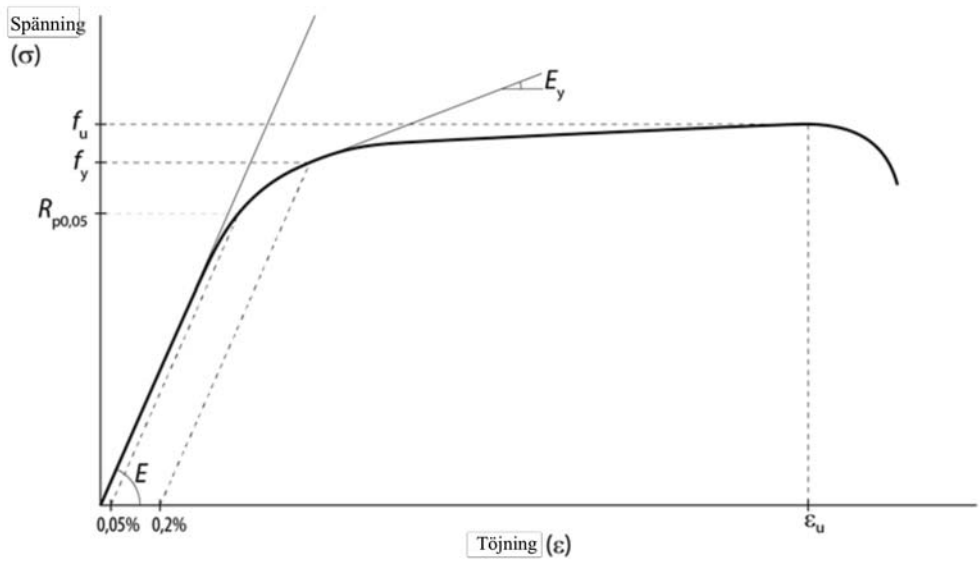
Nu gällande EN 1993-1-4 ger endast ekvation (C.6), men senare års forskning har visat att detta uttryck är inkorrekt för ferritiska rostfria stå och det förväntas att ekvation (C.7) kommer att införas i den kommande reviderade versionen av EN 1993-1-4.

$$m = 1 + 2{,}8\frac{f_y}{f_u} \qquad \text{För alla stålsorter} \qquad \text{(C.8)}$$

I nu gällande EN 1993-1-4 anges följande uttryck för m. Ekvation (C.8) är mer korrekt än (C.9) och det förväntas att ekvation (C.8) införs i den kommande reviderade versionen av EN 1993-1-4.

$$m = 1 + 3{,}5\frac{f_y}{f_u} \qquad \text{(C.9)}$$

IFigur C.1 definieras de centrala parametrarna i materialmodellen.



Figur C.1 *De centrala parametrarna i materialmodellen*

Om uppmätta värden för f_y är tillgängliga kan f_u beräknas med följande uttryck:

$$\frac{f_y}{f_u} = 0{,}2 + 185\frac{f_y}{E} \qquad \text{för austenitiska och duplexa rostfria stål} \qquad \text{(C.10)}$$

$$\frac{f_y}{f_u} = 0{,}46 + 145\frac{f_y}{E} \qquad \text{för ferritiska tostfria stål} \qquad \text{(C.11)}$$

I allmänhet kan nominella materialparametrar användas (Fall 1 i Tabell C.1) vid analytisk dimensionering med Finita Element Metoden (FEM). För analytisk dimensionering med utnyttjande av materialparametrar från provning gäller Fall 2 till 4 i Tabell C.1 beroende på vilka parametrar som har uppmätts vid provning.

Tabell C.1 *Olika fall av definition av spännings-töjningskurvor*

Typ av FEM-analys	E	f_y	f_u	ε_u	n	m
Fall 1. Med nominella parametrar	Avsnitt 2.3.1	Avsnitt 2.3.1	Avsnitt 2.3.1	Ekv. (C.6) eller (C.7)	Tabell 6.4	Ekv. (C.8)
Fall 2. Med uppmätt f_y	Avsnitt 2.3.1	Uppmätt	Ekv. (C.10) eller (C.11)	Ekv. (C.6) eller (C.7)	Tabell 6.4	Ekv. (C.8)
Fall 3. Med uppmätta värden för E, f_y och f_u	Uppmätt	Uppmätt	Uppmätt	Ekv. (C.6) eller (C.7)	Tabell 6.4	Ekv. (C.8)
Fall 4. Med uppmätt spännings-töjnings-kurva, d v s för validering med FEM	Uppmätt	Uppmätt	Uppmätt	Uppmätt	Uppmätt eller anpassad med regressionsanalys eller ekv. (C.3)	Uppmätt eller anpassad med regressions-analys

Följande uttryck kan användas för att bestämma en sann spännings-töjningskurva utgående från en ingenjörsmässig spännings-töjningskurva:

$$\sigma_{true} = \sigma(1 + \varepsilon) \tag{C.12}$$

$$\varepsilon_{true} = \ln(1 + \varepsilon) \tag{C.13}$$

Vissa kommersiella programvaror för FE-analys förutsätter materialdefinitioner baserade på den plastiska delen av materialmodellen. I sådana fall kan spänningar och töjningar utgående från proportionalitetsgränsen tillämpas. Den plastiska töjningen korresponderande till respektive spänningsnivå kan beräknas med hjälp av ekvation (C.14) och proportionalitetsgränsen kan antas till spänningen vid en plastisk töjning $\varepsilon_{pl} = 1\times10^{-4}$.

$$\varepsilon_{pl} = \varepsilon - \frac{f_y}{E} \tag{C.14}$$

BILAGA D Dimensionering med beaktande av töjhärdning

D.1 Allmänt

Dimensionering med beaktande av töjhärdning (The Continious Strength Method, CSM) är en dimensioneringsmetod som baseras på deformationer och som tar hänsyn till fördelarna av töjhärdning vid bestämning av bärförmågan för tvärsnitt. CSM:s elastiska materialmodell med linjärt hårdnande redovisas i avsnitt D.2, medan CSM:s baskurva för bestämning av tvärsnittets deformationskapacitet under belastning ges i avsnitt D.3. Avsnitt D.4, D.5 och D.6 ger formler för beräkning av tvärsnitts bärförmåga.

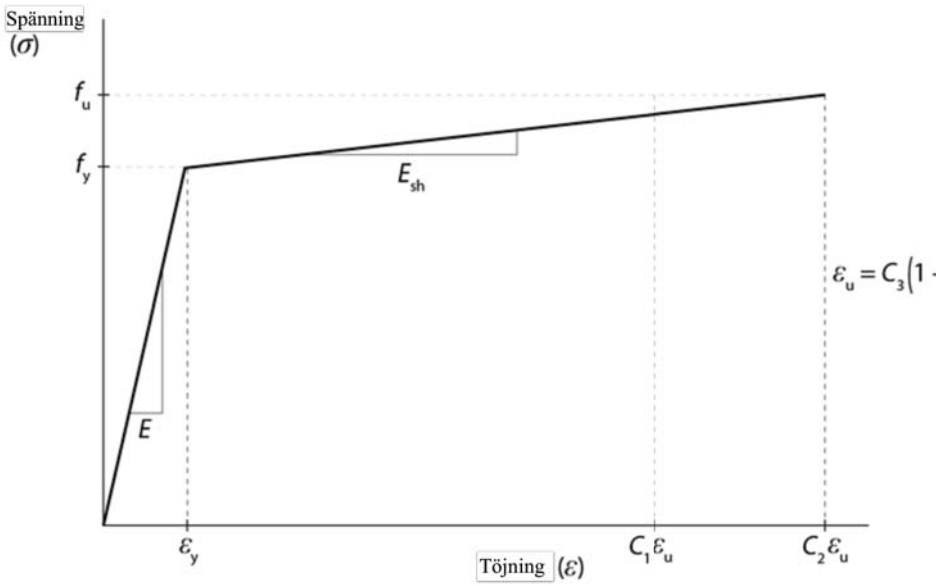
Denna bilaga är tillämpbar för beräkning av bärförmågan för tvärsnitt uppbyggda av plana plåtar (t ex dubbelsymmetriska I-tvärsnitt, RHS, enkelsymmetriska U- och T-profiler och osymmetriska vinkeljärn) och CHS belastade med en last eller flera kombinerade laster. För symmetriska tvärsnitt ger CSM signifikanta fördelar jämfört med reglerna för tvärsnitt med liten slankhet som anges i avsnitt 5, men små fördelar för tvärsnitt med slankhet större än 0,68 för plåttvärsnitt och 0,30 för CHS. För osymmetriska tvärsnitt kan CSM ge signifikanta fördelar oberoende av slankhet.

För kallformade tvärsnitt kan medelvärdet för tvärsnittets förhöjda sträckgräns, f_{ya}, enligt BILAGA B ersätta f_y i denna bilaga.

Denna bilaga är endast tillämpbar för statisk dimensionering vid rumstemperatur. Bruksgränskrav kan vara avgörande för dimensioneringen och bör kontrolleras.

D.2 Materialmodell

CSM:s elastiska materialmodell med linjärt hårdnande visas i Figur D.1. Materialmodellen innehåller tre materialkoefficienter (C_1, C_2 and C_3) enligt Tabell D.1.



Figur D.1 *CSM:s elastiska materialmodell med linjärt hårdnande*

De ingående parametrarna definieras som:

f_y är sträckgränsen

ε_y är flyttöjningen, definierad som $\varepsilon_y = f_y/E$

E är elasticitetsmodulen

E_{sh} är töjhårdnandemodulen

f_u är brottgränsen

ε_u är brotttöjningen relaterad till brottgränsen f_u och ges av $C_3(1 - f_y/f_u)$

Tabell D.1 Koefficienter i CSM:s materialmodell

Rostfritt stål	C_1	C_2	C_3
Austenitiskt	0,10	0,16	1,00
Duplext	0,10	0,16	1,00
Ferritiskt	0,40	0,45	0,60

Töjhårdnandemodulen bestäms ur:

$$E_{sh} = \frac{f_u - f_y}{C_2\,\varepsilon_u - \varepsilon_y} \tag{D.1}$$

D.3 Tvärsnitts deformationskapacitet

D.3.1 Baskurva

Baskurvan definerar förhållandet mellan den normaliserade deformationskapaciteten för ett tvärsnitt, $\varepsilon_{csm}/\varepsilon_y$, som krävs för bestämning av tvärsnittets bärförmåga och tvärsnittets slankhet. Baskurvan definieras av ekvation (D.2) och (D.3) för plåttvärsnitt respektive CHS.

$$\frac{\varepsilon_{csm}}{\varepsilon_y} = \begin{cases} \dfrac{0{,}25}{\bar{\lambda}_p^{\,3{,}6}}\; 65t\min\left(15, \dfrac{C_1\varepsilon_u}{\varepsilon_y}\right) & \text{för } \bar{\lambda}_p \le 0{,}68 \\ \left(1 - \dfrac{0{,}222}{\bar{\lambda}_p^{\,1{,}050}}\right)\dfrac{1}{\bar{\lambda}_p^{\,1{,}050}} & \text{för } \bar{\lambda}_p > 0{,}68 \end{cases} \tag{D.2}$$

$$\frac{\varepsilon_{csm}}{\varepsilon_y} = \begin{cases} \dfrac{4{,}44\;10^{-3}}{\bar{\lambda}_c^{\,4{,}5}}\; 54\min\left(15, \dfrac{C_1\varepsilon_u}{\varepsilon_y}\right) & \text{för } \bar{\lambda}_c \le 0{,}68 \\ \left(1 - \dfrac{0{,}224}{\bar{\lambda}_c^{\,0{,}342}}\right)\dfrac{1}{\bar{\lambda}_c^{\,0{,}342}} & \text{för } \bar{\lambda}_c > 0{,}30 \end{cases} \tag{D.3}$$

där

$\bar{\lambda}_p$ är slankheten för ett plåttvärsnitt

$\bar{\lambda}_c$ är slankheten för ett cirkulärt rörtvärsnitt

D.3.2 Tvärsnitts slankhet

Tvärsnittets slankhet ges av

$$\bar{\lambda}_p = \sqrt{f_y/f_{cr,p}} \qquad \text{för plåttvärsnitt}$$

$$\bar{\lambda}_c = \sqrt{f_y / f_{cr,c}} \qquad \text{för CHS}$$

För plåttvärsnitt kan tvärsnittets elastiska bucklingsspänning vid aktuell belastning bestämmas numeriskt (t ex med ”finite strip”-programmet CUFSM, tillgängligt på www.ce.jhu.edu/-bschafer/cufsm), eller konservativt beräknas som den elastiska bucklingsspänningen för tvärsnittets slankaste komponent:

$$f_{cr,p} = \frac{k_\sigma \pi^2 E t^2}{12(1-\upsilon^2)\bar{b}^2} \tag{D.4}$$

där

$\bar{b}$ är plåtelements bredd

t är plåtelementets tjocklek

υ är Poisson’s tal

k_σ är bucklingskoefficienten för spänningsförhållandet ψ och randvillkor enligt 0 och 0 för inre tryckta delar och utstickande flänsar.

För CHS kan den elastiska bucklingsspänningen för hela tvärsnittet vid tryck, böjning och kombinationer av tryck och böjning beräknas som:

$$f_{cr,c} = \frac{E}{\sqrt{3(1-\upsilon^2)}} \frac{2t}{D} \tag{D.5}$$

där

D är tvärsnittets diameter

t är tvärsnittets tjocklek

D.4 Tvärsnitts bärförmåga vid tryck

För plåttvärsnitt med $\bar{\lambda}_p \leq 0{,}68$ och för CHS med $\bar{\lambda}_c \leq 0{,}30$, motsvarande $\varepsilon_{csm}/\varepsilon_y \geq 1{,}0$, kan tvärsnittets bärförmåga vid tryck beräknas som:

$$N_{c,Rd} = N_{csm,Rd} = \frac{A f_{csm}}{\gamma_{M0}} \tag{D.6}$$

där,

A är tvärsnittsarean

f_{csm} är den dimensionerande spänningen relaterad till ε_{csm} som ges av:

$$f_{csm} = f_y + E_{sh}\,\varepsilon_y(\varepsilon_{csm}/\varepsilon_y - 1) \tag{D.7}$$

För plåttvärsnitt med $\bar{\lambda}_p > 0{,}68$ och för CHS med $\bar{\lambda}_c > 0{,}30$, motsvarande $\varepsilon_{csm}/\varepsilon_y < 1{,}0$, kan tvärsnittets bärförmåga vid tryck beräknas som:

$$N_{c,Rd} = N_{csm,Rd} = \frac{\varepsilon_{csm}}{\varepsilon_y} \frac{A f_y}{\gamma_{M0}} \tag{D.8}$$

D.5 Tvärsnitts bärförmåga vid böjning

D.5.1 Böjning runt en symmetriaxel

För dubbelsymmetriska tvärsnitt (t ex I-profiler, RHS och CHS) och enkelsymmetriska tvärsnitt (U- och T-tvärsnitt) i böjning runt en symmetriaxel kan den maximala töjningen ε_{csm} bestämmas med ekvation (D.2) eller (D.3).

För tvärsnitt med $\varepsilon_{csm}/\varepsilon_y \geq 1{,}0$ kan tvärsnittets bärförmåga vid böjning beräknas som:

$$M_{c,Rd} = M_{csm,Rd} = \frac{W_{pl} f_y}{\gamma_{M0}} \left[1 + \frac{E_{sh}}{E} \frac{W_{el}}{W_{pl}} \left(\frac{\varepsilon_{csm}}{\varepsilon_y} - 1 \right) - \left(1 - \frac{W_{el}}{W_{pl}} \right) \Big/ \left(\frac{\varepsilon_{csm}}{\varepsilon_y} \right)^{\alpha} \right] \tag{D.9}$$

där

W_{el} är det elastiska böjmotståndet

W_{pl} är det plastiska böjmotståndet

α är CSM:s böjningsparameter enligt Tabell D.2

För tvärsnitt med $\varepsilon_{csm}/\varepsilon_y < 1{,}0$ kan tvärsnittets bärförmåga vid böjning beräknas som:

$$M_{c,Rd} = M_{csm,Rd} = \frac{\varepsilon_{csm}}{\varepsilon_y} \frac{W_{el} f_y}{\gamma_{M0}} \tag{D.10}$$

D.5.2 Böjning runt en axel som inte är en symmetriaxel

För osymmetriska (vinklar) och enkelsymmetriska (U-profiler) tvärsnitt i böjning runt en axel som inte är en symmetriaxel kan den maximala stukningen $\varepsilon_{csm,c}$ bestämmas med ekvation (D.2) (d v s $\varepsilon_{csm,c} = s_{csm}$) medan motsvarande töjning i den yttersta fibern på den dragna sidan $\varepsilon_{csm,t}$ beräknas utgående från en antagen linjär spänningsfördelning över tvärsnittet och att neutrallagret sammanfaller med det elastiska neutrallagret. Den maximala dimensionerande töjningen $\varepsilon_{csm,max}$ tas som den största av $\varepsilon_{csm,c}$ och $\varepsilon_{csm,t}$.

Om $\varepsilon_{csm,max}$ är mindre än flyttöjningen ε_y är tillämpningen av det elastiska neurallagret lämpligt och den dimensionerande bärförmågan för böjning kan bestämmas med ekvation (D.10), med $\varepsilon_{csm} = s_{csm,max}$.

Om $\varepsilon_{csm,max}$ är större än flyttöjningen ε_y ändras det dimensionerande netutrallagret från det tidigare antagna elastiska neutrallagret till en position som ger ett tvärsnitt i jämvikt eller, som en approximation, mittemellan det elastiska och det plastiska neutrallagret. $\varepsilon_{csm,t}$ and $\varepsilon_{csm,max}$ kan då räknas om och bärförmågan för böjning beräknas med ekvation (D.9) med $\varepsilon_{csm} = s_{csm,max}$ och värden för böjningsparameter α för aktuellt tvärsnitt och aktuell böjningsaxel enligt Tabell D.2.

Tabell D.2 CSM:s böjningsparameter α

Typ av tvärsnitt	Böjningsaxel	Tvärsnitts-förhållande	α
RHS	Alla	Alla	2,0
CHS	Alla	–	2,0
I-tvärsnitt	y-y	Alla	2,0
	z-z	Alla	1,2
U-tvärsnitt	y-y	Alla	2,0
	z-z	$h/b \leq 2$	1,5
		$h/b > 2$	1,0
T-tvärsnitt	y-y	$h/b < 1$	1,0
		$h/b \geq 1$	1,5
	z-z	Alla	1,2
Vinkel	y-y	Alla	1,5
	z-z	Alla	1,0

D.6 Tvärsnitts bärförmåga vid kombinerad tryck och böjning

D.6.1 RHS belastad med kombinerade laster

För RHS med $\overline{\lambda}_{\mathrm{p}} \leq$ ör R ges interaktionsformeln för tvärsnitt belastade normalkraft och böjning runt styva axeln, veka huvudaxeln och båda axlarna av ekvation (D.11) till (D.13):

$$M_{\mathrm{y,Ed}} \leq M_{\mathrm{R,csm,y,Rd}} = M_{\mathrm{csm,y,Rd}} \frac{(1 - n_{\mathrm{csm}})}{(1 - 0{,}5a_{\mathrm{w}})} \leq M_{\mathrm{csm,y,Rd}} \tag{D.11}$$

$$M_{\mathrm{z,Ed}} \leq M_{\mathrm{R,csm,z,Rd}} = M_{\mathrm{csm,z,Rd}} \frac{(1 - n_{\mathrm{csm}})}{(1 - 0{,}5a_{\mathrm{f}})} \leq M_{\mathrm{csm,z,Rd}} \tag{D.12}$$

$$\left[\frac{M_{\mathrm{y,Ed}}}{M_{\mathrm{R,csm,y,Rd}}}\right]^{\alpha\ \mathrm{csm}} + \left[\frac{M_{\mathrm{z,Ed}}}{M_{\mathrm{R,csm,z,Rd}}}\right]^{\beta\ \mathrm{csm}} \leq s \tag{D.13}$$

där,

$M_{\mathrm{y,Ed}}$ är det dimensionerande böjmomentet runt den styva (y-y) axeln

$M_{\mathrm{z,Ed}}$ är det dimensionerande böjmomentet runt den veka (z-z) axeln

$M_{\mathrm{R,csm,y,Rd}}$ är den reducerade bärförmågan för böjning enligt CSM runt den styva (y-y) axeln

$M_{\mathrm{R,csm,z,Rd}}$ är den reducerade bärförmågan för böjning enligt CSM runt den veka (z-z) axeln

a_{w} är förhållandet mellan livets area och tvärsnittets bruttoarea

a_{f} är förhållandet mellan flänsarean och tvärsnittets bruttoarea

n_{csm} är förhållandet mellan den dimensionerande normalkraften N_{Ed} och tvärsnittets bärförmåga vid tryck, $N_{\mathrm{csm,Rd}}$, enligt CSM

α_{csm} and β_{csm} är interaktionskoefficienter för tvåaxlig böjning, lika med $1{,}66/(1 - 1{,}13{n_{\mathrm{csm}}}^2)$

För RHS med $\overline{\lambda}_{\mathrm{p}} > 0{,}60$ ges den linjära interaktionsformeln av:

$$\frac{N_{\mathrm{Ed}}}{N_{\mathrm{csm,Rd}}} + \frac{M_{\mathrm{y,Ed}}}{M_{\mathrm{csm,y,Rd}}} + \frac{M_{z,\mathrm{Ed}}}{M_{\mathrm{csm,z,Rd}}} \leq s \tag{D.14}$$

D.6.2 CHS belastade med kombinerade laster

För CHS med $\overline{\lambda}_{\mathrm{c}} \leq$ ör C ges interaktionsformeln för tvärsnitt belastade med normalkraft och böjning av:

$$M_{\mathrm{Ed}} \leq M_{\mathrm{R,csm,Rd}} = M_{\mathrm{csm,Rd}}(1 - n_{\mathrm{csm}}{}^{1,7}) \tag{D.15}$$

För CHS med $\overline{\lambda}_{c} > 0{,}27$ ges den linjära interaktionsformeln av:

$$\frac{N_{\mathrm{Ed}}}{N_{\mathrm{csm,Rd}}} + \frac{M_{\mathrm{Ed}}}{M_{\mathrm{csm,Rd}}} \leq s \tag{D.16}$$

BILAGA E Elastiska kritiska moment för vippning

E.1 Allmänt

För tvärsnitt som är symmetriskt i förhållande till böjningsaxeln kan det elastiska kritiska momentet M_{cr} beräknas med den metod som ges i avsnitt E.2. För fall som inte täcks av denna metod kan M_{cr} bestämmas med hjälp av en bucklingsanalys av den aktuella balken, förutsatt att hänsyn tas till alla faktorer som påverkar M_{cr}:

- Tvärsnittets geometri
- välvstyvhet
- belastningens position i förhållande till skjuvcentrum
- randvillkor och upplagsförhållanden

Programvaror särskilt utvecklade för beräkning av M_{cr} kan laddas ned utan kostnad från www.cticm.com och www.steelconstruction.info/Design_software_and_tools.

E.2 Symmetriskt tvärsnitt i förhållande till böjningsaxeln

Denna metod är endast tillämpbar för raka balkar med konstant tvärsnitt som är symmetriskt i förhållande till böjningsaxeln. Inspänningsförhållandena i ändupplagen är minst:

- förhindrad rörelse i sidled
- förhindrad rotation kring längdaxeln

M_{cr} kan beräknas med följande uttryck för det elastiska kritiska vippningsmomentet som härletts med klassisk bucklingsteori

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 E I_z}{(kL)^2} \left\{ \sqrt{\left(\frac{k}{k_w}\right)^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{(kL)^2 G I_t}{\pi^2 E I_z} + (C_2 z_g)^2} - C_2 z_g \right\} \tag{E.1}$$

där:

I_t är vridstyvhetens tvärsnittsfaktor

I_w är välvstyvhetens tvärsnittsfaktor

I_z är tröghetsmomentet i veka riktningen

k och k_w är faktorer för effektiv längd

L är balklängden mellan punkter som är stagade i sidled

z_g är avståndet mellan lastinföringspunkten och skjuvcentrum.
Anm: för dubbelsymmetriska tvärsnitt sammanfaller skjuvcentrum med tyngdpunkten

C_1 är en faktor för ekvivalent konstant moment och som tar hänsyn till momentdiagrammets form mellan stagpunkterna

C_2 är en parameter relaterad till belastningen och som beror av momentdiagrammets form

Faktorn k beror av ändrotationen i planet och är analog med förhållandet *i/L* för ett tryckt bärverkselement. k bör inte antas till ett lägre värde än 1,0 utan att detta med säkerhet är verifierat.

Faktorn k_w tar hänsyn till välvning vid balkänden. Såvida inte speciella åtgärder vidtas för att åstadkomma inspänning mot välvning bör k_w sättas lika med 1,0.

För normala ändupplagsförhållanden (s k gaffellagring) kan k och k_w sättas till 1,0.

I det allmänna fallet är z_g positiv för laster som från dess angreppspunkt verkar i riktning mot skjuvningsmedelpunkten.

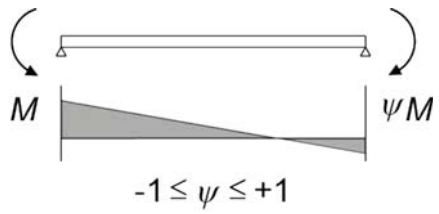
E.3 C_1- och C_2-faktorer

Momentfördelningen längs balken påverkar det kritiska momentets storlek. Detta kan tas hänsyn till genom faktorn för ekvivalent konstant moment C_1. Konstant böjmoment är det värsta fallet, för vilket C_1 = 1,0. Det är på säkra sidan att anta C_1 = 1,0 även för andra momentfördelningar, men det kan vara onödigt konservativt om momentfördelningen signifikant avviker från konstant moment.

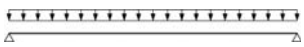
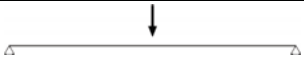
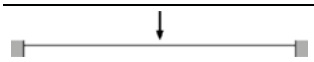
Faktorn C_2 är relevant i de fall en balk belastas med destabiliserande laster. Laster som angriper ovanför tvärsnittets skjuvcentrum har en ”destabiliserande” effekt som bidrar till lägre värden för M_{cr}, medan laster som angriper under skjuvcentrum har en ”stabiliserande” effekt och bidrar till högre värden för M_{cr}.

Tabell E.1 och Tabell E.2 ger värden för C_1 och C_2.

Tabell E.1 *Värden för C_1 för lastfallet ändmoment (för k =1,0)*

Ändmoment och upplagsförhållanden	ψ	C_1
	+1,00	1,00
	+0,75	1,17
	+0,50	1,36
	+0,25	1,56
	0,00	1,77
	-0,25	2,00
	-0,5	2,24
	-0,75	2,49
	-1,00	2,76

Tabell E.2 *Värden för C_1 and C_2 för lastfallet transversallast (för k =1,0)*

Last och upplagsförhållanden	Böjmomentdiagram	C_1	C_2
		1,13	0,454
		2,60	1,55
		1,35	0,630
		1,69	1,65

DEL II – DIMENSIONERINGSEXEMPEL

(Denna del är hämtad från den engelska versionen av publikationen)

This part of the Design Manual gives fifteen design examples that illustrate the application of the design rules. The examples are:

Design example 1 ***s. 145***

A circular hollow section subject to axial compression.

Design example 2 ***s. 147***

A welded I-beam with a Class 4 cross-section subject to combined axial compression and bending.

Design example 3 ***s. 151***

Trapeziodal roof sheeting with a Class 4 cross-section subject to bending.

Design example 4 ***s. 159***

A welded hollow section joint subject to fatigue loading.

Design example 5 ***s. 161***

A welded joint.

Design example 6 ***s. 169***

A bolted joint.

Design example 7 ***s. 175***

A plate girder with a Class 4 cross-section subject to bending. Shear buckling is critical.

Design example 8 ***s. 181***

A plate girder with a Class 4 cross-section subject to bending. Resistance to transverse loads is critical.

Design example 9 ***s. 187***

A cold formed channel subject to bending with intermediate lateral restraints to the compression flange. Lateral torsional buckling between intermediate lateral restraints is critical.

Design example 10 ***s. 195***

A rectangular hollow section subject to combined axial compression and bending with 30 minutes fire resistance.

Design example 11 ***s. 203***

Trapezoidal roof sheeting with a Class 4 cross-section subject to bending – a comparison of designs with cold worked material and annealed material.

Design example 12 ***s. 211***

A lipped channel from cold worked material in an exposed floor subject to bending.

Design example 13 ***s. 219***

A stainless steel lattice girder from cold worked material subject to combined axial compression and bending with 30 minutes fire resistance.

Design example 14 ***s. 227***

The enhanced average yield strength of a cold-rolled square hollow section is determined in accordance with the method in Annex B.

Design example 15 ***s. 231***

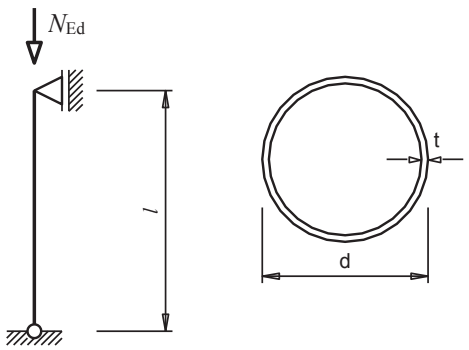
The bending resistance of a cold-rolled square hollow section is determined in accordance with the Continuous Strength Method (CSM) given in Annex D.

The sheeting in example 3 is from ferritic stainless steel grade 1.4003. The plate girders in examples 7 and 8 are from duplex stainless steel grade 1.4462. The members in the other examples are from austenitic stainless steel grades 1.4301 or 1.4401.

The references in the margin of the design examples are to text sections and expressions/equations in this publication, unless specifically noted otherwise.

DESIGN EXAMPLE 1 – CHS COLUMN

The circular hollow section column to be designed is an interior column of a multi-storey building. The column is simply supported at its ends. The inter-storey height is 3,50 m.



Structure

Simply supported column, length between supports:

l = 3,50 m

Actions

Permanent and variable actions result in a vertical design compression force equal to:

N_{Ed} = 250 kN

Cross-section properties

Try a 159 × 4 cold-formed CHS, austenitic grade 1.4307.

Geometric properties

d	= 159 mm	t	= 4,0 mm
A	= 19,5 cm²	I	= 585,3 cm^4
W_{el}	= 73,6 cm^3	W_{pl}	= 96,1 cm^3

Material properties

Take f_y = 220 N/mm^2 (for cold-rolled strip). — Table 2.2

E = 200000 N/mm^2 and G = 76900 N/mm^2 — Section 2.3.1

Classification of the cross-section

ε = 1,01 — Table 5.2

Section in compression : $d/t = 159/4 = 39{,}8$

For Class 1, $d/t \leq 50\varepsilon^2$, therefore the section is Class 1.

Compression resistance of the cross-section — Section 5.7.3

For a Class 1 cross-section:

$$N_{c,Rd} = A_g f_y / \gamma_{M0}$$ — Eq. 5.27

$$N_{c,Rd} = \frac{19{,}5 \times 220 \times 10^{-1}}{1{,}1} = 390 \text{ kN}$$

Resistance to flexural buckling — Section 6.3.3

$$N_{b,Rd} = \chi A f_y / \gamma_{M1}$$ — Eq. 6.2

$$\chi = \frac{1}{\phi + \left[\phi^2 - \bar{\lambda}^2\right]^{0,5}} \leq 1$$ — Eq. 6.4

$$\varphi = 0{,}5(1 + \alpha(\bar{\lambda} - \bar{\lambda}_0) + \bar{\lambda}^2)$$ — Eq. 6.5

Calculate the elastic critical buckling load:

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{{L_{cr}}^2} = \frac{\pi^2 \times 200000 \times 585{,}3 \times 10^4}{(3{,}50 \times 10^3)^2} \times 10^{-3} = 943{,}1 \text{ kN}$$

Calculate the flexural buckling slenderness:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{19{,}5 \times 10^2 \times 220}{943{,}1 \times 10^3}} = 0{,}67$$ — Eq. 6.6

Using an imperfection factor $\alpha = 0{,}49$ and $\bar{\lambda}_0 = 0{,}2$ for a cold-formed austenitic stainless steel CHS: — Table 6.1

$$\phi = 0{,}5 \times (1 + 0{,}49 \times (0{,}67 - 0{,}2) + 0{,}67^2) = 0{,}84$$

$$\chi = \frac{1}{0{,}84 + [0{,}84^2 - 0{,}67^2]^{0,5}} = 0{,}74$$

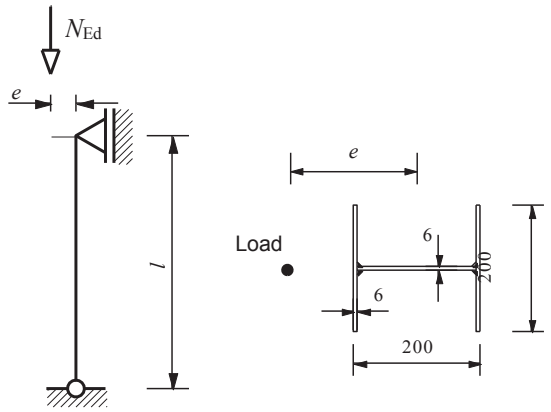
$$N_{b,Rd} = 0{,}74 \times 19{,}5 \times 220 \times \frac{10^{-1}}{1{,}1} = 288{,}6 \text{ kN}$$

The applied axial load is $N_{Ed} = 250$ kN.

Thus the member has adequate resistance to flexural buckling.

DESIGN EXAMPLE 2 – WELDED I-SECTION BEAM-COLUMN WITH LATERAL RESTRAINTS

The beam-column to be designed is a welded I-section, simply supported at its ends. Minor axis buckling is prevented by lateral restraints. The inter-storey height is equal to 3,50 m. The column is loaded by a vertical single load with an eccentricity to the major axis.



Structure

Simply supported column, length between supports:

l = 3,50 m

Eccentricity of the load:

e = 200 mm

Actions

Permanent and variable actions result in a vertical design compression force equal to:

N_{Ed} = 120 kN

Structural analysis

Maximum bending moment occurs at the top of the column:

$M_{y,max\,Ed}$ = 120 × 0,20 = 24 kNm

Cross-section properties

Try a doubly-symmetric welded I-section 200 × 200, thickness = 6,0 mm, austenitic grade 1.4401.

Geometric properties

b	= 200 mm	t_f	= 6,0 mm	$W_{el,y}$	= 259,1 cm^3
h_w	= 188 mm	t_w	= 6,0 mm	$W_{pl,y}$	= 285,8 cm^3
a	= 3,0 mm (weld thickness)	I_y	= 2591,1 cm^4		
A_g	= 35,3 cm²	i_y	= 8,6 cm		

Material properties

f_y = 220 N/mm^2 (for hot-rolled strip). — Table 2.2

E = 200000 N/mm^2 and G = 76900 N/mm^2 — Section 2.3

Classification of the cross-section — Table 5.2

ε = 1,01

Web subject to compression:

$$c/t = \frac{(188 - 3 - 3)}{6} = 30{,}3$$

For Class 1, $c/t \leq 33{,}0\varepsilon$, therefore web is Class 1.

Outstand flange subject to compression:

$$c/t = \frac{(200/2 - 6/2 - 3)}{6} = 94/6 = 15{,}7$$

For Class 3, $c/t \leq 14{,}0\varepsilon$, therefore outstand flange is Class 4.

Therefore, overall classification of cross-section is Class 4.

Effective section properties

Web is fully effective; calculate the reduction factor ρ for welded outstand elements:

$$\rho = \frac{1}{\bar{\lambda}_p} - \frac{0{,}188}{\bar{\lambda}_p^{\,2}} \text{ but } \leq 1$$ — Eq. 5.2

$$\bar{\lambda}_p = \frac{\bar{b}/t}{28{,}4\varepsilon\sqrt{k_\sigma}} \quad \text{where } \bar{b} = c = 94 \text{ mm}$$ — Eq. 5.3

Assuming a uniform stress distribution within the compression flange:

$$\psi = \frac{\sigma_2}{\sigma_1} = 1$$

$\Rightarrow k_\sigma = 0{,}43$ — Table 5.4

$$\bar{\lambda}_p = \frac{94/6}{28{,}4 \times 1{,}01 \times \sqrt{0{,}43}} = 0{,}833$$

$$\rho = \frac{1}{\bar{\lambda}_p} - \frac{0{,}188}{\bar{\lambda}_p^{\,2}} = \frac{1}{0{,}833} - \frac{0{,}188}{0{,}833^2} = 0{,}93$$

$$b_{\text{eff}} = 0{,}93 \times 94 = 87{,}4 \text{ mm}$$

Calculate the effective cross-section for compression only:

$$A_{\text{eff}} = A_g - 4(1-\rho)ct = 35{,}3 - 4 \times (1 - 0{,}93) \times 94 \times 6 \times 10^{-2} = 33{,}7 \text{ cm}^2$$

Calculate the effective cross-section for major axis bending:

$$A_{\text{eff}} = A_g - 2(1-\rho)ct = 35{,}3 - 2 \times (1 - 0{,}93) \times 94 \times 6 \times 10^{-2} = 34{,}5 \text{ cm}^2$$

Taking area moments about the neutral axis of the gross cross-section, calculate the shift in the position of the neutral axis:

$$\bar{z}' = \frac{2(1-\rho)ct(h_w + t_f)/2}{A_{eff}} = \frac{2 \times (1-0{,}93) \times 94 \times 6 \times (188+6)/2}{34{,}5 \times 10^{-2}}$$

= 2,2 mm shifted in the direction away from the compression flange

Calculate the effective second moment of inertia for major axis bending:

$$I_{eff,y} = I_y - 2(1-\rho)ct\left[\frac{t^2}{12} + \frac{(h_w + t_f)^2}{4}\right] - \bar{z}'^2 A_{eff}$$

$$I_{eff,y} = 2591{,}1 - 2 \times (1-0{,}93) \times 94 \times 6 \times \left[\frac{6^2}{12} + \frac{(188+6)^2}{4}\right] \times 10^{-4} - (2{,}2)^2 \times 34{,}5 \times 10^{-2}$$

$$I_{eff,y} = 2515{,}1 \text{ cm}^4$$

$$W_{eff,y} = \frac{I_{eff,y}}{\frac{h_w}{2} + t_f + \bar{z}'} = \frac{2515{,}1}{\frac{18{,}8}{2} + 0{,}6 + 0{,}22} = 246{,}1 \text{ cm}^3$$

Resistance to major axis flexural buckling

$N_{b,Rd} = \chi A_{eff} f_y / \gamma_{M1}$ — Eq. 6.3

$A_{eff} = 33{,}7 \text{ cm}^2$ for Class 4 cross-section subject to compression

$$\chi = \frac{1}{\varphi + \left[\varphi^2 - \bar{\lambda}^2\right]^{0,5}} \leq 1$$ — Eq. 6.4

$$\varphi = 0{,}5(1 + \alpha(\bar{\lambda} - \bar{\lambda}_0) + \bar{\lambda}^2)$$ — Eq. 6.5

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A_{eff} f_y}{N_{cr}}}$$ — Eq. 6.7

$L_{cr} = 350$ cm (buckling length is equal to actual length)

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{L_{cr}^2} = \frac{\pi^2 \times 200000 \times 2591{,}1 \times 10^4}{350^2 \times 10^2} \times 10^{-3} = 4175{,}2 \text{ kN}$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{33{,}7 \times 10^2 \times 220}{4175{,}2 \times 10^3}} = 0{,}421$$

Using imperfection factor $\alpha = 0{,}49$ and $\bar{\lambda}_0 = 0{,}2$ for welded open sections, buckling about the major axis: — Table 6.1

$$\varphi = 0{,}5 \times (1 + 0{,}49 \times (0{,}421 - 0{,}2) + 0{,}421^2) = 0{,}643$$

$$\chi = \frac{1}{0{,}643 + [0{,}643^2 - 0{,}421^2]^{0,5}} = 0{,}886$$

$$N_{b,Rd,y} = 0{,}886 \times 33{,}7 \times 10^2 \times 220 \times 10^{-3} / 1{,}1 = 597{,}23 \text{ kN}$$

Resistance to axial compression and uniaxial major axis moment

$$\frac{N_{\mathrm{Ed}}}{\left(N_{\mathrm{b,Rd}}\right)_{\min}} + k_{\mathrm{y}} \frac{M_{\mathrm{y,Ed}} + N_{\mathrm{Ed}} e_{\mathrm{Ny}}}{\beta_{\mathrm{W,y}}\, W_{\mathrm{pl,y}}\, f_{\mathrm{y}}/\gamma_{\mathrm{M1}}} \leq 1$$ Eq. 6.56

$\beta_{\mathrm{W,y}}$ = $W_{\mathrm{eff}}/W_{\mathrm{pl,y}}$ for a Class 4 cross -section

= 246,1/285,8 = 0,861

e_{Ny} is zero, due to the symmetry of the cross-section

$$k_{\mathrm{y}} = 1{,}0 + 2\left(\bar{\lambda}_{\mathrm{y}} - 0{,}5\right)\frac{N_{\mathrm{Ed}}}{N_{\mathrm{b,Rd,y}}} = 1{,}0 + 2 \times (0{,}421 - 0{,}5) \times \frac{120{,}0}{597{,}23} = 0{,}968$$ Eq. 6.61

$$1{,}2 + \frac{2N_{\mathrm{Ed}}}{N_{\mathrm{b,Rd,y}}} = 1{,}2 + \frac{2 \times 120}{597{,}23} = 1{,}60$$

but $1{,}2 \leq k_{\mathrm{y}} \leq 1{,}60$

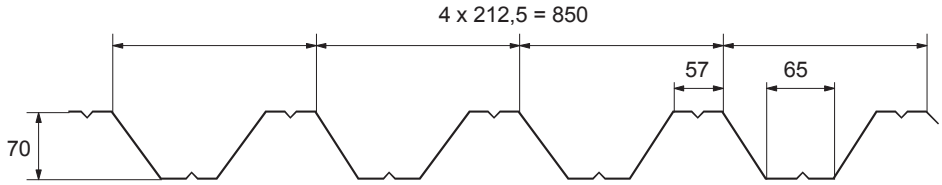
$\therefore k_{\mathrm{y}} = 1{,}2$

$$\frac{120{,}0}{597{,}23} + 1{,}2 \times \frac{24{,}0 \times 10^6}{0{,}861 \times 285{,}8 \times 10^3 \times 220/1{,}1} = 0{,}786 \leq 1$$

Thus the member has adequate resistance.

DESIGN EXAMPLE 3 – DESIGN OF A TWO-SPAN TRAPEZOIDAL ROOF SHEETING

This example considers the design of a two-span trapezoidal sheeting. The material is ferritic grade 1.4003 stainless steel and the material thickness is 0,6 mm. The dimensions of the cross-section are shown below.

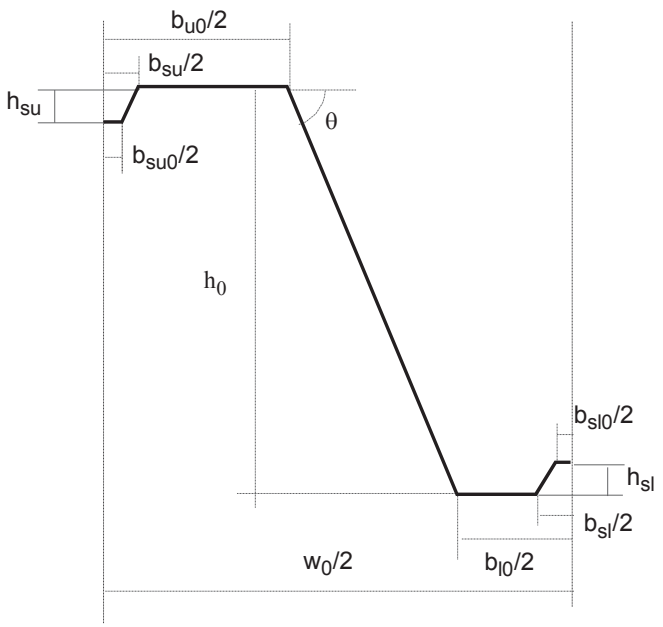


The example shows the following design tasks:
- determination of effective section properties at the ultimate limit state;
- determination of the bending resistance of the section;
- determination of the resistance at the intermediate support;
- determination of deflections at serviceability limit state.

Design data

Spans	L	=	2900 mm	
Width supports	s_s	=	100 mm	
Design load	Q	=	1,4 kN/m^2	
Self-weight	G	=	0,07 kN/m^2	
Design thickness	t	=	0,6 mm	
Yield strength	f_y	=	280 N/mm^2	Table 2.2
Modulus of elasticity	E	=	200000 N/mm^2	Section 2.3.1
Partial safety factor	γ_{M0}	=	1,1	Table 4.1
Partial safety factor	γ_{M1}	=	1,1	Table 4.1
Load factor	γ_G	=	1,35	Section 4.3
Load factor	γ_Q	=	1,5	Section 4.3

Symbols and detailed dimensions used in calculations are shown in the figure below. The position of the cross-section is given so that in bending at the support the upper flange is compressed.



Mid line dimensions:

$h_0 = 70$ mm
$w_0 = 212{,}5$ mm
$b_{u0} = 65$ mm
$b_{l0} = 57$ mm
$b_{su} = 20$ mm
$b_{su0} = 8$ mm
$h_{su} = 6$ mm
$b_{sl} = 20$ mm
$b_{s10} = 8$ mm
$h_{sl} = 6$ mm

$r = 2$ mm (internal radius of the corners)

Angle of the web:

$$\theta = \text{atan}\left|\frac{h_0}{0{,}5(w_0 - b_{u0} - b_{l0})}\right| = \text{atan}\left|\frac{70}{0{,}5 \times (212{,}5 - 65 - 57)}\right| = 57{,}1°$$

Effective section properties at the ultimate limit state (ULS) — Section 5.2

Check on maximum width to the thickness ratios:

$h_0/t = 70/0{,}6 = 117 \leq 400\sin\theta = 336$ — Table 5.1

$\max(b_{l0}/t\,;\, b_{u0}/t) = b_{u0}/t = 65/0{,}6 = 108 \leq 400$ — Table 5.1

Angle of the web and corner radius:

$45° \leq \theta = 57{,}1° \leq 90°$

$$b_p = \frac{b_{u0} - b_{su}}{2} = \frac{65 - 20}{2} = 22{,}5 \text{ mm}$$

The influence of rounded corners on cross-section resistance may be neglected if the internal radius $r \leq 5t$ and $r \leq 0{,}10 b_p$

$r = 2 \text{ mm} \leq \min(5t\,;\, 0{,}1 b_p) = \min(5 \times 0{,}6; 0{,}1 \times 22{,}5) = 2{,}25$ mm — Section 5.6.2

The influence of rounded corners on cross-section resistance may be neglected.

Location of the centroidal axis when the web is fully effective

Calculate reduction factor ρ for effective width of the compressed flange:

$$\rho = \frac{0{,}772}{\bar{\lambda}_p} - \frac{0{,}079}{\bar{\lambda}_p^2} \text{ but } \leq 1$$ — Section 5.4.1 Eq. 5.1

where

$$\bar{\lambda}_p = \frac{\bar{b}/t}{28{,}4\varepsilon\sqrt{k_\sigma}}$$ — Eq. 5.3

$\bar{b} = b_p = 22{,}5$ mm

$\psi = 1 \Rightarrow k_\sigma = 4$ — Table 5.3

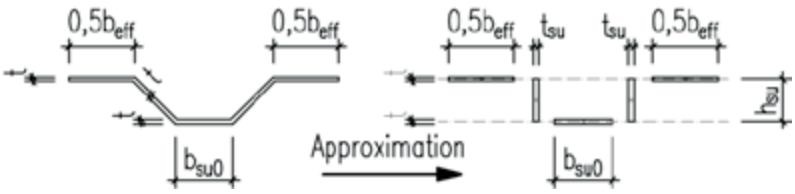
$$\varepsilon = \left[\frac{235}{f_y}\frac{E}{210\,000}\right]^{0,5} = \left[\frac{235}{280}\times\frac{200\,000}{210\,000}\right]^{0,5} = 0{,}894$$ Table 5.2

$$\bar{\lambda}_p = \frac{22{,}5/0{,}6}{28{,}4\times 0{,}894\times\sqrt{4}} = 0{,}738$$ Eq. 5.3

$$\rho = \frac{0{,}772}{\bar{\lambda}_p} - \frac{0{,}079}{\bar{\lambda}_p^2} = \frac{0{,}772}{0{,}738} - \frac{0{,}079}{0{,}738^2} = 0{,}901 \le 1$$

$$b_{eff,u} = \rho\bar{b} = 0{,}901\times 22{,}5 = 20{,}3 \text{ mm}$$ Table 5.3

Effective stiffener properties Section 5.5.3



$$t_{su} = \frac{\sqrt{h_{su}^{\ 2} + \left(\frac{b_{su}-b_{su0}}{2}\right)^2}}{h_{su}}t = \frac{\sqrt{6^2+\left(\frac{20-8}{2}\right)^2}}{6}\times 0{,}6 = 0{,}849 \text{ mm}$$

$$A_s = (b_{eff,u}+b_{su0})t + 2h_{su}t_{su} = (20{,}3+8)\times 0{,}6 + 2\times 6\times 0{,}849 = 27{,}2 \text{ mm}^2$$ Fig. 5.3

$$e_s = \frac{b_{su0}h_{su}t + 2h_{su}\frac{h_{su}}{2}t_{su}}{A_s} = \frac{8\times 6\times 0{,}6 + 2\times 6\times\frac{6}{2}\times 0{,}849}{27{,}2} = 2{,}18 \text{ mm}$$

$$I_s = 2(15t^2e_s^{\ 2}) + b_{su0}t(h_{su}-e_s)^2 + 2h_{su}t_{su}\left(\frac{h_{su}}{2}-e_s\right)^2 + 2\left(\frac{15t^4}{12}\right) + \frac{b_{su0}t^3}{12} + 2\frac{t_{su}h_{su}^{\ 3}}{12}$$ Fig. 5.3

$$I_s = 2\times(15\times 0{,}6^2\times 2{,}18^2) + 8\times 0{,}6\times(6-2{,}18)^2 + 2\times 6\times 0{,}849\times\left(\frac{6}{2}-2{,}18\right)^2 + 2\times\left(\frac{15\times 0{,}6^4}{12}\right) + \frac{8\times 0{,}6^3}{12} + 2\times\frac{0{,}849\times 6^3}{12} = 159{,}25 \text{ mm}^4$$

$$b_s = 2\sqrt{h_{su}^{\ 2} + \left(\frac{b_{su}-b_{su0}}{2}\right)^2} + b_{su0} = 2\times\sqrt{6^2+\left(\frac{20-8}{2}\right)^2} + 8 = 25{,}0 \text{ mm}$$

$$l_b = 3{,}07\left[I_s b_p^{\ 2}\left(\frac{2b_p+3b_s}{t^3}\right)\right]^{1/4}$$ Eq. 5.10

$$l_b = 3{,}07\times\left[159{,}25\times 22{,}5^2\times\left(\frac{2\times 22{,}5+3\times 25}{0{,}6^3}\right)\right]^{1/4} = 251 \text{ mm}$$

$$s_w = \sqrt{\left(\frac{w_0-b_{u0}-b_{l0}}{2}\right)^2 + h_0^{\ 2}} = \sqrt{\left(\frac{212{,}5-65-57}{2}\right)^2 + 70^2} = 83{,}4 \text{ mm}$$ Fig. 5.5

$$b_d = 2b_p + b_s = 2\times 22{,}5 + 25 = 70 \text{ mm}$$

$$k_{w0} = \sqrt{\frac{s_w + 2b_d}{s_w + 0{,}5b_d}} = \sqrt{\frac{83{,}4 + 2 \times 70}{83{,}4 + 0{,}5 \times 70}} = 1{,}37$$ Eq. 5.11

$$\frac{l_b}{s_w} = \frac{251}{83{,}4} = 3{,}01 \geq 2 \quad \Rightarrow \quad k_w = k_{w0} = 1{,}37$$ Eq. 5.8

$$\sigma_{cr,s} = \frac{4{,}2k_w E}{A_s}\sqrt{\frac{I_s t^3}{4{b_p}^2(2b_p + 3b_s)}}$$ Eq. 5.4

$$\sigma_{cr,s} = \frac{4{,}2 \times 1{,}37 \times 200 \times 10^3}{27{,}2} \times \sqrt{\frac{159{,}25 \times 0{,}6^3}{4 \times 22{,}5^2 \times (2 \times 22{,}5 + 3 \times 25)}} = 503{,}4 \text{ N/mm}^2$$

$$\bar{\lambda}_d = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{cr,s}}} = \sqrt{\frac{280}{503{,}4}} = 0{,}746$$

$$0{,}65 < \bar{\lambda}_d = 0{,}746 < 1{,}38 \quad \Rightarrow$$ Eq. 5.17

$$\chi_d = 1{,}47 - 0{,}723\bar{\lambda}_d = 1{,}47 - 0{,}723 \times 0{,}746 = 0{,}93$$

$$t_{red,u} = \chi_d\, t = 0{,}93 \times 0{,}6 = 0{,}558 \text{ mm}$$

The distance of neutral axis from the compressed flange:

$$t_{sl} = \frac{\sqrt{{h_{sl}}^2 + \left(\frac{b_{sl} - b_{sl0}}{2}\right)^2}}{h_{sl}}\, t = \frac{\sqrt{6^2 + \left(\frac{20-8}{2}\right)^2}}{6} \times 0{,}6 = 0{,}849 \text{ mm}$$

$$t_w = t/\sin\theta = 0{,}6/\sin(57{,}1°) = 0{,}714 \text{ mm}$$

e_i [mm]	A_i [mm^2]
0	$0{,}5b_{eff,u}\, t = 6{,}1$
0	$0{,}5b_{eff,u}\, \chi_d\, t = 5{,}66$
$0{,}5h_{su} = 3$	$h_{su}\, \chi_d t_{su} = 4{,}74$
$h_{su} = 6$	$0{,}5b_{su0}\, \chi_d\, t = 2{,}23$
$0{,}5h_0 = 35$	$h_0 t_w = 49{,}98$
$h_0 = 70$	$0{,}5(b_{l0} - b_{sl})\, t = 11{,}1$
$h_0 - 0{,}5h_{sl} = 67$	$h_{sl} t_{sl} = 5{,}09$
$h_0 - h_{sl} = 64$	$0{,}5b_{sl0} t = 2{,}4$

$$A_{tot} = \sum A_i = 87{,}3 \text{ mm}^2$$

$$e_c = \frac{\sum A_i e_i}{A_{tot}} = 34{,}9 \text{ mm}$$

Effective cross-section of the compression zone of the web

$$s_{eff,1} = s_{eff,0} = 0{,}76t\sqrt{\frac{E}{\gamma_{M0}\, \sigma_{com,Ed}}} = 0{,}76 \times 0{,}6 \times \sqrt{\frac{200}{1{,}1 \times 280 \times 10^{-3}}} = 11{,}6 \text{ mm}$$ EN 1993-1-3 Clause 5.5.3.4.3(4-5)

$$s_{eff,n} = 1{,}5s_{eff,0} = 1{,}5 \times 11{,}6 = 17{,}4 \text{ mm}$$

Effective cross-section properties per half corrugation

$h_{\text{eff},1} = s_{\text{eff},1}\sin\theta = 11{,}6 \times \sin(57{,}1°) = 9{,}74$ mm

$h_{\text{eff},n} = s_{\text{eff},n}\sin\theta = 17{,}4 \times \sin(57{,}1°) = 14{,}61$ mm

$e_{\text{eff},i}$ [mm]	$A_{\text{eff},i}$[mm^2]	$I_{\text{eff},i}$[mm^4]
0	$0{,}5b_{\text{eff,u}}t = 6{,}1$	≈ 0
0	$0{,}5b_{\text{eff,u}}\,\chi_d\,t = 5{,}7$	≈ 0
$0{,}5h_{\text{su}} = 3$	$h_{\text{su}}\,\chi_d\,t_{\text{su}} = 4{,}7$	$\chi_d t_{\text{su}} h_{\text{su}}{}^3/12 = 14{,}2$
$h_{\text{su}} = 6$	$0{,}5b_{\text{su0}}\,\chi_d\,t = 2{,}2$	≈ 0
$0{,}5h_{\text{eff},1} = 4{,}9$	$h_{\text{eff},1}t_{\text{w}} = 7{,}0$	$t_{\text{w}}h_{\text{eff},1}{}^3/12 = 55{,}0$
$h_0 - 0{,}5(h_0 - e_{\text{c}} + h_{\text{eff},n}) = 45{,}1$	$(h_0 - e_{\text{c}} + h_{\text{eff},n})\,t_w = 35{,}5$	$t_{\text{w}}\dfrac{(h_0 - e_{\text{c}} + h_{\text{eff},n})^3}{12} = 7308{,}8$
$h_0 = 70$	$0{,}5(b_{l0} - b_{sl})\,t = 11{,}1$	≈ 0
$h_0 - 0{,}5h_{\text{sl}} = 67$	$h_{\text{sl}}t_{\text{sl}} = 5{,}1$	$t_{\text{sl}}h_{\text{sl}}{}^3/12 = 15{,}3$
$h_0 - h_{\text{sl}} = 64$	$0{,}5b_{\text{sl0}}t = 2{,}4$	≈ 0

$A_{\text{tot}} = \sum A_{\text{eff,i}} = 79{,}8$ mm^2

$$e_{\text{c}} = \frac{\sum A_{\text{eff,i}}\,e_{\text{eff,i}}}{A_{\text{tot}}} = 36{,}8 \text{ mm}$$

$I_{\text{tot}} = \sum I_{\text{eff,i}} + \sum A_{\text{eff,i}}(e_{\text{c}} - \text{e}_{\text{eff,i}})^2 = 7\,393{,}3 + 51\,667{,}2 = 59\,060{,}5$ mm^2

Optionally the effective section properties may also be redefined iteratively based on the location of the effective centroidal axis. — EN 1993-1-3

Bending strength per unit width (1 m) — Section 5.7.4

$$I = \frac{1000}{0{,}5\text{w}_0}I_{\text{tot}} = \frac{1000}{0{,}5 \times 212{,}5} \times 59\,060{,}5 = 555\,863{,}5 \text{ mm}^4$$

$$W_{\text{u}} = \frac{I}{e_{\text{c}}} = \frac{555\,863{,}5}{36{,}8} = 15\,105{,}0 \text{ mm}^3$$

$$W_{\text{l}} = \frac{I}{h_0 - e_{\text{c}}} = \frac{555\,863{,}5}{70 - 36{,}8} = 16\,742{,}9 \text{ mm}^3$$

Because $W_{\text{u}} < W_{\text{l}} \Rightarrow W_{\text{eff,min}} = W_{\text{u}} = 15\,105{,}0$ mm^3

$$M_{\text{c,Rd}} = \frac{W_{\text{eff,min}}\,f_{\text{y}}}{\gamma_{\text{M0}}} = 15\,105{,}0 \times 280 \times \frac{10^{-6}}{1{,}1} = 3{,}84 \text{ kNm}$$ — Eq. 5.31

Determination of the resistance at the intermediate support — Section 6.4.4

Web crippling strength

$c \geq 40$ mm

$r/t = 2/0{,}6 = 3{,}33 \leq 10$ — EN 1993-1-3

$h_{\text{w}}/t = 70/0{,}6 = 117 \leq 200\sin\theta = 200\sin(57{,}1°) = 168$ — Clause 6.1.7

$45° \leq \theta = 57{,}1° \leq 90°$

$\beta_V = 0 \leq 0{,}2 \Rightarrow l_a = s_s = 100$ mm

$\alpha = 0{,}15$ (category 2)

$$R_{w,Rd} = \alpha t^2 \sqrt{f_y E}\left(1 - 0{,}1\sqrt{\frac{r}{t}}\right)\left(0{,}5 + \sqrt{0{,}02\frac{l_a}{t}}\right)\left[2{,}4 + \left(\frac{\varphi}{90}\right)^2\right]\frac{1}{\gamma_{M1}}\frac{1000}{0{,}5 w_0}$$

EN 1993-1-3 Eq. 6.18

$$R_{w,Rd} = 0{,}15 \times 0{,}6^2\sqrt{280 \times 200\,000} \times \left(1 - 0{,}1\sqrt{\frac{2}{0{,}6}}\right)\left(0{,}5 + \sqrt{0{,}02 \times \frac{100}{0{,}6}}\right)$$

$$\times \left[2{,}4 + \left(\frac{57{,}1}{90}\right)^2\right] \times \frac{1}{1{,}1} \times \frac{1000}{0{,}5 \times 212{,}5} \times 10^{-3} = 18{,}4 \text{ kN}$$

Combined bending moment and support reaction

Factored actions per unit width (1 m):

$q = \gamma_G G + \gamma_Q Q = 1{,}35 \times 0{,}07 + 1{,}5 \times 1{,}4 = 2{,}19$ kN/m

$$M_{Ed} = \frac{qL^2}{8} = \frac{2{,}19 \times 2{,}9^2}{8} = 2{,}30 \text{ kNm}$$

$$F_{Ed} = \frac{5}{4}qL = \frac{5}{4} \times 2{,}19 \times 2{,}9 = 7{,}94 \text{ kN}$$

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} = \frac{2{,}30}{3{,}84} = 0{,}599 \leq 1{,}0 \qquad \frac{F_{Ed}}{R_{w,Rd}} = \frac{7{,}94}{18{,}4} = 0{,}432 \leq 1{,}0$$

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} + \frac{F_{Ed}}{R_{w,Rd}} = 0{,}599 + 0{,}432 = 1{,}031 \leq 1{,}25$$

EN 1993-1-3 Eq. 6.28a - c

Cross-section resistance satisfies the conditions.

Determination of deflections at serviceability limit state (SLS)

Effective cross-section properties

For serviceability verification the effective width of compression elements should be based on the compressive stress in element under the SLS loading.

A conservative approximation is made for the maximum compressive stress in the effective section at SLS based on W_u determined above for ULS.

EN 1993-1-3 Clause 5.5.1

$$M_{y,Ed,ser} = \frac{(G+Q)L^2}{8} = \frac{(0{,}07 + 1{,}4) \times 2{,}9^2}{8} = 1{,}55 \text{ kNm}$$

$$\sigma_{com,Ed,ser} = \frac{M_{y,Ed,ser}}{W_u} = \frac{1{,}55 \times 10^6}{15\,105} = 102{,}6 \text{ N/mm}^2$$

The effective section properties are determined as before at ULS except that f_y is replaced by $\sigma_{com,Ed,ser}$ and the thickness of the flange stiffener is not reduced. The results of the calculation are:

Effective width of the compressed flange:

Location of the centroidal axis when the web is fully effective:	The flange is fully effective.
Effective cross-section of the compression zone of the web:	$e_c = 34{,}48$ mm
Effective cross-section properties per half corrugation:	The web is fully effective.

Effective section properties per unit width (1 m):

A_{tot} = 88,41 mm^2
e_c = 34,48 mm
I_{tot} = 63759,0 mm^4
I = 600084,7 mm^4
W_u = 17403,8 mm^4
W_l = 16894,3 mm^4

Determination of deflection

Secant modulus of elasticity corresponding to maximum value of the bending moment:

$$\sigma_{1,\mathrm{Ed,ser}} = \frac{M_{\mathrm{y,Ed,ser}}}{W_{\mathrm{u}}} = \frac{1{,}55 \times 10^6}{17403{,}8} = 89{,}06 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{2,\mathrm{Ed,ser}} = \frac{M_{\mathrm{y,Ed,ser}}}{W_{\mathrm{l}}} = \frac{1{,}55 \times 10^6}{16894{,}3} = 91{,}75 \text{ N/mm}^2$$

$n = 14$ (for ferritic grade 1.4003 stainless steel) — Table 6.4

$$E_{\mathrm{S},1} = \frac{E}{1 + 0{,}002\dfrac{E}{\sigma_{1,\mathrm{Ed,ser}}}\left(\dfrac{\sigma_{1,\mathrm{Ed,ser}}}{f_{\mathrm{y}}}\right)^n} = \frac{200}{1 + 0{,}002 \times \dfrac{200}{0{,}089}\left(\dfrac{0{,}089}{0{,}28}\right)^{14}} = 200{,}0 \text{ kN/mm}^2$$ — Eq. 6.53

$$E_{\mathrm{S},2} = \frac{E}{1 + 0{,}002\dfrac{E}{\sigma_{2,\mathrm{Ed,ser}}}\left(\dfrac{\sigma_{2,\mathrm{Ed,ser}}}{f_{\mathrm{y}}}\right)^n} = \frac{200}{1 + 0{,}002 \times \dfrac{200}{0{,}092}\left(\dfrac{0{,}092}{0{,}28}\right)^{14}} = 200{,}0 \text{ kN/mm}^2$$ — Eq. 6.53

$$E_{\mathrm{S}} = \frac{E_{\mathrm{S},1} + E_{\mathrm{S},2}}{2} = \frac{200 + 200}{2} = 200 \text{ kN/mm}^2$$ — Eq. 6.52

There is no effect of material non-linearity on deflection for the given steel grade and stress level.

Check of deflection:

For cross-section stiffness properties the influence of rounded corners should be taken into account. The influence is considered by the following approximation:

$$\delta = 0{,}43\,\frac{\sum_{\mathrm{j}=1}^{n} r_{\mathrm{j}}\dfrac{\varphi_j}{90^o}}{\sum_{\mathrm{i}=1}^{m} b_{\mathrm{p,i}}} = 0{,}43\,\frac{2 \times \dfrac{294{,}2^o}{90^o}}{149{,}3} = 0{,}019$$ — Eq. 5.22

$$I_{\mathrm{y,r}} = I\,(1 - 2\delta) = 600084{,}7\,(1 - 2 \times 0{,}019) = 577281{,}5 \text{ mm}^4$$ — Eq. 5.20

For the location of maximum deflection:

$$x = \frac{1 + \sqrt{33}}{16} \times L = \frac{1 + \sqrt{33}}{16} \times 2{,}9 = 1{,}22 \text{ m}$$

$$\delta = \frac{(G + Q)L^4}{48 E_{\mathrm{S}}\, I_{\mathrm{y,r}}}\left(\frac{x}{L} - 3\frac{x^3}{L^3} + 2\frac{x^4}{L^4}\right)$$

$$\delta = \frac{(0{,}07 + 1{,}4) \times 10^3 \times 2{,}9^4}{48 \times 200 \times 10^6 \times 577281{,}5 \times 10^{-12}} \times \left(\frac{1{,}48}{2{,}9} - 3 \times \frac{1{,}48^3}{2{,}9^3} + 2 \times \frac{1{,}48^4}{2{,}9^4}\right)$$

$$\delta = 4{,}64 \text{ mm}$$

The permissible deflection is $L/200$ = 2900/200 = 14,5 mm > 4,64 mm, hence the calculated deflection is acceptable.

DESIGN EXAMPLE 4 – FATIGUE STRENGTH OF A WELDED HOLLOW SECTION JOINT

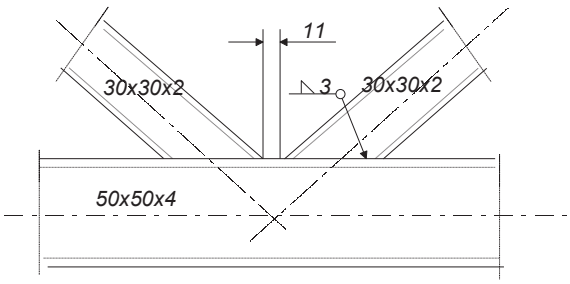
This example considers the fatigue strength of the chord of a welded hollow section joint. Fatigue should be considered in the design of stainless steel structures which are subjected to repeated fluctuations of stresses, e.g. in oil platforms, masts, chimneys, bridges, cranes and transport equipment. — Section 9

EN 1993-1-9 is applicable for estimating the fatigue strength of austenitic and duplex stainless steel structures.

The example shows the following design tasks for fatigue assessment:

- determination of the fatigue strength curve
- determination of secondary bending moments in the joint
- determination of the partial safety factor for fatigue strength
- fatigue assessment for variable amplitude loading.

The chords of the joint are RHS 50×50×4 and braces are RHS 30×30×2. The material is austenitic grade 1.4301 stainless steel with 0,2% proof stress of 210 N/mm^2. — Table 2.2



Actions

The fatigue stress spectra for the chord during the required design life is:

Nominal stress range:	Number of cycles:
$\Delta\sigma_1 = 100$ N/mm^2	$n_1 = 10\times10^3$
$\Delta\sigma_2 = 70$ N/mm^2	$n_2 = 100\times10^3$
$\Delta\sigma_3 = 40$ N/mm^2	$n_3 = 1000\times10^3$

Structural analysis

All subsequent references to EN 1993-1-9

The detail category of the joint depends on the dimensions of chord and braces. In this example $b_0 = 50$ mm, $b_i = 30$ mm, $t_0 = 4$ mm and $t_i = 2$ mm.

Because $t_0/t_i = 2$, the detail category is 71.

Because $0{,}5(b_0 - b_i) = 10$ mm, $g = 11$ mm, $1{,}1(b_0 - b_i) = 22$ mm and $2t_0 = 8$ mm, the joint also satisfies the conditions $0{,}5(b_0 - b_i) \le g \le 1{,}1(b_0 - b_i)$ and $g \ge 2t_0$. — Table 8.7

Effect of secondary bending moments in the joint

The effects of secondary bending moments are taken into account by multiplying the stress ranges due to axial member forces by coefficient $k_1 = 1{,}5$. — Clause 4 (2), Table 4.2

Partial factors

When it is assumed that the structure is damage tolerant and the consequence of failure is low, the recommended value for the partial factor for fatigue strength is $\gamma_{Mf} = 1{,}0$.
The partial safety factor for loading is $\gamma_{Ff} = 1{,}0$. — Clause 3 (7), Table 3.1

Fatigue assessment

Reference stress range corresponding to 2×10^6 stress fluctuations for detail category 71 is $\Delta\sigma_c = 71$ N/mm^2.
The fatigue strength curve for lattice girders has a constant slope $m = 5$. — Figure 7.1

The number of stress fluctuations corresponding to the nominal stress range $\Delta\sigma_i$ is:

$$N_i = 2\times10^6\left[\frac{\Delta\sigma_c}{\gamma_{Mf}\gamma_{Ff}\left(k_1\Delta\sigma_i\right)}\right]^m$$

$\Delta\sigma_1 = 100$ N/mm^2	$N_1 = 47{,}5\times10^3$
$\Delta\sigma_2 = 70$ N/mm^2	$N_2 = 283\times10^3$
$\Delta\sigma_3 = 40$ N/mm^2	$N_3 = 4640\times10^3$

Palmgren-Miner rule of cumulative damage

Partial damage because of n_i cycles of stress range $\Delta\sigma_i$: $D_{d,i} = n_{Ei} / N_{Ri}$

Therefore, for

$\Delta\sigma_1 = 100$ N/mm^2	$D_{d,1} = 0{,}21$	A.5 (1)
$\Delta\sigma_2 = 70$ N/mm^2	$D_{d,2} = 0{,}35$	
$\Delta\sigma_3 = 40$ N/mm^2	$D_{d,3} = 0{,}22$	

The cumulative damage during the design life is: — Eq. A.1

$$D_d = \sum_i^n \frac{n_{Ei}}{N_{Ri}} = \sum D_{d,i} = 0{,}78 \le 1{,}0$$

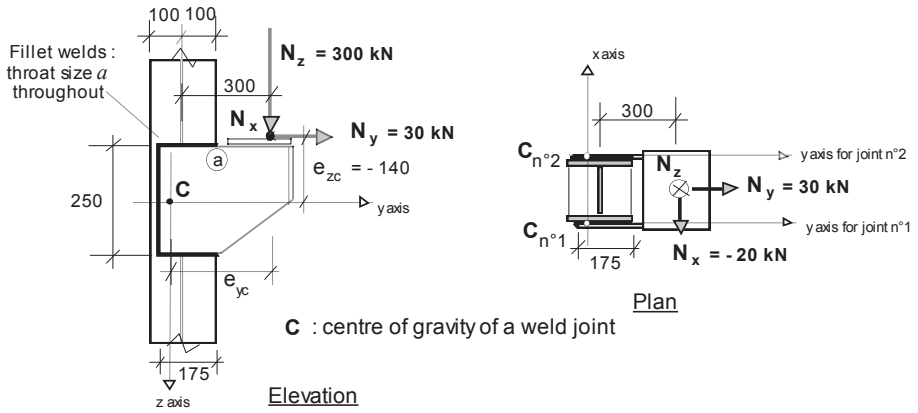
Because the cumulative damage is less than unity, the calculated design life of the chord exceeds the required design life. — Clause 8 (4)

The procedure described above shall also be repeated for the brace.

Promotion of new Eurocode rules for structural stainless steels (PUREST)	Title	Design Example 5 – Welded joint		
CALCULATION SHEET	Client	Research Fund for Coal and Steel	Made by IR	Date 08/02
			Revised by MEB	Date 04/06
			Revised by UDE	Date 01/17

DESIGN EXAMPLE 5 – WELDED JOINT

The joint configuration and its loading are shown in the figure below. Noting that there are two identical plane fillet weld joints of constant throat thickness sharing the applied loading, the required throat thickness for the welds shall be determined. Right angle (equal leg) welds will be used throughout.



Material properties

Use austenitic grade 1.4401: — Table 2.2

f_y = 220 N/mm², f_u = 530 N/mm², E = 200000 N/mm² and G = 76900 N/mm². — Section 2.3.1

It is assumed that the yield and ultimate tensile strength of the weld exceed those of the parent metal. — Section 7.4.1

Partial factor

The partial factor on weld resistance is γ_{M2} = 1,25. — Table 4.1

The need to include a reduction factor on the weld resistance to account for its length will also be examined.

Analysis of welded joints

An elastic analysis approach is used here for designing the right-angle equal-leg fillet weld for the load case indicated above which leads to a conservative estimate of the joint resistance. — EN 1993-1-8 clause 2.5

The coordinates (x_c, y_c, z_c) of a point on the welded joint are taken with reference to a right hand axis system with an origin at the centre of gravity of the welded joint (In the present case the joint is taken to be in the y-z plane so that x_c = 0 throughout.).

The main purpose of the elastic analysis is to determine the design forces in the weld at the most severely loaded point or points of the welded joint, often referred to as the "critical" points. For the welded joint being examined the critical point can be taken as being the point furthest from the centre of gravity of the joint.

The vectors of the applied force, its eccentricity and the resulting moments acting on a welded joint of general form and centre of gravity C can be expressed as follows:

Applied force

$$\overline{N_{\mathrm{w,Ed}}} = \left[N_{\mathrm{x,Ed}},\quad N_{\mathrm{y,Ed}},\quad N_{\mathrm{z,Ed}} \right]$$

Eccentricity of the applied force

$$\overline{e_{\mathrm{N}}} = \left[e_{\mathrm{xc}},\quad e_{\mathrm{yc}},\quad e_{\mathrm{zc}} \right]$$

(these are the coordinates of the point of application of the force)

Applied moments

$$M_{\mathrm{xc,Ed}} = e_{\mathrm{yc}} N_{\mathrm{z,Ed}} - e_{\mathrm{zc}} N_{\mathrm{y,Ed}}$$

$$M_{\mathrm{yc,Ed}} = e_{\mathrm{zc}} N_{\mathrm{x,Ed}} - e_{\mathrm{xc}} N_{\mathrm{z,Ed}}$$

$$M_{\mathrm{zc,Ed}} = e_{\mathrm{xc}} N_{\mathrm{y,Ed}} - e_{\mathrm{yc}} N_{\mathrm{x,Ed}}$$

A linear elastic analysis of the joint for a general load case leads to the following force components per unit length of weld at a point with coordinates (x_c, y_c, z_c), where the throat thickness is denoted by a:

$$F_{\mathrm{wx,Ed}} = a \left[\frac{N_{\mathrm{x,Ed}}}{A_{\mathrm{w}}} + \frac{z_{\mathrm{c}} M_{\mathrm{yc,Ed}}}{I_{\mathrm{yc}}} - \frac{y_{\mathrm{c}} M_{\mathrm{zc,Ed}}}{I_{\mathrm{zc}}} \right]$$

$$F_{\mathrm{wy,Ed}} = a \left[\frac{N_{\mathrm{y,Ed}}}{A_{\mathrm{w}}} + \frac{x_{\mathrm{c}} M_{\mathrm{zc,Ed}}}{I_{\mathrm{zc}}} - \frac{z_{\mathrm{c}} M_{\mathrm{xc,Ed}}}{I_{\mathrm{xc}}} \right]$$

$$F_{\mathrm{wz,Ed}} = a \left[\frac{N_{\mathrm{z,Ed}}}{A_{\mathrm{w}}} + \frac{y_{\mathrm{c}} M_{\mathrm{xc,Ed}}}{I_{\mathrm{xc}}} - \frac{x_{\mathrm{c}} M_{\mathrm{yc,Ed}}}{I_{\mathrm{yc}}} \right]$$

In the above expressions, the resisting sectional throat area and the second moment of area about the principal axes of the welded joint are:

$$A_{\mathrm{w}} = \int a\,dl = \sum a_{\mathrm{i}} l_{\mathrm{i}}$$

for a weld of straight segments of length l_i and throat thickness a_i,

$$I_{\mathrm{xc}} = \int a \left(y_{\mathrm{c}}^2 + z_{\mathrm{c}}^2 \right) dl$$

$$I_{\mathrm{yc}} = \int a \left(x_{\mathrm{c}}^2 + z_{\mathrm{c}}^2 \right) dl$$

$$I_{\mathrm{zc}} = \int a \left(x_{\mathrm{c}}^2 + y_{\mathrm{c}}^2 \right) dl$$

Assuming that all welds have equal thickness a:

$$\frac{A_{\mathrm{w}}}{a} = \int dl = \sum l_{\mathrm{i}}$$

and since $x_c = 0$:

$$\frac{I_{\mathrm{zc}}}{a} = \int y_{\mathrm{c}}^2 dl$$

$$\frac{I_{\mathrm{yc}}}{a} = \int z_{\mathrm{c}}^2 dl$$

$$\frac{I_{\mathrm{xc}}}{a} = \int y_{\mathrm{c}}^2 + z_{\mathrm{c}}^2 dl = \frac{I_{\mathrm{yc}}}{a} + \frac{I_{\mathrm{zc}}}{a}$$

Design of fillet welds

Two different design methods are allowed for designing fillet welds and thus to determine the required weld throat thickness at the critical point: Section 7.4.2

The first procedure is based on the simplified and more conservative design shear strength for a fillet weld. The design shear force per unit length of the weld at any point of the joint is defined as the vector sum of the design forces per unit length due to all forces and moments transmitted by the welded joint. This design shear force per unit length should not exceed the design resistance per unit length which is taken as the design shear strength multiplied by the throat thickness. This approach ignores the throat plane orientation to the direction of resultant weld force per unit length.

The second procedure is based on comparing the basic design strength of the weaker part joined to the applied design weld stress in the weld throat determined by a von Mises type of formula. This approach is the most precise as it allows for the throat plane orientation to the direction of resultant weld force per unit length.

1. Simplified method

The design resistance check of the fillet weld is as follows: EN 1993-1-8 clause 4.5.3.3

$$F_{\mathrm{w.Ed}} = \sqrt{F_{\mathrm{wx,Ed}}^2 + F_{\mathrm{wy,Ed}}^2 + F_{\mathrm{wz,Ed}}^2} \le F_{\mathrm{w,Rd}} = af_{\mathrm{vw,d}} = a\left(\frac{f_{\mathrm{u}}/\sqrt{3}}{\beta_{\mathrm{w}}\gamma_{\mathrm{M2}}}\right)$$

where:
$f_{\mathrm{vw,d}}$ is the design shear strength of the weld,
$F_{\mathrm{w,Rd}}$ is the design (shear) resistance per unit length of weld of throat thickness a.

For stainless steel, β_{w} is taken as 1,0. Section 7.4.2

When the design procedure requires that a suitable throat thickness be obtained, the design expression becomes:

$$a \ge \frac{F_{\mathrm{w,Ed}}}{f_{\mathrm{vw,d}}}$$

2. Directional method

In the directional method, the forces transmitted by a weld are resolved into normal stresses and shear stresses with respect to the throat section (see Fig. 4.5 in EN 1993-1-8):

- A normal stress $\sigma_{\perp}$ perpendicular to the throat section,
- A shear stress $\tau_{||}$ acting in the throat section parallel to the axis of the weld,
- A shear stress $\tau_{\perp}$ acting in the throat section transverse to the axis of the weld.

The normal stress $\sigma_{||}$ parallel to the weld axis does not need to be considered.

For the combination of stresses $\sigma_{\perp}$, $\tau_{||}$, and $\tau_{\perp}$, the design requirement is: Eqs. 7.14 and 7.15

$$\sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{||}^2)} \le \frac{f_{\mathrm{u}}}{\beta_{\mathrm{w}}\gamma_{\mathrm{M2}}} \quad \text{and} \quad \sigma_{\perp} \le \frac{0{,}9 f_{\mathrm{u}}}{\gamma_{\mathrm{M2}}}$$

For the present case of a plane fillet weld joint with right angle (equal leg) welds this latter check is not critical. However, it may be critical for partial penetration welds in bevelled joints.

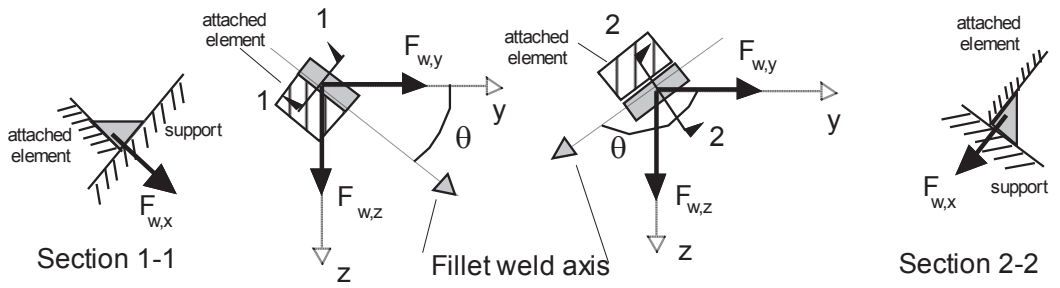
Instead of having to calculate the stress components in the weld throat the following design check expression may be used for *y-z* plane joints with right angle (equal leg) welds:

$$2F_{\mathrm{w,x}}^2 + 2F_{\mathrm{w,y}}^2 + 2F_{\mathrm{w,z}}^2 + F_{\mathrm{w,y}}^2 \operatorname{Cos}^2\theta + F_{\mathrm{w,z}}^2 \operatorname{Sin}^2\theta - 2F_{\mathrm{w,x}}F_{\mathrm{w,y}} \operatorname{Sin}\theta + 2F_{\mathrm{w,x}}F_{\mathrm{w,z}} \operatorname{Cos}\theta$$

$$+2F_{\mathrm{w,y}}F_{\mathrm{w,z}} \operatorname{Sin}\theta \operatorname{Cos}\theta \le \left(a\frac{f_{\mathrm{u}}}{\beta_{\mathrm{w}}\gamma_{\mathrm{M2}}}\right)^2$$

Note: The subscripts have been shortened: $F_{\mathrm{w,x}}$ for $F_{\mathrm{wx,Ed}}$ etc.

In the above expression, the angle θ is that between the y-axis and the axis of the weld as shown below:



The force components at the critical point of the weld are determined in the Appendix to this design example.

1. Simplified method

The design shear strength for the simplified design approach is:

$$f_{vw,d} = \frac{f_u}{\beta_w \gamma_{M2} \sqrt{3}} = \frac{530}{1,0 \times 1,25 \times \sqrt{3}} \approx 245 \text{ N/mm}^2$$

EN 1993-1-8: Eq. 4.4

The value of the resultant induced force per unit length in a weld throat of 1 mm is :

$$F_{w,Ed} = \sqrt{F_{wx,Ed}^2 + F_{wy,Ed}^2 + F_{wz,Ed}^2} = \sqrt{243^2 + 747^2 + 966^2} = 1245 \text{ N/mm}$$

The required throat thickness is therefore:

$$a \geq \frac{F_{w,Ed}}{f_{vw,d}} = \frac{1245}{245} \approx 5,0 \text{ mm}$$

2. Directional method

At the point (a), where the angle θ is 0°, the design check expression becomes:

$$2F_{wx,Ed}^2 + 3F_{wy,Ed}^2 + 2F_{wz,Ed}^2 + 2F_{wx,Ed}F_{wz,Ed} \leq \left(a \frac{f_u}{\gamma_{M2}} \right)^2$$

The required throat thickness is therefore:

$$a \geq \frac{\sqrt{2 \times (-243)^2 + 3 \times (747)^2 + 2 \times (966)^2 + 2 \times (-243) \times (966)}}{530 / 1,25} = 4,8 \text{ mm}$$

Adopt a 5 mm throat thickness and assume that the weld is full size over its entire length.

<u>Note:</u> *A reduction factor is required for splice joints when the effective length of fillet weld is greater than* 150*a. The reduction factor would seem to be less relevant for the present type of joint. Nevertheless, by considering safely the full length of the welded joint and a throat thickness of* 5 *mm one obtains:*

$$\beta_{LW.1} = 1,2 - \frac{0,2L_j}{150a} = 1,2 - \frac{0,2 \times 600}{150 \times 5} = 1,04 > 1,0$$

EN 1993-1-8 Eq. 4.9

Take $\beta_{LW.1}$ = 1,0.

It is concluded that the use of a reduction factor on the design strength of the weld is not required.

Appendix – Calculation of the force components at the critical point of the weld

Geometric properties of the welded joint

There are two similar joints, one on each side of the column, resisting the applied loads. Only one of the joints needs to be examined.

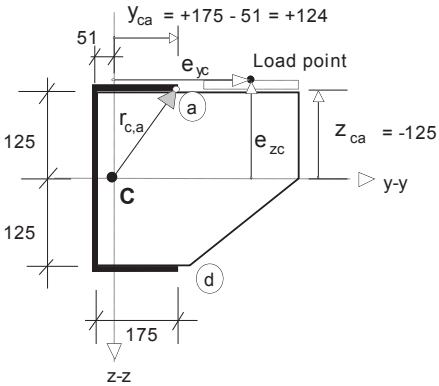
Throat area and the positions of the centre of gravity and the critical point

The throat area (resisting section) of each of the joints made up of straight segments of length L_i and constant throat thickness a is for each 1 mm of throat thickness:

$$\frac{A_{\mathrm{w}}}{a}=\frac{a\int ds}{a}=\frac{\sum A_{\mathrm{w},i}}{a}=\frac{\sum aL_{\mathrm{w},i}}{a}=\sum L_i=2\times 175+250=600\ \mathrm{mm^2/m}$$

Distance of the centre of gravity from the vertical side (parallel to the z axis) of the joint with constant throat thickness a:

$$\bar{y}=\frac{\sum \bar{y}_i\frac{A_{\mathrm{w},i}}{a}}{\sum\frac{A_{\mathrm{w},i}}{a}}=\frac{\sum \bar{y}_i L_i}{\sum L_i}=\frac{2\times(87{,}5\times 175)+0\times 250}{600}\approx 51\ \mathrm{mm}$$



The coordinates of the critical point of the joint (a) relative to the principal axes through the centre of gravity C are:

$$y_{\mathrm{ca}}=+(175-51)=+124\mathrm{mm}\qquad z_{\mathrm{ca}}=-125\mathrm{mm}$$

Note: The point (d) might also be chosen as a potential critical point, for which:

$$y_{\mathrm{ca}}=+(175-51)=+124\mathrm{mm}\qquad z_{\mathrm{ca}}=+125\mathrm{mm}$$

However, for the load case considered it is evident that the point (a) is the most critical.

Second moment of area of the joint resisting section

For each of the joints, for each 1 mm of throat thickness:

$$\frac{I_{\mathrm{yc}}}{a}=\int z_{\mathrm{c}}^2 ds=2\times 175\times 125^2+\frac{250^3}{12}=6{,}77\times 10^6\ \mathrm{mm^4/mm}$$

$$\frac{I_{\mathrm{zc}}}{a}=\int y_{\mathrm{c}}^2 ds=250\times 51^2+2\times\frac{175^3}{12}+2\times 175\times(87{,}5-51)^2=2{,}01\times 10^6\ \mathrm{mm^4/mm}$$

For the "torsion" moment the relevant inertia per joint is:

$$I_{\mathrm{xc}}=a\int r_{\mathrm{c}}^2 ds=a\int y_{\mathrm{c}}^2 ds+a\int z_{\mathrm{c}}^2 ds=I_{\mathrm{zc}}+I_{\mathrm{yc}}$$

so that:

$$\frac{I_{xc}}{a} = (6,77 + 2,01) \times 10^6 \;=\; 8,78 \times 10^6 \,\text{mm}^4/\text{mm}$$

Applied forces and moments

It is assumed that the applied loads and moments are shared equally by both joints.
The applied axial and shear force components per joint are:

$$N_{x,Ed} = -\frac{20}{2} = -10 \text{ kN} \qquad N_{y,Ed} = +\frac{30}{2} = +15 \text{ kN} \qquad N_{z,Ed} = +\frac{300}{2} = +150 \text{ kN}$$

The applied moments are calculated by using the applied force components and their eccentricities. The eccentricities, i.e. the coordinates of the effective load point, are:

$e_{xc} = 0$ as the effective load point is taken to be in the *y-z* plane of the joint

$e_{yc} = 300 - 100 + 175 - 51 = +\ 324$ mm

$e_{zc} = -\ 140$ mm

As a result the applied moments per joint are:

$$M_{xc,Ed} = e_{yc} N_{z,Ed} - e_{zc} N_{y,Ed} = (+324) \times (+150) - (-140) \times (+15) = +50,7 \text{ kNm}$$

$$M_{yc,Ed} = e_{zc} N_{x,Ed} - e_{xc} N_{z,Ed} = (-140) \times (-10) - (0) \times (+150) = +1,4 \text{ kNm}$$

$$M_{zc,Ed} = e_{xc} N_{y,Ed} - e_{yc} N_{x,Ed} = (0) \times (+15) - (+324) \times (-10) = +3,24 \text{ kNm}$$

Force components at the critical point of the weld

For the *y-z* plane joint the force components per unit length of the weld, at the point (a) are as follows:

$$F_{wx,Ed} = \frac{N_{x,Ed}}{A_w/a} + \frac{z_{ca} M_{yc,Ed}}{I_{yc}/a} - \frac{y_{ca} M_{zc,Ed}}{I_{zc}/a}$$

$$F_{wy,Ed} = \frac{N_{y,Ed}}{A_w/a} - \frac{z_{ca} M_{xc,Ed}}{I_{xc}/a}$$

$$F_{wz,Ed} = \frac{N_{zc,Ed}}{A_w/a/} \frac{y_{ca} M_{xc,Ed}}{I_{xc}/a}$$

The contributions to the weld force components (at all points of the welded joint) from the applied force components are:

$$F_{w,x}^{N_x} = \frac{N_{x,Ed}}{A_w/a} = \frac{-10}{600} = -17 \text{ N/mm}$$

$$F_{w,y}^{N_y} = \frac{N_{y,Ed}}{A_w/a} = \frac{+15}{600} = +25 \text{ N/mm}$$

$$F_{w,z}^{N_z} = \frac{N_{z,Ed}}{A_w/a} = \frac{+150}{600} = +\ 250 \text{ N/mm}$$

The various contributions to the weld force components per unit length of weld at the point (a) from the applied moment components are :

$$F_{w,y}^{M_{xc}} = -M_{xc,Ed}\frac{z_{c,a}}{I_{xc}/a} = -50,7\times10^6 \times \frac{(-125)}{8,78\times10^6} = +722 \text{ N/mm}$$

$$F_{w,z}^{M_{xc}} = +M_{xc,Ed}\frac{y_{c,a}}{I_{xc}/a} = +50,7\times10^6 \times \frac{(+124)}{8,78\times10^6} = +716 \text{ N/mm}$$

$$F_{w,x}^{M_{yc}} = +M_{yc,Ed}\frac{z_{c,a}}{I_{yc}/a} = +1,41\times10^6 \times \frac{(-125)}{6,77\times10^6} = -26 \text{ N/mm}$$

$$F_{w,x}^{M_{zc}} = -M_{zc,Ed}\frac{y_{c,a}}{I_{zc}/a} = -3,24\times10^6 \times \frac{(+124)}{2,01\times10^6} = -200 \text{ N/mm}$$

Combining the contributions from the forces and the moments at the point (a) one obtains:

$$F_{wx,Ed} = F_{w,x}^{N_x} + F_{w,x}^{M_{yc}} + F_{w,x}^{M_{zc}} = -17-26-200 = -243 \text{ N/mm}$$

$$F_{wy,Ed} = F_{w,y}^{N_y} + F_{w,y}^{M_{xc}} = +25+722 = +747 \text{ N/mm}$$

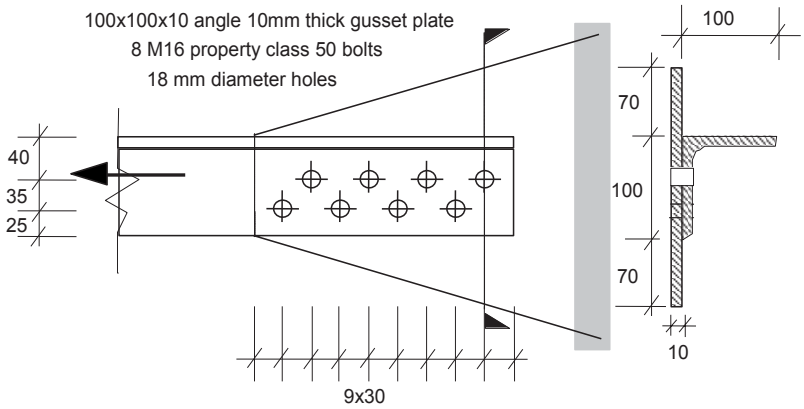
$$F_{wz,Ed} = F_{w,z}^{N_z} + F_{w,z}^{M_{xc}} = +250+716 = +966 \text{ N/mm}$$

These resultant design force components per unit length apply to a welded joint with a weld throat thickness of 1 mm throughout its entire effective length.

Promotion of new Eurocode rules for structural stainless steels (PUREST)	Title	Design Example 6 – Bolted joint		
CALCULATION SHEET	Client	Research Fund for Coal and Steel	Made by IR	Date 10/02
			Revised by MEB	Date 04/06
			Revised by UDE	Date 01/17

DESIGN EXAMPLE 6 – BOLTED JOINT

An angle (100×100×10) loaded in tension is to be connected to a gusset plate of 10 mm thickness. Stainless steel austenitic grade 1.4401 is used for the angle and the gusset plate. Eight bolts made of austenitic stainless steel, property class 50 with a diameter of 16 mm are used in a staggered line to connect one leg of the angle to the gusset plate. It is required to determine the design resistance of the joint.



The connection is a Category A: Bearing Type connection. — EN 1993-1-8 Clause 3.4.1

The design ultimate shear load should not exceed the design shear resistance nor the design bearing resistance.

Material properties

Both the angle and the plate are made of stainless steel austenitic grade 1.4401: — Table 2.2

f_y = 220 N/mm^2 and f_u = 530 N/mm^2 — Section 2.3.1

The bolt material is of property class 50:

f_{yb} = 210 N/mm^2 and f_{ub} = 500 N/mm^2. — Table 2.6

Partial factors

Partial factor on gross section resistance: $\gamma_{M0} = \gamma_{M1} = 1{,}1$ — Table 4.1

Partial factor on net section resistance: $\gamma_{M2} = 1{,}25$

Partial factor on bolt resistance in shear and in bearing: $\gamma_{M2} = 1{,}25$

Position and size of holes — Section 7.2.3

For M16 bolts a hole diameter d_0 = 18 mm is required.

End distances e_1 = 30 mm and edge distance e_2 = 25 mm.

e_1 and e_2 < 4t + 40 = 4 × 10 + 40 = 80 mm and
> $1{,}2d_0$ = 1,2 × 18 = 21,6 mm

For the staggered bolt rows:

- spacing p_1 = 60 mm > 2,2d_0 = 39,6 mm
- distance between two bolts in staggered row:

$$\sqrt{30^2+35^2} = 46{,}1 \text{ mm} > 2{,}4\text{d}_0 = 43{,}2 \text{ mm}$$

- therefore, spacing for staggered rows p_2 = 35 mm > 1,2d_0 = 21,6 mm

<u>Note:</u> For compression loading e_2 and p_1 should be checked so that they satisfy local buckling requirements for an outstand element and an internal element respectively. Checks on both the angle and gusset plate are required.

Design resistance of the angle gross cross-section in tension — Section 7.2.3

Gross cross-sectional area of the angle A_g = 1915 mm²

Design plastic resistance:

$$N_{\text{pl,Rd}} = \frac{A_g f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1915 \times 220}{1{,}1 \times 10^3} = 383 \text{ kN}$$ — Eq. 7.6

Design resistance of the angle net cross-section in tension

For staggered holes the net cross-sectional area should be taken as the lesser of the gross area minus the deduction for non-staggered holes or: — Section 5.6.4

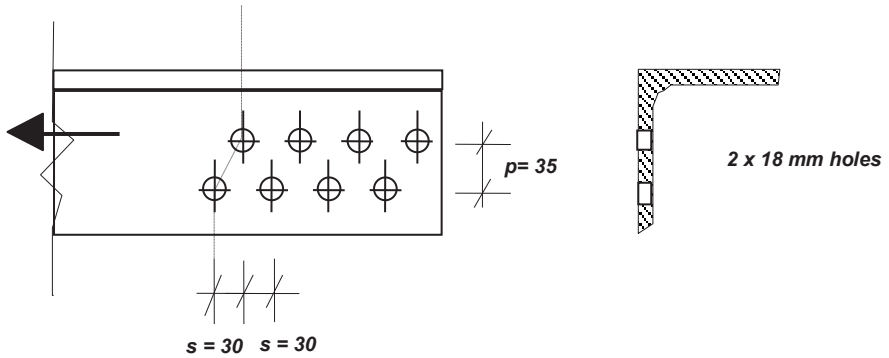
$$A_g - t\left(nd_0 - \sum\left[\frac{s^2}{4p}\right]\right)$$

Deductions for non-staggered holes:

$$A_g - td_0 = 1915 - 10 \times 18 = 1735 \text{ mm}^2$$

Net cross-sectional area through two staggered holes:

n = 2, s = 30 mm and p = 35 mm



$$A_{\text{net}} = A_g - t\left(nd_0 - \sum\frac{s^2}{4p}\right) = 1915 - 10 \times \left((2 \times 18) - \frac{30^2}{4 \times 35}\right)$$

$$= 1915 - 10 \times (36 - 6{,}4) = 1619 \text{ mm}^2$$

Therefore, A_{net} = 1619 mm².

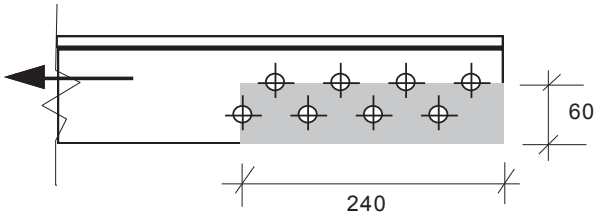
Conservatively the reduction factor for an angle connected by one leg with a single row of bolts may be used. By interpolation for more than 3 bolts in one row: β_3 = 0,57. — Table 7.1

Design ultimate resistance of the net cross-section of the angle: — Section 7.2.3

$$N_{u,Rd} = \frac{\beta_3 A_{net} f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0,57 \times 1619 \times 530}{1,25 \times 10^3} = 391 \text{ kN}$$ — Eq. 7.10

Design resistance of the angle in block tearing

The expressions for block tearing are taken from EN 1993-1-8 (instead of EN 1993-1-1) since EN 1993-1-8 explicitly covers angles.



Design resistance in block tearing considering rows as staggered:

$$V_{eff,2,Rd} = \frac{0,5 f_u A_{nt}}{\gamma_{M2}} + \frac{f_y A_{nv}}{\sqrt{3}\gamma_{M0}} = \frac{0,5 \times 530 \times (60-18) \times 10}{1,25 \times 10^3} + \frac{220 \times (240 - 4 \times 18) \times 10}{\sqrt{3} \times 1,1 \times 10^3}$$
$$= 89 + 194 = 283 \text{ kN}$$ — EN 1993-1-8 Clause 3.10.2(3) Eq. 3.10

Design resistance in block tearing considering rows as if non staggered:

$$V_{eff,2,Rd} = \frac{0,5 f_u A_{nt}}{\gamma_{M2}} + \frac{f_y A_{nv}}{\sqrt{3}\gamma_{M0}} = \frac{0,5 \times 530 \times (60-18-9) \times 10}{1,25 \times 10^3} + \frac{220 \times (240 - 3 \times 18 - 9) \times 10}{\sqrt{3} \times 1,1 \times 10^3}$$
$$= 70 + 204 = 274 \text{ kN}$$ — EN 1993-1-8 Clause 3.10.2(3) Eq. 3.10

Design resistance of the gross cross-section of the gusset plate

Gross cross-sectional area towards the end of the angle: — Section 5.7.2

$$A_g = 10 \times (100 + 70 + 70) = 2400 \text{ mm}^2$$

Design plastic resistance

$$N_{pl,Rd} = \frac{A_g f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{2400 \times 220}{1,1 \times 10^3} = 480 \text{ kN}$$ — Eq. 5.23

Design resistance of the net cross-section of the gusset plate

Net cross-sectional area towards the end of the angle (where the applied load is greatest) through one hole non symmetrically placed on an element of width: — Section 5.7.2

$b = 100 + 70 + 70 = 240$ mm

$A_{net} = A_g - d_0 t = 2400 - 18 \times 10 = 2220$ mm²

Net cross-sectional area towards the end of the angle through two staggered holes with $s = 30$ mm and $p = 35$ mm:

$$A_{net} = A_g - 2d_0 t + \frac{s^2 t}{4p} = 2400 - 2 \times 18 \times 10 + \frac{30^2 \times 10}{4 \times 35}$$
$$= 2400 - 360 + 64 = 2104 \text{ mm}^2$$

Therefore, $A_{net} = 2104$ mm².

Design ultimate resistance of the net cross-section of the gusset plate near the end of the angle:

$$N_{u,Rd} = \frac{kA_{net}f_u}{\gamma_{M2}}$$ Eq. 5.24

Take factor k = 1,0 for this example (k = 1,0 for sections with smooth holes)

$$N_{u,Rd} = \frac{1,0 \times 2104 \times 530}{1,25 \times 10^3} = 892 \text{ kN}$$

It is advisable to check the resistance of net cross-sections at intermediate cross-sections along the gusset plate.

<u>Cross-section at the 1st bolt hole near the gusset plate edge</u>

(Where b = 100 + 30 / 240 × 140 = 117,5 mm)

$A_{net} = A_g - d_0t$ = 117,5 × 10 – 18 × 10 = 995 mm^2

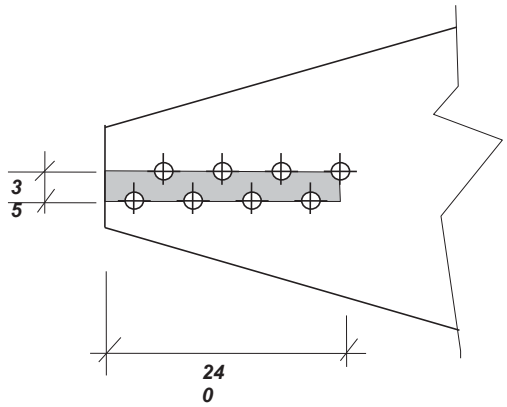
This cross-section must be capable of transmitting the load from one bolt.

Design ultimate resistance at the section:

$$N_{u,Rd} = \frac{kA_{net}f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{1,0 \times 995 \times 530}{1,25 \times 10^3} = 421 \text{ kN}$$ Eq. 5.24

It is obvious that there is no need to check any other cross-sections of the gusset plate as the load applied cannot exceed the design resistance of the angle itself, which has been shown to be smaller than the above value.

Design resistance of the gusset plate in block tearing



Design resistance to block tearing considering rows as staggered: EN 1993-1-8 Clause 3.10.2(2) Eq. 3.9

$$V_{eff,1,Rd} = \frac{f_u A_{nt}}{\gamma_{M2}} + \frac{f_y A_{nv}}{\sqrt{3}\gamma_{M0}}$$

$$= \frac{530 \times (35 - 9) \times 10}{1,25 \times 10^3} + \frac{220 \times (240 - 4 \times 18 + 240 - 3 \times 18 - 9) \times 10}{\sqrt{3} \times 1,1 \times 10^3}$$

$$= 110,2 + 398,4 = 508 \text{ kN}$$

Design resistance to block tearing considering rows as if non staggered: EN 1993-1-8 Clause 3.10.2(2) Eq. 3.9

$$V_{eff,1,Rd} = \frac{f_u A_{nt}}{\gamma_{M2}} + \frac{f_y A_{nv}}{\sqrt{3}\gamma_{M0}}$$

$$= \frac{530 \times (35 - 2 \times 9) \times 10}{1,25 \times 10^3} + \frac{220 \times (2 \times 240 - 6 \times 18 - 2 \times 9) \times 10}{\sqrt{3} \times 1,1 \times 10^3}$$

$$= 72,1 + 408,8 = 480 \text{ kN}$$

Design resistance of the bolts in shear

Design resistance of class 50 and M16 bolt of sectional area $A = A_s = 157$ mm^2:

$$F_{v,Rd} = \frac{\alpha f_{ub} A}{\gamma_{M2}}$$ Eq. 7.11

The value of α may be defined in the National Annex. The recommended value is 0,6, which applies if the shear plane passes through the unthreaded or threaded portions of the bolt. Section 7.2.4

$$F_{v,Rd} = \frac{\alpha f_{ub} A}{\gamma_{M2}} = \frac{0,6 \times 500 \times 157}{1,25 \times 10^3} = 37,7 \text{ kN}$$

Design resistance of the bolt group in shear:
$n_b F_{v,Rd} = 8 \times 37,7 = 302$ kN

Design resistance of the bolts/ply in bearing

The design resistance for bolted connections susceptible to bearing failure is given by: Section 7.2.3

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5 \alpha_b k_t t d f_u}{\gamma_{M2}}$$ Eq. 7.1

Design resistance in bearing on the ply with t = 10 mm for the M16 bolt at the end.
End distances $e_1 = 30$ mm, edge distances $e_2 = 25$ mm (> $1,2d_0 = 21,6$ mm), and bolt spacings $p_1 = 60$ mm and $p_2 = 35$ mm.

Bolted connections are classified into two groups, based on the thickness of the connected plates. Thick plate connections are those between plates with thicknesses greater than 4 mm, while connections between plates with thicknesses less than or equal to 4 mm are defined as thin plate connections. Section 7.2.3

This example is a thick plate connection with $t_{min} = 10$ mm and deformation should not be a key design consideration.

For the end bolt nearest the ends where $e_1 = 30$ mm and $p_1 = 60$ mm the bearing coefficient α_b in the load transfer direction is determined as follows:

$$\alpha_b = \min \left\{ \begin{array}{c} 1,0 \\ \dfrac{e_1}{3d_0} \end{array} \right\}$$

$$= \min \left\{ \begin{array}{c} 1,0 \\ \dfrac{30}{3 \times 18} = 0,556 \end{array} \right\} = 0,556$$

The bearing coefficient k_t in the direction perpendicular to load transfer is determined as follows:

$$k_t = \left\{ \begin{array}{ll} 1,0 & \text{for } \left(\dfrac{e_2}{d_0}\right) > 1,5 \\ 0,8 & \text{for } \left(\dfrac{e_2}{d_0}\right) \le 1,5 \end{array} \right\}$$

$$k_t = 0,8 \qquad \text{for } \frac{e_2}{d_0} = \frac{25}{18} = 1,39 \le 1,5$$

The design resistance for this bolted connection susceptible to bearing failure for the end bolt is as follows:

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5\alpha_b k_t t d f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{2,5 \times 0,556 \times 0,8 \times 10 \times 16 \times 530}{1,25 \times 10^3} = 75,44 \text{ kN}$$ Eq. 7.1

Design resistance of the joint in bearing:

$n_b F_{b,Rd} = 8 \times 75,44 = 604$ kN

Design resistance of the joint at the Ultimate Limit State

Design resistance of the angle gross cross-section in tension	$N_{pl,Rd}$	383 kN
Design resistance of the angle net cross-section in tension	$N_{u,Rd}$	391 kN
Design resistance of the angle in block tearing (for staggered rows)	$V_{eff,2,Rd}$	283 kN
Design resistance of the angle in block tearing (for non staggered rows)	$V_{eff,2,Rd}$	**274 kN**
Design resistance of the gusset plate gross cross-section in tension	$N_{pl,Rd}$	480 kN
Design resistance of the gusset plate net cross-section in tension	$N_{u,Rd}$	892 kN
Design resistance of the gusset plate net cross-section in tension (at the 1st bolt hole near the gusset plate edge)	$N_{u,Rd}$	421 kN
Design resistance of the gusset plate in block tearing (for staggered rows)	$V_{eff,1,Rd}$	508 kN
Design resistance of the gusset plate in block tearing (for non staggered rows)	$V_{eff,1,Rd}$	480 kN
Design resistance of the bolts in shear	$F_{v,Rd}$	302 kN
Design resistance of the bolts/ply in bearing	$F_{b,Rd}$	604 kN

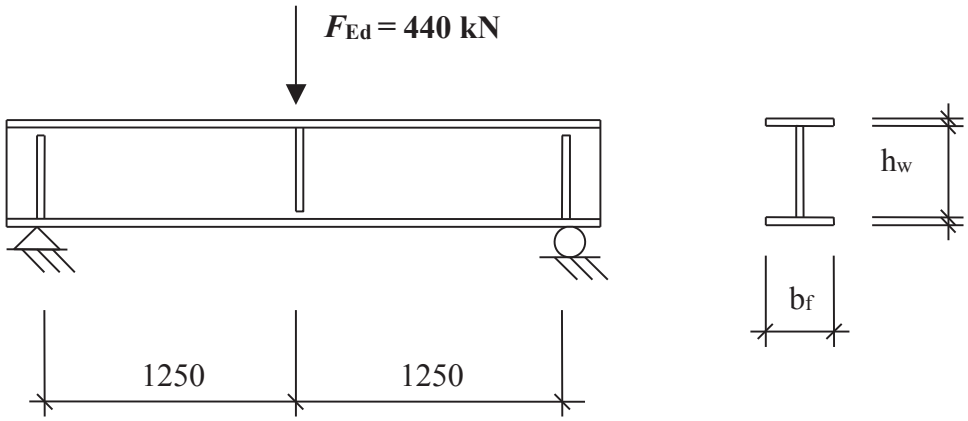
The smallest design resistance is for the angle in block tearing (for non staggered rows):

$V_{eff,2,Rd} = 274$ kN

Note: The critical mode for all of the bolts in the joint is shear ($F_{v,Rd}$ = 302 kN).

DESIGN EXAMPLE 7 – SHEAR RESISTANCE OF PLATE GIRDER

Design a plate girder with respect to shear resistance. The girder is a simply supported I-section with a span according to the figure below. The top flange is laterally restrained.



Use lean duplex grade 1.4162

f_y = 480 N/mm² for hot rolled strip — Table 2.2

E = 200000 N/mm² — Section 2.3.1

Try a cross section with

Flanges:	12 × 200 mm²
Web:	4 × 500 mm²
Stiffeners:	12 × 98 mm²
Weld throat thickness:	4 mm

Structural analysis

Maximum shear and bending moment are obtained as

$$V_{Ed} = \frac{F_{Ed}}{2} = \frac{440}{2} = 220\text{kN}$$

$$M_{Ed} = \frac{F_{Ed} L}{4} = \frac{440 \times 2{,}5}{4} = 275\text{kNm}$$

Partial factors

γ_{M0} = 1,1 — Table 4.1

γ_{M1} = 1,1

Classification of the cross-section

Section 5.3

Table 5.2

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{480} \times \frac{200}{210}} = 0{,}683$$

Web, subject to bending — Table 5.2

$$\frac{c}{t\varepsilon} = \frac{500-2\times\sqrt{2}\times 4}{4\times 0,683} = 178,9 > 90$$ therefore the web is Class 4.

Flange, subject to compression — Table 5.2

$$\frac{c}{t\varepsilon} = \frac{200-4-2\times\sqrt{2}\times 4}{2\times 12\times 0,683} = 11,3 \le 14,0$$ therefore the compression flange is Class 3

Thus, overall classification of cross-section is Class 4.

Shear resistance — Section 6.4.3

The shear buckling resistance requires checking when $h_w / t_w \ge \frac{24,3}{\eta}\varepsilon\sqrt{k_\tau}$ for vertically stiffened webs.

a/h_w = 1250/500 = 2,5 > 1, and since the web is not stiffened, $k_{\tau st}$=0. Hence,

$$k_\tau = 5,34+4\left(\frac{h_w}{a}\right)^2 = 5,34+4\left(\frac{500}{1250}\right)^2 = 5,98$$ — Eq. 6.26

EN 1993-1-4 recommended value for η=1,2 — Section 6.4.3

$$h_w/t_w = \frac{500}{4} = 125 \ge \frac{24,3}{1,2}\times 0,683\times\sqrt{5,98} = 33,8$$

Therefore, the shear buckling resistance has to be checked. It is obtained as

$$V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd} \le \frac{\eta f_{yw} h_w t_w}{\sqrt{3}\,\gamma_{M1}} = \frac{1,2\times 480\times 500\times 4}{\sqrt{3}\times 1,1}\times 10^{-3} = 604,6\text{ kN}$$ — Eq. 6.22

$$V_{bw,Rd} = \frac{\chi_w f_{yw} h_w t_w}{\sqrt{3}\,\gamma_{M1}}$$ — Eq. 6.23

For non-rigid end posts:

$$\bar{\lambda}_w = \left(\frac{h_w}{37,4 t_w\,\varepsilon\sqrt{k_\tau}}\right) = \left(\frac{500}{37,4\times 4\times 0,683\times\sqrt{5,98}}\right) = 2,00 > 0,65$$ — Eq. 6.25

$$\chi_w = \frac{1,19}{(0,54+\bar{\lambda}_w)} \qquad \text{for } \bar{\lambda}_w \ge 0,65$$ — Table 6.3

Hence the contribution from the web is obtained as

$$\chi_w = \frac{1,19}{(0,54+2,00)} = 0,468$$ — Table 6.3

$$V_{bw,Rd} = \frac{\chi_w f_{yw} h_w t_w}{\sqrt{3}\gamma_{M1}} = \frac{0,468\times 480\times 500\times 4}{\sqrt{3}\times 1,1}\times 10^{-3} = 235,9\text{ kN}$$ — Eq. 6.23

The contribution from the flanges may be utilised if the flanges are not fully utilised in withstanding the bending moment. The bending resistance of a cross section consisting of the flanges only is obtained as — Section 6.4.3

$$M_{f,Rd} = 12\times 200\times\frac{480}{1,1}\times(500+12)\times 10^{-6} = 536,2\text{ kNm}$$

$M_{f,Rd}$ > M_{Ed} = 275 kNm, therefore the flanges can contribute to the shear buckling resistance.

$$V_{\mathrm{bf,Rd}} = \frac{b_{\mathrm{f}} t_{\mathrm{f}}^2 f_{\mathrm{yf}}}{c\gamma_{M1}}\left[1-\left[\frac{M_{\mathrm{Ed}}}{M_{\mathrm{f,Rd}}}\right]^2\right]$$ Eq. 6.29

$$c = a\left[0{,}17+\frac{3{,}5 b_{\mathrm{f}} t_{\mathrm{f}}^2 f_{\mathrm{yf}}}{t_{\mathrm{w}} h_{\mathrm{w}}^2 f_{\mathrm{yw}}}\right] \quad \text{but} \quad \frac{c}{a} \le 0{,}65$$ Eq. 6.30

$$= 1250\times\left[0{,}17+\frac{3{,}5\times 200\times 12^2\times 480}{4\times 500^2\times 480}\right] = 338{,}5\ \mathrm{mm}$$

$$338{,}5\mathrm{mm} < 0{,}65\times 1250 = 812{,}5\ \mathrm{mm}$$

$$V_{\mathrm{bf,Rd}} = \frac{200\times 12^2\times 480}{338\times 1{,}1}\times\left[1-\left[\frac{275}{536{,}2}\right]^2\right] = 27{,}4\ \mathrm{kN}$$ Eq. 6.29

$$V_{\mathrm{b,Rd}} = V_{\mathrm{bw,Rd}} + V_{\mathrm{bf,Rd}} = 235{,}8 + 27{,}4 = 263{,}2\ \mathrm{kN} \le 604{,}6\ \mathrm{kN}$$ Eq. 6.22

Transverse stiffeners — Section 6.4.5

The transverse stiffeners have to be checked for crushing and flexural buckling using $\alpha = 0{,}49$ and $\bar{\lambda}_0 = 0{,}2$. An effective cross section consisting of the stiffeners and parts of the web is then used. The part of the web included is $11\varepsilon t_w$ wide, therefore the cross section of the transverse stiffener is Class 3. — Table 6.1

$a/h_{\mathrm{w}} = 1250/500 = 2{,}5 \ge \sqrt{2}$, hence the second moment of area of the intermediate stiffener has to fulfil — Eq. 6.51

$$I_{\mathrm{st}} \ge 0{,}75 h_{\mathrm{w}} t_{\mathrm{w}}^3 = 0{,}75\times 500\times 4^3 = 24000\ \mathrm{mm}^4$$ Eq. 6.51

$$I_{\mathrm{st}} = 2\times\frac{(11\times 0{,}683\times 4)\times 4^3}{12} + \frac{12\times 200^3}{12} = 8{,}00\times 10^6\ \mathrm{mm}^4,$$ hence fulfilled.

The crushing resistance is obtained as

$$N_{\mathrm{c,Rd}} = A_{\mathrm{g}} f_{\mathrm{y}}/\gamma_{\mathrm{M0}}$$ Eq. 5.27

$$A_{\mathrm{g}} = (12\times 200+11\times 0{,}683\times 4\times 2) = 2460{,}1\ \mathrm{mm}^2$$

$$N_{\mathrm{c,Rd}} = 2460{,}1\times 480\times 10^{-3}/1{,}1 = 1073{,}5\ \mathrm{kN}$$

The flexural buckling resistance is obtained as

$$N_{\mathrm{b,Rd}} = \chi A f_{\mathrm{y}}/\gamma_{\mathrm{M1}}$$ Eq. 6.2

$$\chi = \frac{1}{\varphi+\left[\varphi^2-\bar{\lambda}^2\right]^{0{,}5}} \le 1$$ Eq. 6.4

$$\varphi = 0{,}5\left(1+\alpha\left(\bar{\lambda}-\bar{\lambda}_0\right)+\bar{\lambda}^2\right)$$ Eq. 6.5

$$\bar{\lambda} = \frac{L_{\mathrm{cr}}}{i}\frac{1}{\pi}\sqrt{\frac{f_{\mathrm{yw}}}{E}}$$ Eq. 6.6

$$L_{\mathrm{cr}} = 0{,}75 h_{\mathrm{w}} = 0{,}75\times 500 = 375\ \mathrm{mm}$$ Section 6.4.5

$$\bar{\lambda} = \frac{375}{\sqrt{\frac{8\times 10^6}{2460{,}1}}}\times\frac{1}{\pi}\times\sqrt{\frac{480}{200000}} = 0{,}103$$ Eq. 6.6

$$\varphi = 0{,}5\times\left(1+0{,}49\times(0{,}103-0{,}2)+0{,}103^2\right) = 0{,}48$$ Eq. 6.5

$$\chi = \frac{1}{0{,}48 + \left[0{,}48^2 - 0{,}103^2\right]^{0{,}5}} = 1{,}05 > 1 \quad \Rightarrow \chi = 1{,}0$$ Eq. 6.4

Since $N_{b,Rd} = N_{c,Rd} = 1073{,}5$ kN > N_{Ed}, the transverse stiffeners are sufficient.

Interaction shear and bending

If the utilization of shear resistance, expressed as the factor $\bar{\eta}_3$, exceeds 0,5, the combined effect of bending and shear has to be checked. Section 6.4.3

$$\bar{\eta}_3 = \frac{V_{Ed}}{V_{bw,Rd}} \leq 1{,}0$$ Eq. 6.36

$$\bar{\eta}_3 = \frac{220}{235{,}9} = 0{,}933 > 0{,}5$$, therefore interaction has to be considered.

The condition is

$$\bar{\eta}_1 + \left(1 - \frac{M_{f,Rd}}{M_{pl,Rd}}\right)\left(2\bar{\eta}_3 - 1\right)^2 \leq 1{,}0 \text{ for } \bar{\eta}_1 \geq \frac{M_{f,Rd}}{M_{pl,Rd}}$$ Eq. 6.34

Where:

$$\bar{\eta}_1 = \frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}}$$ Eq. 6.35

$M_{f,Rd}$ = 536,2 kNm (Sheet 3)

$M_{pl,Rd}$ is the plastic resistance of the cross-section.

$$M_{pl,Rd} = M_{f,Rd} + \frac{t_w h_w^2 f_y}{4\gamma_{M0}} = 536{,}2 + \frac{4 \times 500^2 \times 480}{4 \times 1{,}1 \times 10^6} = 645{,}3 \text{ kNm}$$

Evaluate conditions

M_{Ed} = 275 kNm, hence:

$$\bar{\eta}_1 = \frac{275}{645{,}3} = 0{,}426 \leq 1{,}0 \text{ OK}$$ Eq. 6.35

$\bar{\eta}_1$ fulfils its condition. Now it remains to check the interaction.

$$\bar{\eta}_1 + \left(1 - \frac{M_{f,Rd}}{M_{pl,Rd}}\right)\left(2\bar{\eta}_3 - 1\right)^2 = 0{,}426 + \left(1 - \frac{536{,}2}{645{,}3}\right) \times \left(2 \times 0{,}933 - 1\right)^2 = 0{,}553 < 1{,}0$$

It therefore follows that under the conditions given, the resistance of the plate girder is sufficient with respect to shear, bending as well as interaction between shear and bending.

Calculation of effective cross-section properties

The flanges are Class 3 and hence fully effective.

The depth of the web has to be reduced with the reduction factor ρ, welded web.

$$\rho = \frac{0{,}772}{\bar{\lambda}_p} - \frac{0{,}079}{\bar{\lambda}_p^{\,2}} \leq 1$$ Eq. 5.1

$$\bar{\lambda}_p = \frac{\bar{b}/t}{28{,}4\varepsilon\sqrt{k_\sigma}} \quad \text{where } \bar{b} = d = 500 - 2 \times 4 \times \sqrt{2} = 488{,}68 \text{ mm}$$ Eq. 5.3

Assuming linearly varying, symmetric stress distribution within the web,

$$\psi = \frac{\sigma_2}{\sigma_1} = -1$$

$\Rightarrow k_\sigma = 23{,}9$ — Table 5.3

$$\bar{\lambda}_p = \frac{488{,}68/4}{28{,}4 \times 0{,}683 \times \sqrt{23{,}9}} = 1{,}29$$ — Eq. 5.3

$$\rho = \frac{0{,}772}{1{,}29} - \frac{0{,}079}{1{,}29^2} = 0{,}55 \le 1$$ — Eq. 5.1

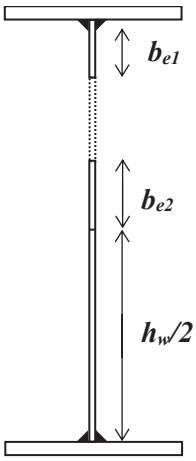
$b_{eff} = \rho\, b_c = \rho\, \bar{b} / (1\text{-}\psi) = 0{,}55 \times 488{,}68/(1-(-1)) = 134{,}76\,\text{mm}$ — Table 5.3

$b_{e1} = 0{,}4 b_{eff} = 0{,}4 \times 134{,}76 = 53{,}9\,\text{mm}$ — Table 5.3

$b_{e2} = 0{,}6 b_{eff} = 0{,}6 \times 134{,}76 = 80{,}9\,\text{mm}$

Calculation of effective section modulus under bending

e_i is taken as positive from the centroid of the upper flange and downwards.



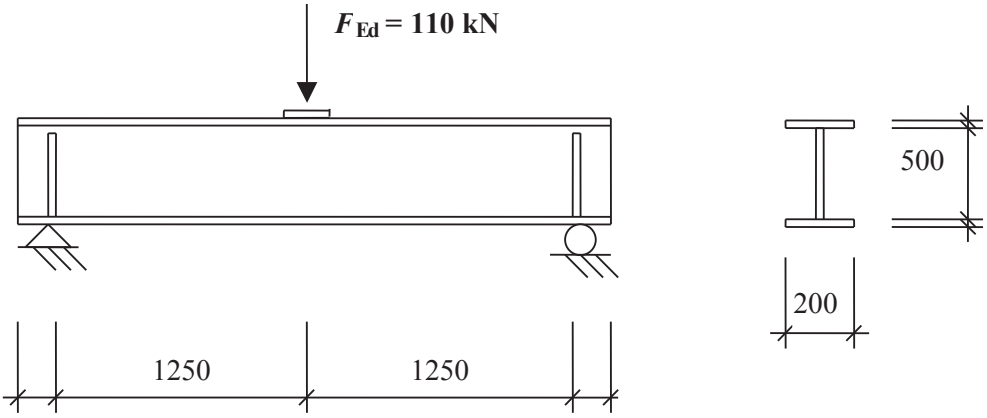
$$A_{eff} = \sum_i A_i = b_f t_f \times 2 + \left(b_{e1} + 4\sqrt{2}\right) t_w + b_{e2} t_w + \left(h_w/2\right) t_w = 6361{,}7\,\text{mm}^2$$

$$e_{eff} = \frac{1}{A_{eff}} \sum_i A_i e_i = \frac{1}{A_{eff}} \left[b_f t_f (0) + b_f t_f \left(h_w + t_f\right) \right] + \frac{1}{A_{eff}} \left[\left(b_{e1} + 4\sqrt{2}\right) t_w \left(0{,}5\left(\left(b_{e1} + 4\sqrt{2}\right) + t_f\right)\right) \right.$$
$$\left. + \; b_{e2} t_w \left(0.5\left(h_w + t_f\right) - b_{e2}/2\right) + \left(h_w/2\right) t_w \left(0{,}75 h_w + 0{,}5 t_f\right) \right] = 266{,}4\,\text{mm}$$

$$I_{eff} = \sum_i I_i + \sum_i A_i (e_{eff} - e_i)^2 = 2 \times \frac{b_f t_f^3}{12} + \frac{t_w \left(b_{e1} + 4\sqrt{2}\right)^3}{12} + \frac{t_w b_{e2}^3}{12} + \frac{t_w \left(h_w/2\right)^3}{12}$$
$$+ \; b_f t_f \left(e_{eff} - 0\right)^2 + b_f t_f \left[e_{eff} - \left(h_w + t_f\right)\right]^2 + \left(b_{e1} + 4\sqrt{2}\right) t_w \left[e_{eff} - 0{,}5\left(\left(b_{e1} + 4\sqrt{2}\right) + t_f\right)\right]^2$$
$$+ \; b_{e2} t_w \left[e_{eff} - 0{,}5\left(h_w + t_f - b_{e2}\right)\right]^2 + \left(h_w/2\right) t_w \left[e_{eff} - \left(0{,}75 h_w + 0{,}5 t_f\right)\right]^2$$
$$= 3{,}472 \times 10^8\,\text{mm}^4$$

DESIGN EXAMPLE 8 – RESISTANCE TO CONCENTRATED LOADS

An existing plate girder, previously subjected to an evenly distributed load, will be refurbished and will be subjected to a concentrated load. Check if the girder can resist the new load applied through a 12 mm thick plate. The girder is a simply supported I-section with a span according to the figure below. The top flange is laterally restrained.



Use duplex grade 1.4462

f_y = 460 N/mm² for hot rolled strip — Table 2.2

E = 200000 N/mm² — Section 2.3.1

Flanges: 12 × 200 mm²
Web: 4 × 500 mm²
Stiffeners: 12 × 98 mm²
Weld throat thickness: 4 mm

Structural analysis

Maximum shear and bending moment are obtained as

$$V_{Ed} = \frac{F_{Ed}}{2} = \frac{110}{2} = 55\,\text{kN}$$

$$M_{Ed} = \frac{F_{Ed}L}{4} = \frac{110 \times 2{,}5}{4} = 68{,}75\,\text{kNm}$$

Partial safety factors

γ_{M0} = 1,1 — Table 4.1

γ_{M1} = 1,1

Classification of the cross-section

Section 5.3

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{460} \times \frac{200}{210}} = 0{,}698$$

Table 5.2

Web, subject to bending — Table 5.2

$$\frac{c}{t\varepsilon} = \frac{500-2\times\sqrt{2}\times 4}{4\times 0{,}698} = 175{,}1 > 90$$, therefore the web is Class 4.

Flange, subject to compression — Table 5.2

$$\frac{c}{t\varepsilon} = \frac{200-4-2\times\sqrt{2}\times 4}{2\times 12\times 0{,}698} = 11{,}0 \le 14{,}0$$, and the compression flange is Class 3.

Thus, overall classification of cross-section is Class 4.

Resistance to concentrated force — Section 6.4.4

The design load should not exceed the design resistance, i.e.

$$F_{\mathrm{Rd}} = f_{\mathrm{yw}} L_{\mathrm{eff}}\, t_w / \gamma_{\mathrm{M1}}$$ — Eq. 6.37

The effective length L_{eff} is given by

$$L_{\mathrm{eff}} = \chi_{\mathrm{F}}\, l_{\mathrm{y}}$$ — Eq. 6.45

where the reduction function is

$$\chi_{\mathrm{F}} = \frac{0{,}5}{\bar{\lambda}_{\mathrm{F}}} \le 1.0$$ — Eq. 6.46

with the slenderness given by

$$\bar{\lambda}_{\mathrm{F}} = \sqrt{\frac{l_{\mathrm{y}}\, t_{\mathrm{w}}\, f_{\mathrm{yw}}}{F_{\mathrm{cr}}}}$$ — Eq. 6.47

The effective loaded length is given by

$$l_{\mathrm{y}} = s_{\mathrm{s}} + 2t_{\mathrm{f}}\left(1+\sqrt{m_1+m_2}\right)$$ — Eq. 6.41

Where

s_s is the length of the stiff bearing and m_1 and m_2 are dimensionless parameters:

$$m_1 = \frac{f_{\mathrm{yf}} b_{\mathrm{f}}}{f_{\mathrm{yw}} t_{\mathrm{w}}}$$ — Eq. 6.38

$$m_2 = 0{,}02\left(\frac{h_{\mathrm{w}}}{t_{\mathrm{f}}}\right)^2 \quad \text{for } \bar{\lambda}_{\mathrm{F}} > 0{,}5$$ — Eq. 6.39

$$m_2 = 0 \quad \text{for } \bar{\lambda}_{\mathrm{F}} \le 0{,}5$$ — Eq. 6.40

s_s is conservatively taken as twice the thickness of the load bearing plate, i.e. 24 mm. — Figure 6.5

$$m_1 = \frac{460\times 200}{460\times 4} = 50$$ — Eq. 6.38

$$m_2 = 0{,}02\times\left[\frac{500}{12}\right]^2 = 34{,}7$$, assuming $\bar{\lambda}_{\mathrm{F}} > 0{,}5$ — Eq. 6.39

$$l_{\mathrm{y}} = 24+2\times 12\times\left(1+\sqrt{50+34{,}7}\right) = 268{,}9\ \mathrm{mm}$$ — Eq. 6.41

The critical load is obtained as

$$F_{\mathrm{cr}} = 0{,}9\, k_{\mathrm{F}}\, E\, \frac{t_{\mathrm{w}}^3}{h_{\mathrm{w}}}$$ — Eq. 6.48

where the buckling coefficient is given by the load situation, type a.

$$k_{\mathrm{F}} = 6+2\left[\frac{h_{\mathrm{w}}}{a}\right]^2 = 6+2\times\left[\frac{500}{2500}\right]^2 = 6{,}08$$ — Figure 6.4

$F_{cr} = 0,9 \times 6,08 \times 200000 \times \frac{4^3}{500} \times 10^{-3} = 140,1\,\text{kN}$ — Eq. 6.48

$\bar{\lambda}_F = \sqrt{\frac{268,9 \times 4 \times 460}{140,1 \times 10^3}} = 1,88 > 0,5$, assumption OK — Eq. 6.47

$\chi_F = \frac{0,5}{1,88} = 0,27 \leq 1,0$, OK — Eq. 6.46

$L_{eff} = 0,27 \times 268,9 = 72,6\,\text{mm}$

$F_{Ed} = 110 \leq 460 \times 72,6 \times 4 / (1,1 \times 10^3) = 121,4\,\text{kN}$ — Eq. 6.37

Hence the resistance exceeds the load.

Interaction between transverse force, bending moment and axial force

Interaction between concentrated load and bending moment is checked according to EN1993-1-5:2006.

$0,8 \times \eta_1 + \eta_2 \leq 1,4$ — EN 1993-1-5, Eq. 7.2

Where

$\eta_1 = \frac{N_{Ed}}{f_y A_{eff} / \gamma_{M0}} + \frac{M_{Ed} + N_{Ed}\, e_N}{f_y W_{eff} / \gamma_{M0}} \leq 1,0$ — EN 1993-1-5, Eq. 4.14

$\eta_2 = \frac{F_{Ed}}{f_{yw} L_{eff}\, t_w / \gamma_{M1}} \leq 1,0$ — EN 1993-1-5, Eq. 6.14

Calculation of effective cross-section properties

The flanges are Class 3 and hence fully effective.

The depth of the web has to be reduced with the reduction factor ρ, welded web.

$\rho = \frac{0,772}{\bar{\lambda}_p} - \frac{0,079}{\bar{\lambda}_p^{\,2}} \leq 1$ — Eq. 5.1

$\bar{\lambda}_p = \frac{\bar{b}/t}{28,4\varepsilon\sqrt{k_\sigma}}$ where $b = d = 500 - 2 \times 4 \times \sqrt{2} = 488,68$ mm — Eq. 5.3

Assuming linearly varying symmetric stress distribution within the web,

$\psi = \frac{\sigma_2}{\sigma_1} = -1$

$\Rightarrow k_\sigma = 23,9$ — Table 5.3

$\bar{\lambda}_p = \frac{488,68/4}{28,4 \times 0,698 \times \sqrt{23,9}} = 1,26$

$\rho = \frac{0,772}{1,26} - \frac{0,079}{1,26^2} = 0,562 \leq 1$

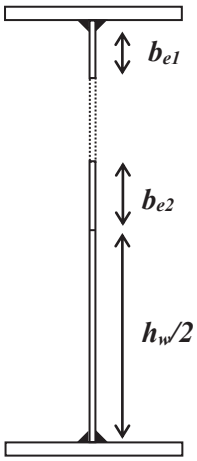
$b_{eff} = \rho\, b_c = \rho\, b / (1-\psi) = 0,562 \times 488,68 / (1-(-1)) = 137,3\,\text{mm}$ — Table 5.3

$b_{e1} = 0,4 b_{eff} = 0,4 \times 137,3 = 54,9\,\text{mm}$

$b_{e2} = 0,6 b_{eff} = 0,6 \times 137,3 = 82,4\,\text{mm}$

Calculate effective section modulus under bending

e_i is taken as positive from the centroid of the upper flange and downwards.



$$A_{\text{eff}} = \sum_i A_i = b_f t_f \times 2 + \left(b_{e1} + 4\sqrt{2}\right)t_w + b_{e2}t_w + \left(h_w/2\right)t_w = 6372{,}2\ \text{mm}^2$$

e_{eff}=

$$\frac{1}{A_{\text{eff}}}\sum_i A_i e_i = \frac{1}{A_{\text{eff}}}\left[\, b_f t_f (0) + b_f t_f (h_w + t_f)\right] + \frac{1}{A_{\text{eff}}}\left[\left(b_{e1} + 4\sqrt{2}\right)t_w\left(0{,}5\left(\left(b_{e1} + 4\sqrt{2}\right) + t_f\right)\right)\right.$$

$$\left. +\ b_{e2}t_w\left(0{,}5\left(h_w + t_f\right) - b_{e2}/2\right) + \left(h_w/2\right)t_w\left(0{,}75h_w + 0{,}5t_f\right)\ \right] = 266{,}4\ \text{mm}$$

$$I_{\text{eff}} = \sum_i I_i + \sum_i A_i (e_{\text{eff}} - e_i)^2 = 2 \times \frac{b_f t_f^{\,3}}{12} + \frac{t_w\left(b_{e1} + 4\sqrt{2}\right)^3}{12} + \frac{t_w b_{e2}^{\,3}}{12} + \frac{t_w\left(h_w/2\right)^3}{12}$$

$$+\ b_f t_f\left(e_{\text{eff}} - 0\right)^2 + b_f t_f\left[e_{\text{eff}} - \left(h_w + t_f\right)\right]^2 + \left(b_{e1} + 4\sqrt{2}\right)t_w\left[e_{\text{eff}} - 0{,}5\left(\left(b_{e1} + 4\sqrt{2}\right) + t_f\right)\right]^2$$

$$+\ b_{e2}t_w\left[e_{\text{eff}} - 0{,}5\left(h_w + t_f - b_{e2}\right)\right]^2 + \left(h_w/2\right)t_w\left[e_{\text{eff}} - \left(0{,}75h_w + 0{,}5t_f\right)\right]^2$$

$$= 3{,}475 \times 10^8\ \text{mm}^4$$

$$W_{\text{eff}} = \frac{I_{\text{eff}}}{e_{\text{eff}} + 0{,}5t_f} = 1{,}293 \times 10^6\ \text{mm}^3$$

$$\eta_1 = \frac{68{,}75 \times 10^6}{460 \times 1{,}293 \times 10^6 / 1{,}1} = 0{,}127$$ EN 1993-1-5 Eq. 4.14

$$\eta_2 = \frac{110}{119{,}63} = 0{,}919$$ EN 1993-1-5 Eq. 6.14

$$0{,}8\eta_1 + \eta_2 = 0{,}8 \times 0{,}1293 + 0{,}919 = 1{,}021 < 1{,}4$$

Therefore, the resistance of the girder to interaction between concentrated load and bending moment is adequate.

Shear resistance Section 6.4.3

The shear buckling resistance requires checking when $h_w / t_w \geq \frac{56{,}2}{\eta}\varepsilon$ for unstiffened webs. Eq. 6.20

$$h_w / t_w = 500/4 = 125 \geq \frac{56{,}2}{1{,}2} \times 0{,}698 = 32{,}7$$

Therefore the shear buckling resistance has to be checked. It is obtained as

$$V_{b,Rd} = V_{\mathrm{bw,Rd}} + V_{\mathrm{bf,Rd}} \leq \frac{\eta f_{\mathrm{yw}} h_{\mathrm{w}} t_w}{\sqrt{3}\,\gamma_{\mathrm{M1}}}$$ Eq. 6.22

$$V_{\mathrm{bw,Rd}} = \frac{\chi_{\mathrm{w}}\, f_{\mathrm{yw}}\, h_{\mathrm{w}}\, t_{\mathrm{w}}}{\gamma_{\mathrm{M1}}\sqrt{3}}$$ Eq. 6.23

For non-rigid end posts Table 6.3 provides

$$\bar{\lambda}_{\mathrm{w}} = \left(\frac{h_{\mathrm{w}}}{86{,}4 t_{\mathrm{w}}\,\varepsilon}\right) = \left(\frac{500}{86{,}4 \times 4 \times 0{,}698}\right) = 2{,}07 > 0{,}65$$ Eq. 6.24

$$\chi_{\mathrm{w}} = \frac{1{,}19}{0{,}54 + \bar{\lambda}_{\mathrm{w}}} \qquad \text{for } \bar{\lambda}_{\mathrm{w}} \geq 0{,}65$$ Table 6.3

$$\chi_{\mathrm{w}} = \frac{1{,}19}{0{,}54 + 2{,}07} = 0{,}455$$ Table 6.3

The contribution from the flanges may be utilised if the flanges are not fully utilised to withstand the bending moment. However, the contribution is small and is conservatively not taken into account, i.e. $V_{\mathrm{bf,Rd}} = 0$.

The shear buckling resistance can be calculated as:

$$V_{\mathrm{b,Rd}} = V_{\mathrm{bw,Rd}} = \frac{0{,}455 \times 460 \times 500 \times 4}{1{,}1 \times \sqrt{3}} \times 10^{-3} = 219{,}8 \text{ kN} < \frac{\eta f_{\mathrm{yw}} h_{\mathrm{w}} t_{\mathrm{w}}}{\sqrt{3}\gamma_{M1}} = 579{,}45 \text{ kN}$$ Eq. 6.23

$V_{\mathrm{b,Rd}} = V_{\mathrm{bw,Rd}} > V_{\mathrm{Ed}} = 55$ kN

The shear resistance of the girder is thus adequate.

Interaction between shear and bending

If $\overline{\eta_3}$ does not exceed 0,5, the resistance to bending moment and axial force does not need to be reduced to allow for shear.

$$\overline{\eta_3} = \frac{V_{\mathrm{Ed}}}{V_{\mathrm{bw,Rd}}} \leq 1{,}0$$ Eq. 6.36

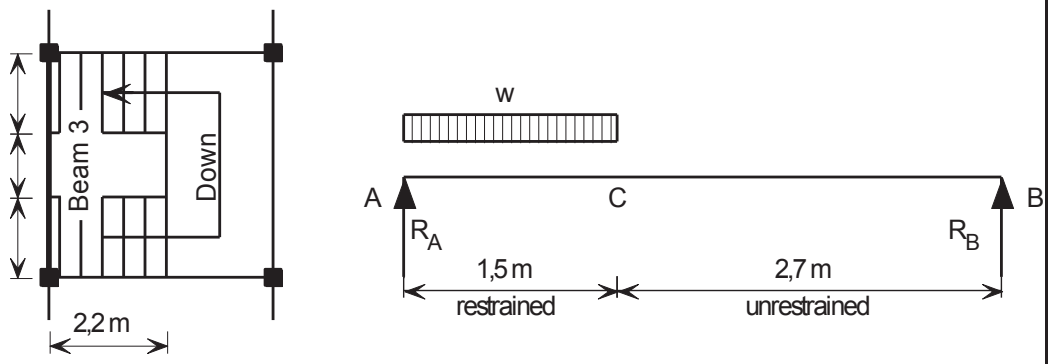
$$= \frac{55}{219{,}8} = 0{,}25 \leq 0{,}5$$, therefore interaction need not to be considered.

Concluding remarks

The resistance of the girder exceeds the load imposed. Note that the vertical stiffeners at supports have not been checked. It should be done according to the procedure used in Design Example 7.

DESIGN EXAMPLE 9 - BEAM WITH UNRESTRAINED COMPRESSION FLANGE

Design a staircase support beam. The beam is a channel, simply supported between columns. The flight of stairs between A and C provides restraint to the top flange of this part of the beam. The top flange is unrestrained between B and C. The overall span of the beam is taken as 4,2 m.



Actions

Assuming the beam carries the load from the first run of stairs to the landing only:

Permanent actions (G): Load on stairs 1,0 kN/m^2 = 1,0 × 2,2 = 2,2 kN/m

Self-weight of beam 0,13 kN/m

Variable actions (Q): Load on stairs 4 kN/m^2 = 4,0 × 2,2 = 8,8 kN/m

Load case to be considered (ultimate limit state):

$$\sum_{j\geq 1}\gamma_{G,j}G_{k,j} + \gamma_{Q,1}Q_{k,1} + \sum_{i>1}\gamma_{Q,i}\psi_{0,i}Q_{k,i}$$

As there is only one variable action ($Q_{k,1}$ the last term in the above expression does not need to be considered in this example.

$\gamma_{G,j}$ = 1,35 (unfavourable effects)

$\gamma_{Q,1}$ = 1,5

Factored actions

Permanent action:	Load on stairs	= 1,35 × 2,2	= 2,97 kN/m
	Self-weight of beam	= 1,35 × 0,13	= 0,18 kN/m
Variable action:	Load on stairs	= 1,5 × 8,8	= 13,2 kN/m

Structural analysis

Reaction at support points:

$R_A + R_B$ = (2,97 + 13,2) × 1,5 + 0,18 × 4,2 = 25,01 kN

Taking moments about A:

$$R_B = \frac{1{,}5 \times (2{,}97 + 13{,}2) \times 0{,}75 + 0{,}18 \times 4{,}2 \times (4{,}2/2)}{4{,}2} = 4{,}71 \text{ kN}$$

$\Rightarrow R_A = 25{,}01 - 4{,}71 = 20{,}30$ kN

Maximum bending moment occurs at a distance: $1{,}5 \times \left(1 - \frac{1{,}5}{2 \times 4{,}2}\right) = 1{,}23$ m from A.

$$M_{Ed,max} = 20{,}30 \times 1{,}23 - (2{,}97 + 13{,}2) \times \frac{1{,}23^2}{2} - 0{,}18 \times \frac{1{,}23^2}{2} = 12{,}60 \text{ kNm}$$

Maximum shear occurs at A:

$F_{Ed,max} = 20{,}30$ kN

Material properties

Use austenitic grade 1.4401

0,2% proof stress = 240 N/mm^2 (for cold formed steel sheet) — Table 2.2

$f_y = 240$ N/mm^2

E = 200000 N/mm^2 and G = 76900 N/mm^2 — Section 2.3.1

$\Rightarrow$ Try a 200 × 75 channel section, thickness $t = 5$ mm.

Cross-section properties

$I_y = 9{,}456 \times 10^6$ mm^4	$W_{el,y} = 94{,}56 \times 10^3$ mm^3
$I_z = 0{,}850 \times 10^6$ mm^4	$W_{pl,y} = 112{,}9 \times 10^3$ mm^3
$I_w = 5085 \times 10^6$ mm^4	$A_g = 1650$ mm^2
$I_t = 1{,}372 \times 10^4$ mm^4	

Classification of the cross-section — Section 5.3.2

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}\frac{E}{210\,000}} = \sqrt{\frac{235}{240} \times \frac{200\,000}{210\,000}} = 0{,}97$$ — Table 5.2

Assume conservatively that $c = h - 2t = 200 - 2 \times 5 = 190$ mm for web

Web subject to bending: $\frac{c}{t} = \frac{190}{5} = 38$

For Class 1, $\frac{c}{t} \leq 72\varepsilon = 69{,}8$, therefore web is Class 1. — Table 5.2

Outstand flange subject to compression: $\frac{c}{t} = \frac{75}{5} = 15$

For Class 3, $\frac{c}{t} \leq 14\varepsilon = 13{,}6$, therefore outstand flange is Class 4. — Table 5.2

$\Rightarrow$ Therefore, overall classification of cross-section is class 4.

Calculation of effective section properties — Section 5.4.1

Calculate reduction factor ρ for cold formed outstand elements:

$$\rho = \frac{1}{\bar{\lambda}_p} - \frac{0,188}{\bar{\lambda}_p^2} \quad \text{but} \leq 1$$ — Eq. 5.2

$$\bar{\lambda}_p = \frac{\bar{b}/t}{28,4\varepsilon\sqrt{k_\sigma}} \quad \text{where } \bar{b} = c = 75 \text{ mm}$$ — Eq. 5.3

Assuming uniform stress distribution within the compression flange

$$\psi = \frac{\sigma_2}{\sigma_1} = 1 \quad \Rightarrow k_\sigma = 0,43$$ — Table 5.4

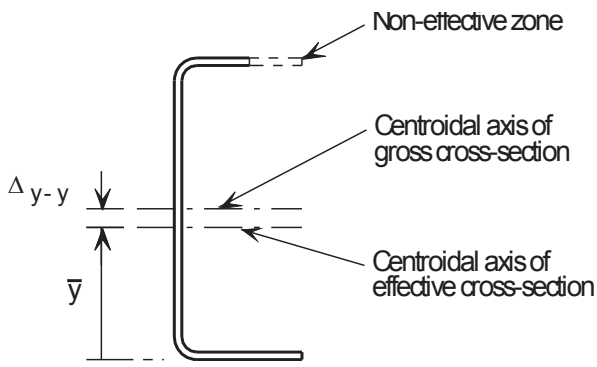
$$\bar{\lambda}_p = \frac{75/5}{28,4 \times 0,97 \times \sqrt{0,43}} = 0,830$$

$$\rho = \frac{1}{0,830} - \frac{0,188}{0,830^2} = 0,932$$

$c_{eff} = \rho \times c = 0,932 \times 75 = 69,9$ — Table 5.4

$$A_{eff} = A_g - (1-\rho)ct = 1650 - (1-0,932) \times 75 \times 5 = 1625 \text{ mm}^2$$

Calculate shift of neutral axis of section under bending:



$$\bar{y} = \frac{A_g \times \frac{h}{2} - (1-\rho) \times c \times t \times \left(h - \frac{t}{2}\right)}{A_{eff}} = \frac{1650 \times \frac{200}{2} - (1-0,932) \times 75 \times 5 \times \left(200 - \frac{5}{2}\right)}{1625}$$

$$\bar{y} = 98,44$$

Shift of neutral axis position, $\Delta_{y-y} = \frac{h}{2} - \bar{y} = \frac{200}{2} - 98,44 = 1,56 \text{ mm}$

$$I_{eff,y} = \left(I_y - \frac{(1-\rho)ct^3}{12} - (1-\rho)ct\left(\frac{h}{2} - \frac{t}{2}\right)^2 - A_{eff}\,\Delta_{y-y}^2 \right)$$

$$I_{eff,y} = 9,456 \times 10^6 - \frac{(1-0,932) \times 75 \times 5^3}{12} - (1-0,932) \times 75 \times 5 \times (100 - 2,5)^2 - 1625 \times 1,56^2$$

$$I_{eff,y} = 9,21 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

$$W_{eff,y} = \frac{I_{eff,y}}{\frac{h}{2} + \Delta_{y-y}} = \frac{9,21 \times 10^6}{\frac{200}{2} + 1,56} = 90,69 \times 10^3 \text{ mm}^3$$

Shear lag — Section 5.4.2

Shear lag may be neglected provided that $b_0 \leq L_e/50$ for outstand elements.

L_e = 4200 mm (distance between points of zero moment)

$L_e/50$ = 84 mm, b_0 = 75 mm, therefore shear lag can be neglected.

Flange curling — Section 5.4.2

EN 1993-1-3 Clause 5.4 Eq. 5.3a

$$u = \frac{2\,\sigma_a^2\,b_s^4}{E^2\,t^2\,z}$$

σ_a = 240 N/mm^2 (maximum possible value)

b_s = 75 – 5 = 70 mm

z = 100 – 2,5 = 97,5 mm

$$u = \frac{2\times 240^2\times 70^4}{200000^2\times 5^2\times 97{,}5} = 0{,}028 \text{ mm}$$

Flange curling can be neglected if u < 0,05 × 200 = 10 mm

Therefore flange curling is negligible.

Partial factors

The following partial factors are used throughout the design example:

γ_{M0} = 1,1 and γ_{M1} = 1,1 — Table 4.1

Moment resistance of cross-section

For a class 4 cross-section:

$$M_{c,Rd} = W_{eff,min} f_y/\gamma_{M0} = \frac{90{,}69\times 10^3\times 240}{1{,}1\times 10^6} = 19{,}79 \text{ kNm}$$ — Eq. 5.31

$M_{Ed,max}$ = 12,60 kNm < $M_{c,Rd}$ = 19,79 kNm

⇒ cross-section moment resistance is OK.

Cross-section resistance to shear

$$V_{pl,Rd} = A_v\left(f_y/\sqrt{3}\right)/\gamma_{M0}$$ — Eq. 5.32

A_v = h × t = 200 × 5 = 1000 mm^2

$$V_{pl,Rd} = \frac{1000\times 240}{\sqrt{3}\times 1{,}1\times 1000} = 125{,}97 \text{ kN}$$

$F_{Ed,max}$ = 20,30 kNm < $V_{pl,Rd}$ = 125,97 kNm

⇒ cross-section shear resistance is OK.

Check that shear resistance is not limited by shear buckling: — Section 6.4.3

Assume that $h_w = h - 2t$ = 200 – 2 × 5 = 190 mm

$\frac{h_w}{t} = \frac{190}{5} = 38$, shear buckling resistance needs to be checked if $\frac{h_w}{t} \geq \frac{56{,}2\varepsilon}{\eta}$ — Eq. 6.20

η = 1,20

$$\frac{h_w}{t} = 38 < \frac{56{,}2\varepsilon}{\eta} = \frac{56{,}2\times 0{,}97}{1{,}20} = 45{,}4$$

⇒ shear resistance is not limited by shear buckling.

Resistance to lateral torsional buckling — Section 6.4.2

Compression flange of beam is laterally unrestrained between B and C. Check this portion of beam for lateral torsional buckling.

$M_{b,Rd} = \chi_{LT} W_{eff,y} f_y / \gamma_{M1}$ for a Class 4 cross-section — Eq.6.13

$W_{eff,y} = 90,69 \times 10^3 \text{ mm}^3$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \left[\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2\right]^{0,5}} \leq 1$$ — Eq.6.14

$$\phi_{LT} = 0,5\left(1 + \alpha_{LT}\left(\bar{\lambda}_{LT} - 0,4\right) + \bar{\lambda}_{LT}^2\right)$$ — Eq.6.15

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y f_y}{M_{cr}}}$$ — Eq.6.16

Determine the elastic critical moment (M_{cr}): — Appendix E

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 EI_z}{(k\,L)^2}\left(\left[\left(\frac{k}{k_w}\right)^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{(k\,L)^2 GI_t}{\pi^2 EI_z} + (C_2 z_g)^2\right]^{1/2} - C_2 z_g\right)$$ — Eq. E.1

C is simply supported, while B approaches full fixity. Assume most conservative case:

$k = k_w = 1,00$

C_1 and C_2 are determined from consideration of bending moment diagram and end conditions. — E.3

From bending moment diagram, $\psi = 0, \Rightarrow C_1 = 1,77$ — Table E.1

$C_2 = 0$ (no transverse loading)

$$M_{cr} = 1,77 \times \frac{\pi^2 \times 200000 \times 0,850 \times 10^6}{(1,00 \times 2700)^2} \times \left(\left[\left(\frac{1,00}{1,00}\right)^2 \times \frac{5085 \times 10^6}{0,850 \times 10^6} + \frac{(1,00 \times 2700)^2 \times 76900 \times 1,372 \times 10^4}{\pi^2 \times 200000 \times 0,850 \times 10^6}\right]^{0,5}\right)$$

$M_{cr} = 41,9$ kNm

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{90,69 \times 10^3 \times 240}{41,9 \times 10^6}} = 0,721$$

Using imperfection factor $\alpha_{LT} = 0,34$ for cold formed sections: — Section 6.4.2

$$\varphi_{LT} = 0,5 \times \left(1 + 0,34 \times (0,721 - 0,4) + 0,721^2\right) = 0,814$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{0,814 + \left[0,814^2 - 0,721^2\right]^{0,5}} = 0,839$$

$M_{b,Rd} = 0,839 \times 90,69 \times 10^3 \times 240 \times 10^{-6} / 1,1$

$M_{b,Rd} = 16,60$ kNm $< M_{Ed} = 12,0$ kNm (max moment in unrestrained portion of beam)

$\Rightarrow$ member has adequate resistance to lateral torsional buckling.

Deflection — Section 6.4.6

Load case (serviceability limit state): $\sum_{j\geq 1} G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum_{i\geq 1} \psi_{0,i} Q_{k,i}$

As there is only one variable action ($Q_{k,1}$), the last term in the above expression does not need to be considered in this example.

Secant modulus is used for deflection calculations – thus it is necessary to find the maximum stress due to unfactored permanent and variable actions.

The secant modulus $E_S = \left(\frac{E_{S1} + E_{S2}}{2}\right)$ — Eq. 6.52

Where $E_{S,i} = \dfrac{E}{1 + 0,002 \dfrac{E}{\sigma_{i,Ed,ser}} \left(\dfrac{\sigma_{i,Ed,ser}}{f_y}\right)^n}$ and $i = 1,2$ — Eq. 6.53

From structural analysis calculations the following were found:

Maximum moment due to permanent actions = 1,90 kNm

Maximum moment due to imposed actions = 6,68 kNm

Total moment due to unfactored actions = 8,58 kNm

Section is Class 4, therefore W_{eff} is used in the calculations for maximum stress in the member.

Assume, conservatively that the stress in the tension and compression flange are approximately equal, i.e. $E_{S1} = E_{S2}$

For austenitic grade 1.4401 stainless steel, $n = 7$ — Table 6.4

Serviceability design stress, $\sigma_{i,Ed,ser} = \dfrac{M_{max}}{W_{eff,y}} = \dfrac{8,58 \times 10^6}{90,69 \times 10^3} = 94,6 \text{ N/mm}^2$

$$E_{S,i} = \frac{200000}{1 + 0,002 \times \dfrac{200000}{94,6} \times \left(\dfrac{94,6}{240}\right)^7} = 198757,6 \text{ N/mm}^2$$

Maximum deflection due to patch loading occurs at a distance of approximately 1,9 m from support A.

Deflection at a distance x from support A due to patch load extending a distance a from support A is given by the following formulae:

When $x \geq a$: $\delta = \dfrac{waL^4}{24aE_S I} n^2 \left[2m^3 - 6m^2 + m(4 + n^2) - n^2\right]$ — Steel Designer's Manual (5th Ed)

Where $m = x/L$ and $n = a/L$

When $x = 1,9$ m and $a = 1,5$ m: $m = 1,9/4,2 = 0,452$; $n = 1,5/4,2 = 0,357$

Patch load (permanent + variable unfactored actions): $w = 11,0$ kN/m

Uniform load (permanent action): $w = 0,128$ kN/m

Deflection due to patch loads at a distance of 1,9 m from support A, δ_1:

$$\delta_1 = \frac{11000 \times 1,5 \times 4200^4}{24 \times 1500 \times 198757,6 \times 9,06 \times 10^6} \times$$
$$0,357^2 \times \left[2 \times 0,452^3 - 6 \times 0,452^2 + 0,452\left(4 + 0,357^2\right) - 0,357^2\right]$$

$\delta_1 = 7,04$ mm

Deflection at midspan due to self weight of beam, δ_2

$$\delta_2 = \frac{5}{384} \times \frac{(w \times L) L^3}{E_S I} = \frac{5}{384} \times \frac{(0{,}128 \times 10^3 \times 4{,}2) \times 4200^3}{198\,757{,}6 \times 9{,}06 \times 10^6} = 0{,}29 \text{ mm}$$

Total deflection $\approx \delta_1 + \delta_2 = 7{,}04 + 0{,}29 = 7{,}33$ mm

$$\delta_{\text{limiting}} = \frac{L}{250} = \frac{4200}{250} = 16{,}8 \text{ mm} > 7{,}33 \text{ mm}$$

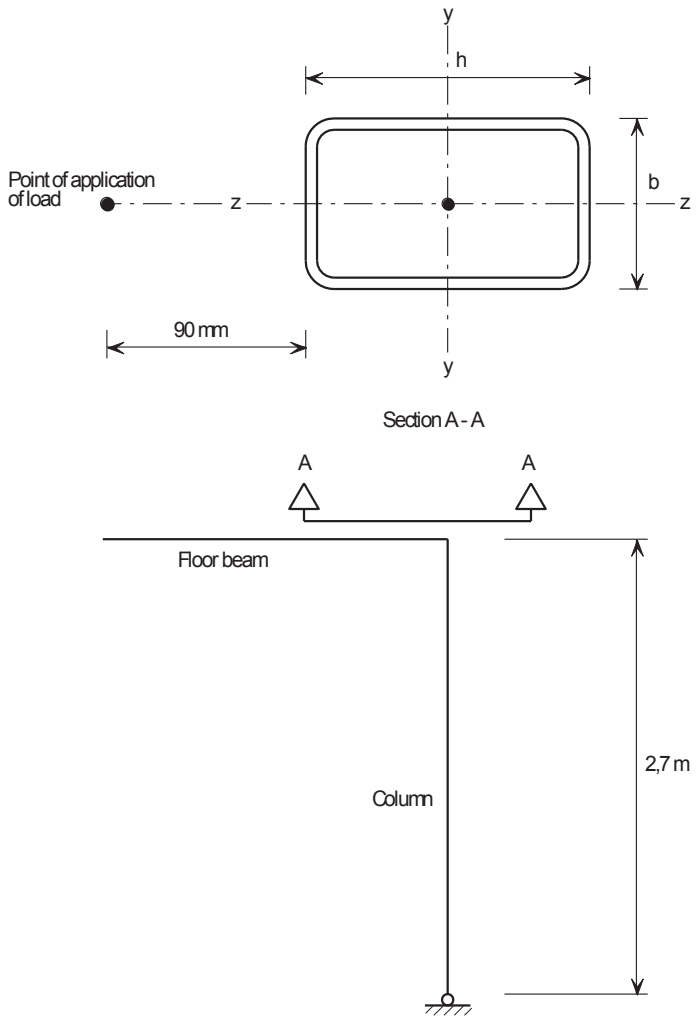
$\Rightarrow$ deflection is acceptably small.

(A finite element analysis was carried out on an identical structural arrangement. The total beam deflection at mid-point was 7,307 mm – see deformed beam shape with deflections below.)

DESIGN EXAMPLE 10 – AXIALLY LOADED COLUMN IN FIRE

Design an unprotected cold-formed rectangular hollow section subject to axial load and bending for 30 minutes fire resistance.

The column length is 2,7 m and is subject to axial load from the end reaction of a floor beam at an eccentricity of 90 mm from the narrow face of the column.



Actions

This eccentricity is taken to be 90 mm + $h/2$, where h is the depth of the section. Thus the beam introduces a bending moment about the column's major axis.

The unfactored actions are: Permanent action: 6 kN
Variable action: 7 kN

The column will initially be checked at the ultimate limit state (LC1) and subsequently at the fire limit state (LC2) for fire duration of 30 minutes. The load cases are as follows:

LC1 (ultimate limit state) $\sum_j \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1}$

$\gamma_{G,j}$ = 1,35 (unfavourable effects)
$\gamma_{Q,1}$ = 1,5

LC2 (fire limit state) $\sum_j \gamma_{GA,j} G_{k,j} + \psi_{1,1} Q_{k,1}$

γ_{GA} = 1,0

Values for $\psi_{1,1}$ are given in EN 1990 and NA for EN 1990, but for this example conservatively assume $\psi_{1,1}$ = 1,0.

Design at the Ultimate Limit State (LC1)

Loading on the corner column due to shear force at end of beam (LC1):

Axial force N_{Ed} = 1,35 × 6 + 1,5 × 7 = 18,6 kN

Try 100×50×6 cold-formed RHS.

Major axis bending moment (due to eccentricity of shear force from centroid of column):

$M_{y,Ed}$ = 18,6 × (0,09 + 0,10/2) = 2,60 kNm

Partial factors

The following partial factors are used throughout the design example for LC1: — Table 4.1

γ_{M0} = 1,10 and γ_{M1} = 1,10

Material properties

Use austenitic grade 1.4401.

f_y = 220 N/mm^2 and f_u = 530 N/mm^2 (for hot-rolled strip). — Table 2.2

E = 200000 N/mm^2 and G = 76900 N/mm^2 — Section 2.3.1

Cross-section properties – 100 x 50 x 6 mm RHS

$W_{el,y}$	= 32,58 × 10^3 mm^3	i_y	= 32,9 mm
$W_{pl,y}$	= 43,75 × 10^3 mm^3	i_z	= 19,1 mm
A	= 1500 mm^2	t	= 6,0 mm

Cross-section classification — Section 5.3.2

$$\varepsilon = \left[\frac{235}{f_y}\frac{E}{210000}\right]^{0,5} = \left[\frac{235}{220}\times\frac{200000}{210000}\right]^{0,5} = 1,01$$ — Table 5.2

For a RHS the compression width c may be taken as $h - 3t$. — Table 5.2

For the web, c = 100 – 3 × 6 = 82 mm

Web subject to compression: c/t = 82/6 = 13,7 — Table 5.2

Limit for Class 1 web = 33ε = 33,33 — Table 5.2

33,33 > 13,7 ∴ Web is Class 1

By inspection, if the web is Class 1 subject to compression, then the flange will also be Class 1.

∴ The overall cross-section classification is therefore Class 1 (under pure compression).

Compression resistance of cross-section — Section 5.7.3

$N_{c,Rd} = \dfrac{Af_y}{\gamma_{M0}}$ for Class 1, 2 or 3 cross-sections — Eq. 5.27

$N_{c,Rd} = \dfrac{1500 \times 220}{1,1} = 300$ kN

300 kN > 18,6 kN ∴ acceptable

Bending resistance of cross-section — Section 5.7.4

$M_{c,y,Rd} = \dfrac{W_{pl,y} f_y}{\gamma_{M0}}$ for Class 1, 2 or 3 cross-sections — Eq. 5.29

$M_{c,y,Rd} = \dfrac{43750 \times 220}{1,1} = 8,75$ kNm

8,75 kNm > 2,60 kNm ∴ acceptable

Axial compression and bending resistance of cross-section — Section 5.7.6

$M_{y,Ed} \leq M_{N,Rd}$ — Eq. 5.33

The following approximation for $M_{N,y,Rd}$ may be used for RHS: — EN 1993-1-1, clause 6.2.9.1(5)

$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd}\,(1-n)/(1-0,5a_w)$ but $M_{N,y,Rd} \leq M_{pl,y,Rd}$

Where

$a_w = \dfrac{A-2bt}{A}$ but $a_w \leq 0,5$

$a_w = \dfrac{1500 - 2 \times 50 \times 6}{1500} = 0,6$ but $a_w \leq 0,5$, therefore $a_w = 0,5$

$n = \dfrac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} = \dfrac{18,6}{300} = 0,062$

$M_{N,y,Rd} = 8,75\left(\dfrac{1-0.062}{1-0,5 \times 0,5}\right) = 10,94 \leq M_{pl,y,Rd} = 8,75$

Therefore $M_{N,y,Rd} = 8,75$ kNm, and $M_{y,Ed} \leq M_{N,Rd}$

Member buckling resistance in compression — Section 6.3.3

$N_{b,Rd} = \dfrac{\chi A f_y}{\gamma_{M1}}$ for Class 1, 2 or 3 cross-sections — Eq. 6.2

$\chi = \dfrac{1}{\phi + \left[\phi^2 - \bar{\lambda}^2\right]^{0,5}} \leq 1$ — Eq. 6.4

where

$\phi = 0,5\left(1 + \alpha\left(\bar{\lambda} - \bar{\lambda}_0\right) + \bar{\lambda}^2\right)$ — Eq. 6.5

$\bar{\lambda} = \dfrac{L_{cr}}{i}\dfrac{1}{\pi}\sqrt{\dfrac{f_y}{E}}$ for Class 1, 2 or 3 cross-sections — Eq. 6.6

L_{cr} = buckling length of column, taken conservatively as 1,0 × column length = 2,7 m

$$\bar{\lambda}_y = \frac{2700}{32,9} \times \frac{1}{\pi} \times \sqrt{\frac{220}{200000}} = 0,866$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{2700}{19,1} \times \frac{1}{\pi} \times \sqrt{\frac{220}{200000}} = 1,492$$

Buckling curves: major (y-y) axis:

For cold-formed austenitic stainless steel hollow sections subject to flexural buckling, α = 0,49 and $\bar{\lambda}_0$ = 0,30. Table 6.1

$$\phi = 0,5 \times \left(1 + 0,49 \times (0,866 - 0,3) + 0,866^2\right) = 1,014$$

$$\chi_y = \frac{1}{1,014 + \left[1,014^2 - 0,866^2\right]^{0,5}} = 0,649$$

$$N_{b,y,Rd} = \frac{0,649 \times 1500 \times 220}{1,10} = 194,70 \text{ kN}$$

194,70 kN > 18,6 kN ∴ acceptable

Buckling curves: minor (z-z) axis:

$$\phi = 0,5 \times \left(1 + 0,49 \times (1,492 - 0,3) + 1,492^2\right) = 1,905$$

$$\chi_z = \frac{1}{1,905 + \left[1,905^2 - 1,492^2\right]^{0,5}} = 0,324$$

$$N_{b,z,Rd} = \frac{0,324 \times 1500 \times 220}{1,10} = 97,20 \text{ kN}$$

97,20 kN > 18,6 kN ∴ acceptable

(Resistance to torsional buckling will not be critical for a rectangular hollow section with a h/b ratio of 2.) Section 6.3.1

Member buckling resistance in combined bending and axial compression Section 6.5.2

$$\frac{N_{Ed}}{(N_{b,Rd})_{min}} + k_y \left(\frac{M_{y,Ed} + N_{Ed} e_{Ny}}{\beta_{W,y} W_{pl,y} f_y / \gamma_{M1}} \right) \leq 1$$ Eq. 6.56

$\beta_{W,y} = 1,0$ for Class 1 cross-sections

$$k_y = 1,0 + D_1 \left(\bar{\lambda}_y - D_2\right) \frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd,y}} \leq 1 + D_1 \left(D_3 - D_2\right) \frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd,y}}$$ Eq. 6.63

From Table 6.6, D_1 = 2,0 and D_2 = 0,3 and D_3 = 1,3 Table 6.6

$$k_y = 1,0 + 2 \times (0,866 - 0,3) \times \frac{18,6}{194,7} = 1,108 < 1 + 2 \times (1,3 - 0,3) \times \frac{18,6}{194,7} = 1,191$$

∴ k_y = 1.108

$$\frac{18,6}{97,20} + 1,108 \times \left(\frac{2,60 \times 10^6 + 0}{1,0 \times 43,75 \times 10^3 \times 220 / 1,10} \right) = 0,521 < 1 \therefore \text{ acceptable}$$

Design at the Fire Limit State (LC2)

For LC2, the column is designed for the following axial loads and moments.

Axial compressive force $N_{fi,Ed}$ = 1,0 × 6 + 1,0 × 7 = 13,0 kN

Maximum bending moment $M_{y,fi,Ed}$ = 13,0 × (0,09 + 0,05) = 1,82 kNm

Determine temperature in steel after 30 minutes fire duration — Section 8.4.4

Assume that the section is unprotected and that there is a uniform temperature distribution within the steel section. The increase in temperature during time interval Δt is found from:

$$\Delta\theta_t = \frac{A_m/V}{c\,\rho}\dot{h}_{net,d}\Delta t$$ — Eq. 8.41

$$\dot{h}_{net,d} = \dot{h}_{net,c} + \dot{h}_{net,r}$$ — Eq. 8.42

$$\dot{h}_{net,c} = \alpha_c\left(\theta_g - \theta\right)$$ — Eq. 8.43

$$\dot{h}_{net,r} = \phi\varepsilon_{res}5{,}67\times10^{-8}\left[\left(\theta_g+273\right)^4-\left(\theta+273\right)^4\right]$$ — Eq. 8.44

where:

θ_g = gas temperature of the environment of the member in fire exposure, given by the nominal temperature time curve:

$\theta_g = 20 + 345\log_{10}(8t + 1)$ — Eq. 8.45

θ = surface temperature of the member

Initial input values for determination of final steel temperature are as follows:

A_m/V = 200 m^{-1}

α_c = 25 W/m^{2}K — Section 8.4.4

Initial steel temperature: θ = 20 °C

Resultant emissivity: ε_{res} = 0,4 — Section 8.4.4

Density of stainless steel: ρ = 8000 kg/m^3 for austenitic grade 1.4401 — Table 2.7

Configuration factor: φ = 1,0 — EN 1991-1-2 cl. 3.1(7)

The specific heat is temperature-dependent and is given by the following expression:

$c = 450 + 0{,}28\theta - 2{,}91\times10^{-4}\theta^2 + 1{,}34\times10^{-7}\theta^3$ J/kgK — Eq. 8.37

Δt = 2 seconds

The above formulae and initial input information were coded in an Excel spreadsheet and the following steel temperature, after a fire duration of 30 minutes, was obtained.

θ = 829 °C

Reduction of mechanical properties at elevated temperature

The following reduction factors are required for calculation of resistance at elevated temperatures. — Section 8.2

Young's modulus reduction factor: $k_{E,\theta} = E_\theta/E$ — Eq. 8.4

0,2% proof strength reduction factor: $k_{p0,2,\theta} = f_{p0,2,\theta}/f_y$ — Eq. 8.1

Strength at 2% total strain reduction factor: $k_{2,\theta} = f_{2,\theta}/f_y$ but $f_{2,\theta} \le f_{u,\theta}$ — Eq. 8.2

The values for the reduction factors at 829 °C are obtained by linear interpolation:

$k_{E,\theta}$ = 0,578 — Table 8.1

$k_{p0,2,\theta}$ = 0,355 — Table 8.1

$k_{2,\theta}$ = 0,430

$k_{u,\theta}$ = 0,297

$f_{2,\theta}$ = 0,430 × 220 = 94,6 and $f_{u,\theta}$ = 0,297 × 530 = 157, therefore $f_{2,\theta} \leq f_{u,\theta}$

Partial factor — Section 8.1

$\gamma_{M,fi} = 1,0$

Cross-section classification — Section 8.3.2

Under compression, $k_{y,\theta}$ should be based on $f_{p0,2,\theta}$, i.e. $k_{y,\theta} = k_{p0,2,\theta}$ — Section 8.2

$$\varepsilon_\theta = \varepsilon\left[\frac{k_{E,\theta}}{k_{y,\theta}}\right]^{0,5} = 1,01\times\left[\frac{0,578}{0,355}\right]^{0,5} = 1,29$$ — Eq. 8.6

Web subject to compression: c/t = 82/6 = 13,7

Limit for Class 1 web = 33 ε_θ = 42,57

42,57 > 13,7 ∴ Web is Class 1

∴ The overall cross-section classification is Class 1 (under pure compression).

Member buckling resistance in compression

$$N_{b,fi,t,Rd} = \frac{\chi_{fi}\, A\, k_{p0,2,\theta} f_y}{\gamma_{M,fi}}$$ for Class 1, 2 and 3 cross-sections — Eq. 8.10

$$\chi_{fi} = \frac{1}{\phi_\theta + \left[\phi_\theta^2 - \bar{\lambda}_\theta^2\right]^{0,5}} \leq 1$$ — Eq. 8.12

where

$$\phi_\theta = 0,5\left(1 + \alpha\left(\bar{\lambda}_\theta - \bar{\lambda}_0\right) + \bar{\lambda}_\theta^2\right)$$ — Eq. 8.13

$$\bar{\lambda}_\theta = \bar{\lambda}\left[\frac{k_{p0,2,\theta}}{k_{E,\theta}}\right]^{0,5}$$ for all classes of cross-section — Eq. 8.14

$$\bar{\lambda}_{y,\theta} = 0,866\left[\frac{0,355}{0,578}\right]^{0,5} = 0,679$$

$$\bar{\lambda}_{z,\theta} = 1,492\left[\frac{0,355}{0,578}\right]^{0,5} = 1,169$$

Buckling curves: major (y-y) axis:

For cold-formed austenitic stainless steel hollow sections subject to flexural buckling, α = 0,49 and $\bar{\lambda}_0$ = 0,30. — Table 6.1

$$\phi_{\theta,y} = 0,5\times\left(1 + 0,49\times\left(0,679 - 0,3\right) + 0,679^2\right) = 0,823$$

$$\chi_{fi,y} = \frac{1}{0,823 + \left[0,823^2 - 0,679^2\right]^{0,5}} = 0,776$$

$$N_{b,y,fi,t,Rd} = \frac{0,776\times 0,355\times 1500\times 220}{1,0} = 90,91 \text{ kN}$$

90,91 kN > 13,0 kN ∴ acceptable

Buckling curves: minor (z-z) axis:

$$\phi_{\theta,z} = 0,5\times\left(1+0,49\times\left(1,169-0,3\right)+1,169^2\right) = 1,396$$

$$\chi_{fi,z} = \frac{1}{1,396+\left[1,396^2-1,169^2\right]^{0,5}} = 0,463$$

$$N_{b,z,fi,t,Rd} = \frac{0,463\times0,355\times1500\times220}{1,0} = 54,24 \text{ kN}$$

54,24 kN > 18,6 kN ∴ acceptable

Member buckling resistance in combined bending and axial compression

$$\frac{N_{fi,Ed}}{\chi_{min,fi}\,A\,k_{p0,2,\theta}\dfrac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} + \frac{k_y M_{y,fi,Ed}}{M_{y,fi,\theta,Rd}} + \frac{k_z M_{z,fi,Ed}}{M_{z,fi,\theta,Rd}} \le 1$$ Eq. 8.26

Where

$$k_y = 1-\frac{\mu_y N_{fi,Ed}}{\chi_{y,fi}\,A\,k_{p0,2,\theta}\dfrac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} \le 3$$ Eq. 8.30

$$\mu_y = \left(1,2\beta_{M,y}-3\right)\bar{\lambda}_{y,\theta}+0,44\beta_{M,y}-0,29 \le 0,8$$ Eq. 8.31

Assuming the column is pinned at the base, a triangular bending moment distribution occurs and β_M = 1,8: Table 8.3

$$\mu_y = (1,2\times1,8-3)\times0,679+0,44\times1,8-0,29$$

$$= -0,068$$

$$k_y = 1-\frac{(-0,068)\times13,0\times10^3}{0,776\times1500\times0,355\times\dfrac{220}{1,0}} = 1,010 < 3,0$$

$$M_{y,fi,\theta,Rd} = k_{2,\theta}M_{Rd}\left(\frac{\gamma_{M0}}{\gamma_{M,fi}}\right)$$ for Class 1, 2 or 3 sections Eq. 8.15

$$M_{y,fi,\theta,Rd} = 0,430\times8,75\times\left(\frac{1,10}{1,0}\right) = 4,14 \text{ kNm}$$

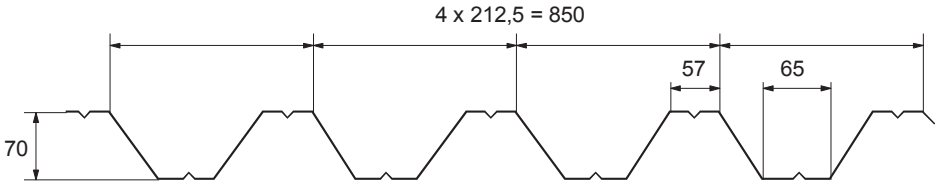
$$\frac{13,0}{0,463\times1500\times0,355\times\dfrac{220}{1,0}} + \frac{1,010\times1,82}{4,14} = 0,444 \le 1$$ Eq. 8.26

Therefore the section has adequate resistance after 30 minutes in a fire.

DESIGN EXAMPLE 11 – DESIGN OF A TWO-SPAN COLD-WORKED TRAPEZOIDAL ROOF SHEETING

This example deals with a two-span trapezoidal roof sheeting with a thickness of 0,6 mm from stainless steel austenitic grade 1.4401 CP500, i.e. cold worked with f_y = 460 N/mm^2. Comparisons will be made against the design of identical sheeting of ferritic grade 1.4003 in the annealed condition, i.e. f_y = 280 N/mm^2 (see Design Example 3). (There are no differences in the design procedure for ferritic and austenitic sheeting.)

The dimensions of the roof sheeting are shown below.

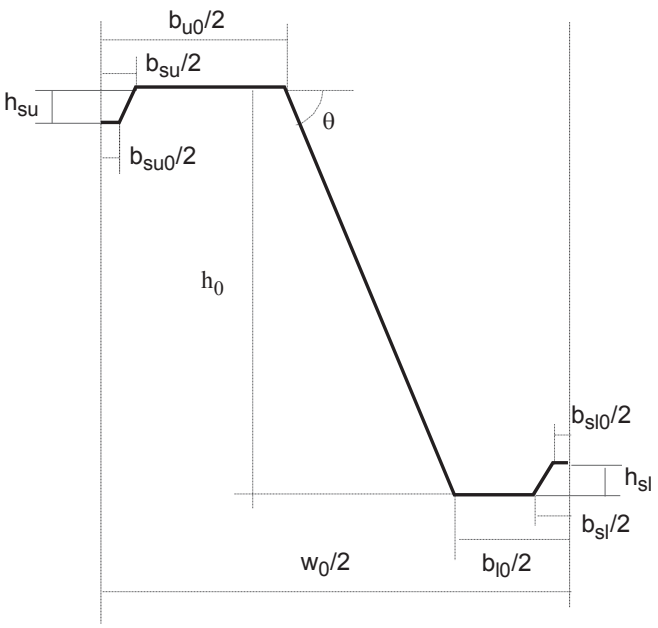


The example shows the following design tasks:
- determination of effective section properties at the ultimate limit state;
- determination of the bending resistance of the section;
- determination of the resistance at the intermediate support;
- determination of deflections at serviceability limit state.

Design data

Spans	L	=	3500 mm	
Width of supports	s_s	=	100 mm	
Design load	Q	=	1,4 kN/m^2	
Self-weight	G	=	0,07 kN/m^2	
Design thickness	t	=	0,6 mm	
Yield strength	f_y	=	460 N/mm^2	Table 2.3
Modulus of elasticity	E	=	200000 N/mm^2	Section 2.3.1
Partial safety factor	γ_{M0}	=	1,1	Table 4.1
Partial safety factor	γ_{M1}	=	1,1	Table 4.1
Load factor	γ_G	=	1,35	Section 4.3
Load factor	γ_Q	=	1,5	Section 4.3

A detailed sketch of the roof sheeting is given in the figure below. The upper flange will be in compression over the mid support and therefore this case will be checked in this example.



Mid line dimensions:

$h_0 = 70$ mm
$w_0 = 212{,}5$ mm
$b_{u0} = 65$ mm
$b_{l0} = 57$ mm
$b_{su} = 20$ mm
$b_{su0} = 8$ mm
$h_{su} = 6$ mm
$b_{sl} = 20$ mm
$b_{s10} = 8$ mm
$h_{sl} = 6$ mm

$r = 2$ mm (internal radius of the corners)

Angle of the web:

$$\theta = \text{atan}\left|\frac{h_0}{0{,}5(w_0 - b_{u0} - b_{l0})}\right| = \text{atan}\left|\frac{70}{0{,}5 \times (212{,}5 - 65 - 57)}\right| = 57{,}1°$$

Effective section properties at the ultimate limit state (ULS) — Section 5.2

Check on maximum width to the thickness ratios and angle of web:

$h_0/t = 70/0{,}6 = 117 \leq 400\sin\theta = 336$ — Table 5.1

Angle of the web and corner radius: — Table 5.1

$\max(b_{l0}/t\,;\, b_{u0}/t) = b_{u0}/t = 65/0{,}6 = 108 \leq 400$

$45° \leq \theta = 57{,}1° \leq 90°$

$$b_p = \frac{b_{u0} - b_{su}}{2} = \frac{65 - 20}{2} = 22{,}5 \text{ mm}$$

The influence of rounded corners on cross-section resistance may be neglected if the internal radius $r \leq 5t$ and $r \leq 0{,}10 b_p$

$r = 2\text{mm} \leq \min(5t\,;\, 0{,}1 b_p) = \min(5 \times 0{,}6\,;\, 0{,}1 \times 22{,}5) = 2{,}25$ mm — Section 5.6.2

The influence of rounded corners on cross-section resistance may be neglected.

Location of the centroidal axis when the web is fully effective

Calculate reduction factor ρ for effective width of the compressed flange:

$$\rho = \frac{0{,}772}{\bar{\lambda}_p} - \frac{0{,}079}{\bar{\lambda}_p^2} \text{ but } \leq 1$$ — Section 5.4.1 Eq. 5.1

where

$$\bar{\lambda}_p = \frac{\bar{b}/t}{28{,}4\varepsilon\sqrt{k_\sigma}} = \frac{22{,}5/0{,}6}{28{,}4 \times 0{,}698 \times \sqrt{4}} = 0{,}946$$ — Eq. 5.3

$\psi = 1 \Rightarrow k_\sigma = 4$ — Table 5.3

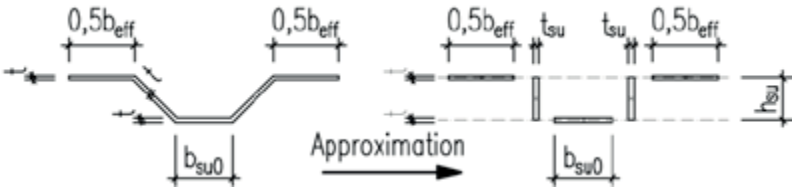
$$\bar{b} = b_p = \frac{b_{u0} - b_{su}}{2} = \frac{65 - 20}{2} = 22{,}5 \text{ mm}$$

$$\varepsilon = \left[\frac{235}{f_y}\frac{E}{210\,000}\right]^{0,5} = \left[\frac{235}{460}\times\frac{200\,000}{210\,000}\right]^{0,5} = 0{,}698$$ Table 5.2

$$\rho = \frac{0{,}772}{\bar{\lambda}_p} - \frac{0{,}079}{\bar{\lambda}_p^2} = \frac{0{,}772}{0{,}946} - \frac{0{,}079}{0{,}946^2} = 0{,}728 \le 1$$

$$b_{\text{eff,u}} = \rho\bar{b} = 0{,}728 \times 22{,}5 = 16{,}38 \text{ mm}$$ Table 5.3

Effective stiffener properties



$$t_{su} = \frac{\sqrt{h_{su}^{\ 2} + \left(\frac{b_{su} - b_{su0}}{2}\right)^2}}{h_{su}}t = \frac{\sqrt{6^2 + \left(\frac{20-8}{2}\right)^2}}{6} \times 0{,}6 = 0{,}849 \text{ mm}$$

$$A_s = (b_{\text{eff,u}} + b_{su0})t + 2h_{su}t_{su} = (16{,}38 + 8) \times 0{,}6 + 2 \times 6 \times 0{,}849 = 24{,}82 \text{ mm}^2$$ Fig. 5.3

$$e_s = \frac{b_{su0}h_{su}t + 2h_{su}\frac{h_{su}}{2}t_{su}}{A_s} = \frac{8 \times 6 \times 0{,}6 + 2 \times 6 \times \frac{6}{2} \times 0{,}849}{24{,}82} = 2{,}39 \text{ mm}$$

$$I_s = 2(15t^2e_s^{\ 2}) + b_{su0}t\,(h_{su} - e_s)^2 + 2h_{su}t_{su}\left(\frac{h_{su}}{2} - e_s\right)^2 + 2\left(\frac{15t^4}{12}\right) + \frac{b_{su0}t^3}{12} + 2\frac{t_{su}h_{su}^{\ 3}}{12}$$

$$I_s = 2 \times (15 \times 0{,}6^2 \times 2{,}39^2) + 8 \times 0{,}6 \times (6 - 2.39)^2 + 2 \times 6 \times 0{,}849 \times \left(\frac{6}{2} - 2{,}39\right)^2 + 2 \times \left(\frac{15 \times 0{,}6^4}{12}\right) + \frac{8 \times 0{,}6^3}{12} + 2 \times \frac{0{,}849 \times 6^3}{12} = 159{,}07 \text{ mm}^4$$ Fig. 5.3

$$b_s = 2\sqrt{h_{su}^{\ 2} + \left(\frac{b_{su} - b_{su0}}{2}\right)^2} + b_{su0} = 2 \times \sqrt{6^2 + \left(\frac{20-8}{2}\right)^2} + 8 = 25{,}0 \text{ mm}$$

$$l_b = 3{,}07\left[I_s b_p^{\ 2}\left(\frac{2b_p + 3b_s}{t^3}\right)\right]^{1/4} = 3{,}07 \times \left[159{,}07 \times 22{,}5^2 \times \left(\frac{2 \times 22{,}5 + 3 \times 25}{0{,}6^3}\right)\right]^{1/4} = 251 \text{ mm}$$ Eq. 5.10

$$s_w = \sqrt{\left(\frac{w_0 - b_{u0} - b_{l0}}{2}\right)^2 + h_0^{\ 2}} = \sqrt{\left(\frac{212{,}5 - 65 - 57}{2}\right)^2 + 70^2} = 83{,}4 \text{ mm}$$ Fig. 5.5

$$b_d = 2b_p + b_s = 2 \times 22{,}5 + 25 = 70 \text{ mm}$$

$$k_{w0} = \sqrt{\frac{s_w + 2b_d}{s_w + 0{,}5b_d}} = \sqrt{\frac{83{,}4 + 2 \times 70}{83{,}4 + 0{,}5 \times 70}} = 1{,}37$$ Eq. 5.11

$$\frac{l_b}{s_w} = \frac{251}{83{,}4} = 3{,}01 \ge 2 \quad \Rightarrow \quad k_w = k_{w0} = 1{,}37$$ Eq. 5.8

$$\sigma_{\mathrm{cr,s}} = \frac{4{,}2k_{\mathrm{w}}E}{A_{\mathrm{s}}}\sqrt{\frac{I_{\mathrm{s}}t^3}{4{b_{\mathrm{p}}}^2(2b_{\mathrm{p}}+3b_{\mathrm{s}})}}$$ Eq. 5.4

$$\sigma_{\mathrm{cr,s}} = \frac{4{,}2\times 1{,}37\times 200\times 10^3}{24{,}82}\times\sqrt{\frac{159{,}07\times 0{,}6^3}{4\times 22{,}5^2\times(2\times 22{,}5+3\times 25)}} = 551{,}3\ \mathrm{N/mm^2}$$

$$\bar{\lambda}_{\mathrm{d}} = \sqrt{\frac{f_{\mathrm{y}}}{\sigma_{\mathrm{cr,s}}}} = \sqrt{\frac{460}{551{,}3}} = 0{,}913$$

$0{,}65 < \bar{\lambda}_{\mathrm{d}} = 0{,}913 < 1{,}38 \Rightarrow$ Eq. 5.17

$\chi_{\mathrm{d}} = 1{,}47 - 0{,}723\bar{\lambda}_{\mathrm{d}} = 1{,}47 - 0{,}723\times 0{,}913 = 0{,}81$

$t_{\mathrm{red,u}} = \chi_{\mathrm{d}}\, t = 0{,}81\times 0{,}6 = 0{,}486$ mm

The distance of neutral axis from the compressed flange:

$$t_{\mathrm{sl}} = \frac{\sqrt{{h_{\mathrm{sl}}}^2+\left(\frac{b_{\mathrm{sl}}-b_{sl0}}{2}\right)^2}}{h_{\mathrm{sl}}}\,t = \frac{\sqrt{6^2+\left(\frac{20-8}{2}\right)^2}}{6}\times 0{,}6 = 0{,}849\ \mathrm{mm}$$

$t_{\mathrm{w}} = t/\sin\theta = 0{,}6/\sin(57{,}1°) = 0{,}714$ mm

e_i [mm]	A_i [mm^2]
0	$0{,}5b_{\mathrm{eff,u}}\,t = 4{,}9$
0	$0{,}5b_{\mathrm{eff,u}}\,\chi_d\,t = 3{,}98$
$0{,}5h_{\mathrm{su}} = 3$	$h_{\mathrm{su}}\,\chi_d t_{\mathrm{su}} = 4{,}13$
$h_{\mathrm{su}} = 6$	$0{,}5b_{\mathrm{su0}}\,\chi_d\,t = 1{,}94$
$0{,}5h_0 = 35$	$h_0 t_{\mathrm{w}} = 49{,}98$
$h_0 = 70$	$0{,}5(b_{l0}-b_{sl})\,t = 11{,}1$
$h_0 - 0{,}5h_{sl} = 67$	$h_{sl}t_{sl} = 5{,}09$
$h_0 - h_{sl} = 64$	$0{,}5b_{sl0}t = 2{,}4$

$$A_{\mathrm{tot}} = \sum A_i = 83{,}52\ \mathrm{mm^2}$$

$$e_{\mathrm{c}} = \frac{\sum A_i e_i}{A_{\mathrm{tot}}} = 36{,}46\ \mathrm{mm}$$

Effective cross-section of the compression zone of the web

$$s_{\mathrm{eff,1}} = s_{\mathrm{eff,0}} = 0{,}76t\sqrt{\frac{E}{\gamma_{\mathrm{M0}}\sigma_{\mathrm{com,Ed}}}} = 0{,}76\times 0{,}6\times\sqrt{\frac{200}{1{,}1\times 460\times 10^{-3}}}$$ EN 1993-1-3 5.5.3.4.3(4-5)

$= 9{,}07$ mm

$s_{\mathrm{eff,n}} = 1{,}5s_{\mathrm{eff,0}} = 1{,}5\times 9{,}07 = 13{,}61$ mm

Effective cross-section properties per half corrugation

$h_{\mathrm{eff,1}} = s_{\mathrm{eff,1}}\sin\theta = 9{,}07\times\sin(57{,}1°) = 7{,}62$ mm

$h_{\mathrm{eff},n} = s_{\mathrm{eff},n}\sin\theta = 13{,}61\times\sin(57{,}1°) = 11{,}43$ mm

$e_{\mathrm{eff},i}$ [mm]	$A_{\mathrm{eff},i}$[mm^2]	$I_{\mathrm{eff},i}$[mm^4]
0	$0{,}5b_{\mathrm{eff,u}}t = 4{,}9$	≈ 0
0	$0{,}5b_{\mathrm{eff,u}}\,\chi_d\,t = 4{,}0$	≈ 0
$0{,}5h_{\mathrm{su}} = 3$	$h_{\mathrm{su}}\,\chi_d\,t_{\mathrm{su}} = 4{,}1$	$\chi_d t_{\mathrm{su}} h_{\mathrm{su}}{}^3/12 = 12{,}4$
$h_{\mathrm{su}} = 6$	$0{,}5b_{\mathrm{su0}}\,\chi_d\,t = 1{,}9$	≈ 0
$0{,}5h_{\mathrm{eff,1}} = 3{,}8$	$h_{\mathrm{eff,1}}t_{\mathrm{w}} = 5{,}4$	$t_{\mathrm{w}}h_{\mathrm{eff,1}}{}^3/12 = 26{,}3$
$h_0 - 0{,}5(h_0 - e_{\mathrm{c}} + h_{\mathrm{eff},n}) = 47{,}5$	$(h_0 - e_{\mathrm{c}} + h_{\mathrm{eff},n})\,t_w = = 32{,}1$	$t_{\mathrm{w}}\dfrac{(h_0 - e_{\mathrm{c}} + h_{\mathrm{eff},n})^3}{12} = 5411{,}1$
$h_0 = 70$	$0{,}5(b_{l0} - b_{sl})\,t = 11{,}1$	≈ 0
$h_0 - 0{,}5h_{\mathrm{sl}} = 67$	$h_{\mathrm{sl}}t_{\mathrm{sl}} = 5{,}1$	$t_{\mathrm{sl}}h_{\mathrm{sl}}{}^3/12 = 15{,}3$
$h_0 - h_{\mathrm{sl}} = 64$	$0{,}5b_{\mathrm{sl0}}t = 2{,}4$	≈ 0

$A_{\mathrm{tot}} = \sum A_{\mathrm{eff,i}} = 71{,}0\ \mathrm{mm}^2$

$$e_{\mathrm{c}} = \frac{\sum A_{\mathrm{eff,i}}\,e_{\mathrm{eff,i}}}{A_{\mathrm{tot}}} = 40{,}0\ \mathrm{mm}$$

$$I_{\mathrm{tot}} = \sum I_{\mathrm{eff,i}} + \sum A_{\mathrm{eff,i}}(e_{\mathrm{c}} - \mathrm{e}_{\mathrm{eff,i}})^2 = 5\,465{,}1 + 46\,021{,}6 = 51\,486{,}7\ \mathrm{mm}^2$$

Optionally the effective section properties may also be redefined iteratively based on the location of the effective centroidal axis. — EN 1993-1-3

Bending strength per unit width (1 m)

$$I = \frac{1000}{0{,}5\mathrm{w}_0}I_{\mathrm{tot}} = \frac{1000}{0{,}5 \times 212{,}5} \times 51\,486{,}7 = 484\,580{,}7\ \mathrm{mm}^4$$

$$W_{\mathrm{u}} = \frac{I}{e_{\mathrm{c}}} = \frac{484\,580{,}7}{40} = 12\,114{,}5\ \mathrm{mm}^3$$

$$W_{\mathrm{l}} = \frac{I}{h_0 - e_{\mathrm{c}}} = \frac{484\,580{,}7}{70 - 40} = 16\,152{,}7\ \mathrm{mm}^3$$

Because $W_{\mathrm{u}} < W_{\mathrm{l}} \Rightarrow W_{\mathrm{eff,min}} = W_u = 12\,114{,}5\ \mathrm{mm}^3$

$$M_{\mathrm{c,Rd}} = \frac{W_{\mathrm{eff,min}}f_{\mathrm{y}}}{\gamma_{\mathrm{M0}}} = 12114{,}5 \times 460 \times \frac{10^{-6}}{1{,}1} = 5{,}07\ \mathrm{kNm}$$ — Eq. 5.31

Determination of the resistance at the intermediate support — Section 6.4.4

Web crippling strength

$c \geq 40$ mm — EN 1993-1-3

$r/t = 2/0{,}6 = 3{,}33 \leq 10$ — Clause 6.1.7

$h_w/t = 70/0{,}6 = 117 \leq 200\sin\theta = 200\sin(57{,}1°) = 168$

$45° \leq \theta = 57{,}1° \leq 90°$

$\beta_{\mathrm{V}} = 0 \leq 0{,}2 \Rightarrow l_a = s_s = 100$ mm

$\alpha = 0{,}15$ (category 2)

EN 1993-1-3 Eq. 6.18

$$R_{\mathrm{w,Rd}} = \alpha\, t^2 \sqrt{f_{\mathrm{y}} E}\left(1 - 0{,}1\sqrt{\frac{r}{t}}\right)\left(0{,}5 + \sqrt{0{,}02\frac{l_{\mathrm{a}}}{t}}\right)\left[2{,}4 + \left(\frac{\varphi}{90}\right)^2\right]\frac{1}{\gamma_{\mathrm{M1}}}\,\frac{1000}{0{,}5\mathrm{w}_0}$$

$$R_{\mathrm{w,Rd}} = 0{,}15 \times\ 0{,}6^2\sqrt{460 \times 200\,000} \times \left(1 - 0{,}1\sqrt{\frac{2}{0{,}6}}\right)\left(0{,}5 + \sqrt{0{,}02 \times \frac{100}{0{,}6}}\right) \times$$

$$\times \left[2{,}4 + \left(\frac{57{,}1}{90}\right)^2\right] \times \frac{1}{1{,}1} \times \frac{1000}{0{,}5 \times 212{,}5} \times 10^{-3} = 23{,}6\ \mathrm{kN}$$

Combined bending moment and support reaction

Factored actions per unit width (1 m):

$$q = \gamma_{\mathrm{G}} G + \gamma_{\mathrm{Q}} Q\ =\ 1{,}35 \times 0{,}07 + 1{,}5 \times 1{,}4 =\ \ 2{,}19\ \mathrm{kN/m}$$

$$M_{\mathrm{Ed}} =\ \frac{qL^2}{8}\ = \frac{2{,}19 \times 3{,}5^2}{8}\ =\ 3{,}35\ \mathrm{kNm}$$

$$F_{\mathrm{Ed}}\ =\ \frac{5}{4}qL\ =\ \frac{5}{4} \times 2{,}19 \times 3{,}5 =\ 9{,}58\ \mathrm{kN}$$

$$\frac{M_{\mathrm{Ed}}}{M_{\mathrm{c,Rd}}}\ =\ \frac{3{,}35}{5{,}07}\ =\ 0{,}661 \le 1{,}0 \qquad \frac{F_{\mathrm{Ed}}}{R_{\mathrm{w,Rd}}}\ =\ \frac{9{,}58}{23{,}6}\ = 0{,}406 \le 1{,}0$$

EN 1993-1-3 Eq. 6.28a - c

$$\frac{M_{\mathrm{Ed}}}{M_{\mathrm{c,Rd}}} + \frac{F_{\mathrm{Ed}}}{R_{\mathrm{w,Rd}}}\ = 0{,}661 + 0{,}406\ =\ 1{,}067 \le 1{,}25$$

Cross-section resistance satisfies the conditions.

Determination of deflections at serviceability limit state (SLS)

Effective cross-section properties

For serviceability verification the effective width of compression elements should be based on the compressive stress in the element under the serviceability limit state loading.

EN 1993-1-3 Clause 5.5.1

Maximum compressive stress in the effective section at SLS. A conservative approximation is made based on W_{u} determined above for ultimate limit state.

$$M_{\mathrm{y,Ed,ser}} =\ \frac{(G+Q)L^2}{8}\ =\ \frac{(0{,}07 + 1{,}4) \times 3{,}5^2}{8} =\ \ 2{,}25\ \mathrm{kNm}$$

$$\sigma_{\mathrm{com,Ed,ser}} =\ \frac{M_{\mathrm{y,Ed,ser}}}{W_u}\ =\ \frac{2{,}25 \times 10^6}{12114{,}5}\ =\ \ 185{,}7\ \mathrm{N/mm^2}$$

The effective section properties are determined as before in ultimate limit state except that f_{y} is replaced by $\sigma_{\mathrm{com,Ed,ser}}$ and the thickness of the flange stiffener is not reduced. The results of the calculation are:

Effective width of the compressed flange:	The flange is fully effective.
Location of the centroidal axis when the web is fully effective:	e_{c} = 34,1 mm
Effective cross-section of the compression zone of the web:	The web is fully effective.
Effective part of the web:	$s_{\mathrm{eff,1}} = 14{,}268\mathrm{mm}$ $s_{\mathrm{eff,n}} = 21{,}4\,\mathrm{mm}$
Effective cross-section properties per half corrugation:	A_{tot} = 82,44 mm^2 e_{c} = 36,25 mm I_{tot} = 59726,1 mm^4

Effective section properties per unit width (1 m):

I = 562128,0 mm^4
W_u = 15507,0 mm^4
W_l = 16655,6 mm^4

Determination of deflection

Secant modulus of elasticity corresponding to maximum value of the bending moment:

$$\sigma_{1,\mathrm{Ed,ser}} = \frac{M_{\mathrm{y,Ed,ser}}}{W_{\mathrm{u}}} = \frac{2{,}25 \times 10^6}{15\,507} = 145{,}096 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{2,\mathrm{Ed,ser}} = \frac{M_{\mathrm{y,Ed,ser}}}{W_{\mathrm{l}}} = \frac{2{,}25 \times 10^6}{16\,655{,}6} = 135{,}090 \text{ N/mm}^2$$

$n = 7$ (for austenitic grade 1.4401 stainless steel) — Table 6.4

$$E_{\mathrm{S},1} = \frac{E}{1 + 0{,}002\dfrac{E}{\sigma_{1,\mathrm{Ed,ser}}}\left(\dfrac{\sigma_{1,\mathrm{Ed,ser}}}{f_{\mathrm{y}}}\right)^n} = \frac{200}{1 + 0{,}002 \times \dfrac{200}{0{,}145}\left(\dfrac{0{,}145}{0{,}460}\right)^7} = 199{,}83 \text{ kN/mm}^2$$ — Eq. 6.53

$$E_{\mathrm{S},2} = \frac{E}{1 + 0{,}002\dfrac{E}{\sigma_{2,\mathrm{Ed,ser}}}\left(\dfrac{\sigma_{2,\mathrm{Ed,ser}}}{f_{\mathrm{y}}}\right)^n} = \frac{200}{1 + 0{,}002 \times \dfrac{200}{0{,}135}\left(\dfrac{0{,}135}{0{,}460}\right)^7} = 199{,}89 \text{ kN/mm}^2$$ — Eq. 6.53

$$E_{\mathrm{S}} = \frac{E_{\mathrm{S},1} + E_{\mathrm{S},2}}{2} = \frac{199{,}83 + 199{,}89}{2} = 199{,}86 \text{ kN/mm}^2$$ — Eq. 6.52

Check of deflection

As a conservative simplification, the variation of $E_{\mathrm{s,ser}}$ along the length of the member is neglected.

For cross-section stiffness properties the influence of rounded corners should be taken into account. The influence is considered by the following approximation:

$$\delta = 0{,}43\,\frac{\sum_{j=1}^{n} r_{\mathrm{j}}\dfrac{\varphi_{\mathrm{j}}}{90^{\mathrm{o}}}}{\sum_{i=1}^{m} b_{\mathrm{p,i}}} = 0{,}43\,\frac{2 \times \dfrac{294{,}2^{\mathrm{o}}}{90^{\mathrm{o}}}}{149{,}3} = 0{,}019$$ — Eq. 5.22

$$I_{\mathrm{y,r}} = I\,(1 - 2\delta) = 562128{,}0\,(1 - 2 \times 0{,}019) = 540767{,}1 \text{ mm}^4$$ — Eq. 5.20

For the location of maximum deflection:

$$x = \frac{1 + \sqrt{33}}{16} \times L = \frac{1 + \sqrt{33}}{16} \times 3{,}5 = 1{,}48 \text{ m}$$

$$\delta = \frac{(G + Q)L^4}{48 E_{\mathrm{S}} I_{\mathrm{y,r}}}\left(\frac{x}{L} - 3\frac{x^3}{L^3} + 2\frac{x^4}{L^4}\right)$$

$$\delta = \frac{(0{,}07 + 1{,}4) \times 10^3 \times 3{,}5^4}{48 \times 199{,}86 \times 10^6 \times 540767{,}1 \times 10^{-12}} \times \left(\frac{1{,}48}{3{,}5} - 3 \times \frac{1{,}48^3}{3{,}5^3} + 2 \times \frac{1{,}48^4}{3{,}5^4}\right)$$

$$\delta = 11{,}1 \text{ mm}$$

The permissible deflection is $L/200 = 3500/200 = 17{,}5$ mm > 11,1 mm, hence the calculated deflection is acceptable.

Comparison between sheeting in the annealed and cold worked conditions

A comparison of the bending resistance per unit width and resistance to local transverse forces of identical sheeting in the annealed condition (f_y = 280 N/mm^2) and cold worked condition (f_y = 460 N/mm^2) is given below:

f_y = 280 N/mm^2 (Design example 3) $M_{c,Rd}$ = 3,84 kNm and $R_{w,Rd}$ = 18,4 kN

f_y = 460 N/mm^2 (Design example 11) $M_{c,Rd}$ = 5,07 kNm and $R_{w,Rd}$ = 23,6 kN

With sheeting in the annealed condition, the span must be reduced to 2,9 m compared to 3,5 m for material in the cold worked strength condition. Hence, sheeting made from cold worked material enables the span to be increased, meaning that the number of secondary beams or purlins could be reduced, leading to cost reductions.

DESIGN EXAMPLE 12 – DESIGN OF A LIPPED CHANNEL SUBJECT TO BENDING

Design a lipped channel subject to bending with an unrestrained compression flange from austenitic grade 1.4401 in the cold worked condition CP500. The beam is simply supported with a span, $l = 4{,}0$ m. The distance between adjacent beams is 1,0 m.

As the load is not applied through the shear centre of the channel, it is necessary to check the interaction between the torsional resistance of the cross-section and the lateral torsional buckling resistance of the member. However, this example only checks the lateral torsional buckling resistance of the member.

Factors

Partial factor $\gamma_{M0} = 1{,}1$ and $\gamma_{M1} = 1{,}1$ — Table 4.1

Load factor $\gamma_G = 1{,}35$ (permanent loads) and $\gamma_Q = 1{,}5$ (variable loads) — EN 1991

Actions

Permanent actions (G): 2 kN/m^2

Variable actions (Q): 3 kN/m^2

Since the distance between adjacent beams is 1m,

$G_k = 2$ kN/m

$Q_k = 3$ kN/m

Load case to be considered at the ultimate limit state:

$$q^* = \sum_j \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} = 7{,}2 \text{ kN/m}$$ — EN 1991

Structural Analysis

Reactions at support points (Design shear force)

$$V_{Ed} = \frac{q^* \times 4}{2} = 14{,}4 \text{ kN}$$

Design bending moment

$$M_{Ed} = \frac{q^* \times 4^2}{8} = 14{,}4 \text{ kNm}$$

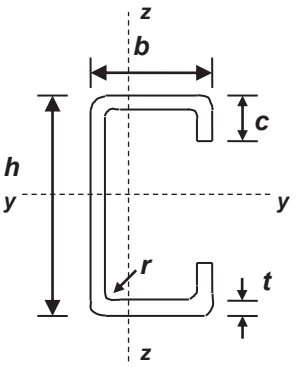
Material Properties

$f_y = 460$ N/mm^2 — Table 2.3

Modulus of elasticity $E = 200000$ N/mm^2 and shear modulus $G = 76900$ N/mm^2 — Section 2.3.1

Cross-section Properties

The influence of rounded corners on cross-section resistance may be neglected if the internal radius $r \leq 5t$ and $r \leq 0{,}10 b_p$ and the cross section may be assumed to consist of plane elements with sharp corners. For cross-section stiffness properties the influence of rounded corners should always be taken into account. — Section 5.6.2



h = 160 mm
b = 125 mm
c = 30 mm
t = 5 mm
r = 5 mm

$r_m = r + t/2 = 7{,}5$ mm

$g_r = r_m\left[\tan(\varphi/2) - \sin(\varphi/2)\right] = 2{,}2$ mm

$b_p = b - t - 2g_r = 115{,}6$ mm — Figure 5.5

$r = 5 \text{ mm} \le 5t = 25$ mm

$r = 5 \text{ mm} \le 0{,}10 b_p = 11{,}56$ mm

The influence of rounded corners on section properties may be taken into account with sufficient accuracy by reducing the properties calculated for an otherwise similar cross-section with sharp corners, using the following approximations:

Notional flat width of the flange, $b_{p,f} = b - t - 2g_r = 115{,}6$ mm

Notional flat width of the web, $b_{p,w} = h - t - 2g_r = 150{,}6$ mm

Notional flat width of the lip, $b_{p,l} = c - t/2 - g_r = 25{,}3$ mm

$$A_{g,sh} = t\left[2b_{p,f} + b_{p,w} + 2b_{p,l}\right] = 2162 \text{ mm}^2$$

$$I_{yg,sh} = 2\times\left[\frac{1}{12}b_{p,f}t^3 + b_{p,f}t(0{,}5h - 0{,}5t)^2\right] + 2\times\left[\frac{1}{12}b_{p,l}^3 t + b_{p,l}t\left(0{,}5h - (c - b_{p,l}) - 0{,}5b_{p,l}\right)^2\right] +$$

$$+\frac{1}{12}b_{p,w}^3 t = 9{,}376\times10^6 \text{ mm}^4$$

$$\delta = 0{,}43\sum_{j=1}^{n} r_j \frac{\varphi_j}{90^o} \Big/ \sum_{i=1}^{m} b_{p,i} = 0{,}02$$ — Eq. 5.22

$A_g = A_{g,sh}(1 - \delta) = 2119$ mm^2 — Eq. 5.19

$I_g = I_{g,sh}(1 - 2\delta) = 9{,}0 \times 10^6$ mm^4 — Eq. 5.20

Classification of the cross-section — Section 5.3

$$\varepsilon = \left[\frac{235}{f_y}\frac{E}{210000}\right]^{0,5} = 0{,}698$$ — Table 5.2

Flange: Internal compression parts. Part subjected to compression.

$c = b_{p,f} = 115{,}6$ mm and $c/t = 23{,}12$

For Class 2, $c/t \le 35\varepsilon = 24{,}43$, therefore the flanges are Class 2

Web: Internal compression parts. Part subjected to bending.

$c = b_{p,w} = 150{,}6$ mm and $c/t = 30{,}12$

For Class 1, $c/t \le 72\varepsilon = 50{,}26$, therefore the web is Class 1.

Lip: Outstand flanges. Part subjected to compression, tip in compression.

$c = b_{p,l} = 25{,}30$ mm and $c/t = 5{,}06$

For Class 1, $c/t \leq 9\varepsilon = 6{,}28$, therefore the lip is Class 1.

Effects of shear lag

Section 5.4.2

Shear lag in flanges may be neglected if $b_0 < L_e/50$, where b_0 is taken as the flange outstand or half the width of an internal element and L_e is the length between points of zero bending moment.

For internal elements: $b_o = (b - t)/2 = 60$ mm

The length between points of zero bending moment is: $L_e = 4000$ mm, $L_e/50 = 80$ mm

Therefore shear lag can be neglected.

Flange curling

Section 5.4.3

Flange curling can be neglected if the curling of the flange towards the neutral axis, u, is less than 5% of the depth of the profile cross-section:

EN 1993-1-3, clause 5.4 Eq. 5.3a

$$u = 2\frac{\sigma_a^2}{E^2}\frac{b_s^4}{t^2 z}$$

σ_a is mean stress in the flanges calculated with gross area (f_y=460 N/mm^2 is assumed)

b_s = is the distance between webs $= b_{p,f} + b_{p,l} = 140{,}9$ mm

$t = 5$ mm

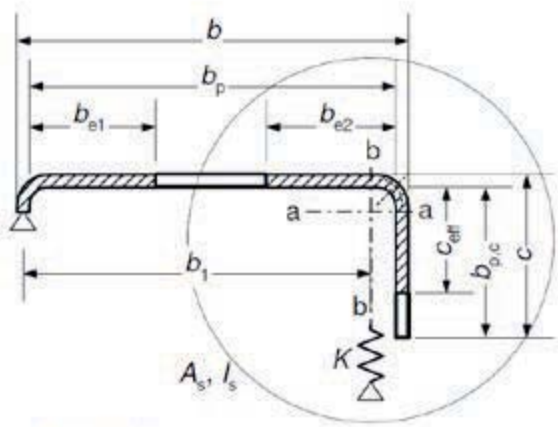
z = is the distance of the flange under consideration from neutral axis = 77,5 mm

$u = 2{,}15$ mm $< 0{,}05h = 8$ mm, therefore flange curling can be neglected.

Stiffened elements. Edge stiffeners

Distortional buckling. Plane elements with edge stiffeners

Section 5.5.1 and EN 1993-1-3, clause 5.5.3



$b/t \leq 60$
a) single edge fold

Step 1: Initial effective cross-section for the stiffener

EN 1993-1-3, clause 5.5.3.2

For flanges (as calculated before)

b =125 mm and $b_p = b_{p,f} = 115{,}6$ mm

For the lip, the effective width c_{eff} should be calculated using the corresponding buckling factor k_σ, $\bar{\lambda}_p$ and ρ expressions as follows:

$b_{p,c} = b_{p,l} = 25{,}30$ mm

$b_{p,c}/b_p = 0{,}22 < 0{,}35$ then $k_\sigma = 0{,}5$ — EN 1993-1-3, Eq. 5.13b

$$\bar{\lambda}_p = \frac{\bar{b}/t}{28{,}4\varepsilon\sqrt{k_\sigma}} = 0{,}36 \qquad (\bar{b} = 25{,}3\text{ mm})$$ — Eq. 5.3

Cold formed outstand elements: $\rho = \frac{1}{\bar{\lambda}_p} - \frac{0{,}188}{\bar{\lambda}_p^2} = 1{,}33 > 1$ then $\rho = 1{,}0$ — Eq. 5.2

$c_{eff} = \rho b_{p,c} = 25{,}30$ mm — EN 1993-1-3, Eq. 5.13a

Step 2: Reduction factor for distortional buckling

Calculation of geometric properties of effective edge stiffener section

$b_{e2} = b_{p,f} = 115{,}6$ mm

In this example, since the compressed flange is Class 2, b_{e2} already considers the whole flange and therefore $b_{e1} = 0$ is adopted.

$c_{eff} = b_{p,l} = 25{,}30$ mm

$A_s = (b_{e2} + c_{eff})t = (b_{b,f} + b_{b,l}) \times t = 704{,}5$ mm^2

Calculation of linear spring stiffness

$$K_1 = \frac{Et^3}{4(1-\upsilon^2)}\left(\frac{1}{b_1^2 h_w + b_1^3 + 0{,}5 b_1 b_2 h_w k_f}\right) = 6{,}4 \text{ N/mm}^2$$ — EN 1993-1-3, Eq. 5.10b

$b_1 = b - y_b - t/2 - r = 71{,}1$ mm (the distance from the web-to-flange junction to the gravity centre of the effective area of the edge stiffener, including the effective part of the flange b_{e2}).

$k_f = 0$ (flange 2 is in tension)

$h_w = h - 2t - 2r = 160 - 2\times5 - 2\times5 = 140$ mm

Elastic critical buckling stress for the effective stiffener section, adopting $K = K_1$

$$\sigma_{cr,s} = \frac{2\sqrt{KEI_s}}{A_s} = 565{,}8 \text{ N/mm}^2$$ — EN 1993-1-3, Eq. 5.15

Reduction factor χ_d for distortional buckling

$$\bar{\lambda}_d = \sqrt{f_{yb}/\sigma_{cr,s}} = 0{,}90$$ — EN 1993-1-3, Eq. 5.12d

$0{,}65 < \bar{\lambda}_d < 1{,}38$ then $\chi_d = 1{,}47 - 0{,}723\bar{\lambda}_d = 0{,}82$ — EN 1993-1-3, Eq. 5.12b

Reduced area and thickness of effective stiffener section, considering that $\sigma_{com,Ed} = f_{yb}/\gamma_{M0}$

$$A_{s,red} = \chi_d A_s \frac{f_{yb}/\gamma_{M0}}{\sigma_{com,Ed}} = 576{,}4 \text{ mm}^2$$ — EN 1993-1-3, Eq. 5.17

$t_{red} = tA_{s,red}/A_s = 4{,}1$ mm

Calculation of effective section properties with distortional buckling effect

$$A_{g,sh} = t\left[b_{p,f} + b_{p,w} + b_{p,l}\right] + t_{red}\left[b_{p,f} + b_{p,l}\right] = 2034{,}0 \text{ mm}^2$$

$$\delta = 0{,}43\sum_{j=1}^{n} r_j \frac{\varphi_j}{90^o} / \sum_{i=1}^{m} b_{p,i} = 0{,}02$$ — Eq. 5.22

$A_g = A_{g,sh}(1-\delta) = 1993{,}3$ mm^2 — Eq. 5.19

The new e_{eff}, adopting distances from the centroid of the web, positive downwards:

$$e_{\text{eff}} = \frac{-b_{\text{p,f}}t_{\text{red}}\left(0,5h-0,5t_{\text{red}}\right)+b_{\text{p,f}}t\left(0,5h-0,5t\right)-b_{\text{p,l}}t_{\text{red}}\left(0,5h-0,5t-g_{\text{r}}-0,5b_{\text{p,l}}\right)}{A_{\text{g,sh}}}$$

$$+\frac{b_{\text{p,l}}t\left(0,5h-0,5t-g_{\text{r}}-0,5b_{\text{p,l}}\right)+b_{\text{p,l}}0}{A_{\text{g,sh}}} = 4,7 \text{ mm}$$

$I_{\text{y,g,sh}}=$

$$\frac{1}{12}b_{\text{p,f}}t_{\text{tred}}^3+b_{\text{p,f}}t_{\text{red}}(0,5h-0,5t_{\text{red}}+e_{\text{eff}})^2+\frac{1}{12}b_{\text{p,l}}^3t_{\text{red}}+b_{\text{p,l}}t_{\text{red}}\left(0,5h-0,5t-g_{\text{r}}-0,5b_{\text{p,l}}+e_{\text{eff}}\right)^2$$

$$+\frac{1}{12}b_{\text{p,f}}t^3+b_{\text{p,f}}t(0,5h-0,5t-e_{\text{eff}})^2+\frac{1}{12}b_{\text{p,l}}^3t+b_{\text{p,l}}t\left(0,5h-0,5t-g_{\text{r}}-0,5b_{\text{p,l}}-e_{\text{eff}}\right)^2$$

$$+\frac{1}{12}b_{\text{p,w}}^3t+b_{\text{p,w}}t(e_{eff})^2 = 8,64\times10^6\,\text{mm}^4$$

$I_{\text{y,g}} = I_{\text{y,g,sh}}\,(1-2\delta) = 8,297\times10^6$ mm^4 — Eq. 5.20

$z_{\max} = h/2 + e_{\text{eff}} = 160/2 + 4,7 = 84,7$ mm (distance from the top fibre to the neutral axis)

$W_{\text{y,g}} = I_{\text{y,g}} / z_{\max} = 97,95\times10^3$ mm^3

Resistance of cross-section — Section 5.7

Cross-section subject to bending moment — Section 5.7.4

$M_{\text{c,Rd}} = W_{\text{pl}}f_{\text{y}} / \gamma_{\text{M0}} = 41,0$ kNm — Eq. 5.29

Design bending moment $M_{\text{Ed}} = 14,4$ kNm, therefore cross-section moment resistance is OK.

Cross-section subject to shear — Section 5.7.5

$A_{\text{v}} = 800$ mm^2

$V_{\text{pl,Rd}} = A_{\text{v}}\left(f_{\text{y}}/\sqrt{3}\right)/\gamma_{\text{M0}} = 193,15$ kN — Eq. 5.32

Design shear force $V_{\text{Ed}} = 14,4$ kN, therefore cross-section shear resistance is OK

Cross-section subjected to combination of loads — Section 5.7.6

$V_{\text{Ed}} = 14,4$ kN $> 0,5V_{\text{pl,Rd}} = 96,57$ kN

Therefore, there is no need to take into account interaction between bending moment and shear force.

Flexural members — Section 6.4

Lateral-torsional buckling — Section 6.4.2

$M_{\text{b,Rd}} = \chi_{\text{LT}}W_{\text{y}}f_{\text{y}}/\gamma_{\text{M1}}$ — Eq. 6.13

$$\chi_{\text{LT}} = \frac{1}{\phi_{\text{LT}}+\left[\phi_{\text{LT}}^{\ 2}-\bar{\lambda}_{\text{LT}}^{\ 2}\right]^{0,5}} \le 1$$ — Eq. 6.14

$$\phi_{\text{LT}} = 0,5\left(1+\alpha_{\text{LT}}\left(\bar{\lambda}_{\text{LT}}-0,4\right)+\bar{\lambda}_{\text{LT}}^{\ 2}\right)$$ — Eq. 6.15

$$\bar{\lambda}_{\text{LT}} = \sqrt{\frac{W_{\text{y}}f_{\text{y}}}{M_{\text{cr}}}}$$ — Eq. 6.16

$\alpha_{\text{LT}} = 0,34$ for cold-formed sections

Determination of the elastic critical moment for lateral-torsional buckling

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 EI_z}{(kL)^2}\left(\sqrt{\left(\frac{k}{k_w}\right)^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{(k\,L)^2 GI_t}{\pi^2 EI_z} + (C_2 z_g)^2} - C_2 z_g\right)$$ Eq. E.1

For simply supported beams with uniform distributed load: C_1 = 1,13, and C_2 = 0,454 Table E.2

Assuming normal conditions of restraint at each end: $k = k_w = 1$

z_a is the coordinate of point load application

z_s is the coordinate of the shear centre

$z_g = z_a - z_s = h/2 = 80$ mm

y_G = distance from the central axis of the web to the gravity centre

$$y_G = \frac{2b_{p,f}t(g_r + 0,5b_{p,f}) + 2b_{p,l}t(b - 0,5t)}{A_s} = 46,4 \text{ mm}$$

$I_{z,sh} = 4,590\times10^6$ mm^4

$I_{t,sh} = 18,02\times10^3$ mm^4

$I_{w,sh} = 23,19\times10^9$ mm^6

$I_z = I_{z,sh}\,(1–2\delta) = 4,406\times10^6$ mm^4

$I_t = I_{t,sh}\,(1–2\delta) = 17,30\times10^3$ mm^4

$I_w = I_{w,sh}\,(1–4\delta) = 21,33\times10^9$ mm^6

Then, $$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 EI_z}{(kL)^2}\left(\sqrt{\left(\frac{k}{k_w}\right)^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{(k\,L)^2 GI_t}{\pi^2 EI_z} + (C_2 z_g)^2} - (C_2 z_g)\right) = 34,76 \text{ kNm}$$ Eq. E.1

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_{y,g} f_y}{M_{cr}}} = 1,14$$ ($W_{y,g} = 97,95\times10^3$ mm^3, compression flange) Eq. 6.16

$$\phi_{LT} = 0,5\left(1 + \alpha_{LT}\left(\bar{\lambda}_{LT} - 0,4\right) + \bar{\lambda}_{LT}^{\,2}\right) = 1,27$$ Eq. 6.15

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \left[\phi_{LT}^{\,2} - \bar{\lambda}_{LT}^{\,2}\right]^{0,5}} = 0,54$$ Eq. 6.14

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} W_y f_y / \gamma_{M1} = 22,21 \text{ kNm}$$ Eq. 6.13

Design moment $M_{Ed} = 14,4$ kNm, therefore lateral torsional buckling resistance OK.

Note: As the load is not applied through the shear centre of the channel, it is also necessary to check the interaction between the torsional resistance of the cross-section and the lateral torsional buckling resistance of the member.

Shear buckling resistance Section 6.4.3

The shear buckling resistance only requires checking when $h_w / t \geq 56,2\varepsilon/\eta$ for an unstiffened web. Eq. 6.20

The recommended value for η = 1,20.

$h_w / t = (h - 2t - 2r)/t = 140/5 = 28,0$, $56,2\varepsilon/\eta = 32,67$, therefore no further check required.

Deflections — Section 6.4.6

Deflections should be determined for the load combination at the relevant Serviceability Limit State, with:

Load factors γ_G = 1,00 (permanent loads) and γ_Q = 1,00 (variable loads) — EN 1991

Permanent actions (G): 2 kN/m^2 and Variable actions (Q): 3 kN/m^2

Load case to be considered at SLS, assuming distance between adjacent beams is 1,0 m :

$$q = \sum_j \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} = 5{,}0 \text{ kN/m}$$ — EN 1991

The deflection of elastic beams may be estimated by standard structural theory, except that the secant modulus of elasticity should be used instead of the modulus of elasticity:

$$E_S = \frac{(E_{S1} + E_{S2})}{2}$$ — Eq. 6.52

where:
E_{S1} is the secant modulus corresponding to the stress in the tension flange and
E_{S2} is the secant modulus corresponding to the stress in the compression flange

E_{S1} and E_{S2} for the appropriate serviceability design stress can be estimated as follows:

$$E_{S,i} = \frac{E}{1 + 0{,}002 \dfrac{E}{\sigma_{i,Ed,ser}} \left(\dfrac{\sigma_{i,Ed,ser}}{f_y} \right)^n} \quad \text{and} \quad i = 1,2$$ — Eq. 6.53

where:
$\sigma_{i,Ed,ser}$ is the serviceability design stress in the tension or compression flange
n is the Ramberg Osgood parameter; for austenitic stainless steel 1.4401, n = 7. — Table 6.4

The non-linear stainless steel stress-strain relationship means that the modulus of elasticity varies within the cross-section and along the length of a member. As a simplification, the variation of E_S along the length of the member may be neglected and the minimum value of E_S for that member (corresponding to the maximum values of the stresses σ_1 and σ_2 in the member) may be used throughout its length.

The stresses in the tension and compression flanges are the following:

Compression flange:

$$\sigma_{Ed,ser,1} = \frac{M_{Ed,max}}{W_{y,sup}} = 102{,}1 \text{ MPa} \quad \text{and} \quad E_{S1} = 199979{,}2 \text{ MPa}$$ — Eq. 6.53

with $M_{Ed,max}$ = 10 kNm and W_y = 97,95×10^3 mm^3

Tension flange:

$$\sigma_{Ed,ser,2} = \frac{M_{Ed,max}}{W_{y,inf}} = 100{,}8 \text{ MPa} \quad \text{and} \quad E_{S2} = 199980{,}8 \text{ MPa}$$

with $M_{Ed,max}$ = 10 kNm and W_y = 99,24×10^3 mm^3

And therefore: E_S = 199980,0 MPa — Eq. 6.52

The maximum deflection can be estimated by standard structural theory assuming the secant modulus of elasticity:

$$d_{max} = \frac{5ql^4}{384 E_S I_y}$$

Since I_y = 8,297×10^6 mm^4, q = 5,0 kN/m and l = 4,0 m — Sheets 1 & 5

$$d_{max} = 10{,}0 \text{ mm}$$

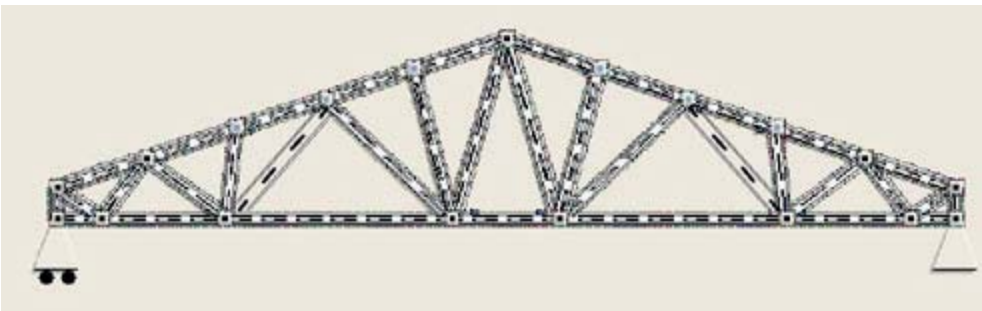
DESIGN EXAMPLE 13 - HOLLOW SECTION LATTICE GIRDER

The lattice girder supports roof glazing and is made of square and rectangular hollow sections of grade 1.4301 stainless steel; a comparison is made between material in two strength levels - the annealed condition (f_y=210 N/mm^2) and in the cold worked condition (strength level CP500, f_y = 460 N/mm^2). Calculations are performed at the ultimate limit state and then at the fire limit state for a fire duration of 30 minutes. For the CP500 material, the reduction factors for the mechanical properties at elevated temperatures are calculated according to Section 8.2.

The structural analysis was carried out using the FE-program WINRAMI marketed by Finnish Constructional Steelwork Association (FCSA) (www.terasrakenneyhdistys.fi). The WINRAMI design environment includes square, rectangular and circular hollow sections for stainless steel structural analysis. WINRAMI solves the member forces, deflections and member resistances for room temperature and structural fire design and also joint resistance at room temperature (it also checks all the geometrical restraints of truss girder joints). In the example, the chord members are modelled as continuous beams and the diagonal members as hinge jointed. According to EN 1993-1-1, the buckling lengths for the chord and diagonal members could be taken as 0,9 times and 0,75 times the distance between nodal points respectively, but in this example conservatively the distance between nodal points has been used as the buckling length. The member forces were calculated by using WINRAMI with profile sizes based on the annealed strength condition. These member forces were used for both the annealed and CP500 girders.

This example focuses on checking 3 members: mainly axial tension loaded lower chord (member 0), axial compression loaded diagonal (member 31) and combination of axial compression and bending loaded upper chord member (member 5). The weight of the girders is also compared.

The welded joints should be designed according to the Section 7.4, which is not included in this example.



Annealed : lower chord 100x60x4, upper chord 80x80x5, corner vertical 60x60x5 diagonals from left to middle: 50x50x3, 50x50x3, 40x40x3, 40x40x3, 40x40x3,40x40x3, 40x40x3.
CP500 : lower chord 60x40x4, upper chord 70x70x4, corner vertical 60x60x5, all diagonals 40x40x3.

Span length 15 m, height in the middle 3,13 m, height at the corner 0,5 m.
Weight of girders: Annealed: 407 kg, CP500 307 kg. The weight is not fully optimised.

Actions

Assuming the girder carries equally distributed snow load, glazing and its support structures and weight of girder :

Permanent actions (G): Load of glazing and supports 1 kN/m^2

Dead load of girder (WINRAMI calculates the weight)

Variable actions (Q): Snow load 2 kN/m^2

Load case 1 to be considered (ultimate limit state): $\sum_j \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1}$ — EN 1990

Load case 2 to be considered (fire situation): $\sum_j \gamma_{GA,j} G_{k,j} + \gamma_{\psi 1,1} Q_{k,1}$

Ultimate limit state (room temperature design)	Fire design
$\gamma_{G,j} = 1{,}35$ (unfavourable effects)	$\gamma_{GA,j} = 1{,}0$
$\gamma_{Q,1} = 1{,}5$	$\gamma_{\psi 1,1} = 0{,}2$

EN 1990
EN 1991-1-2

(Recommended partial factors for actions shall be used in this example)

Factored actions for ultimate limit state:

Permanent action: Load on nodal points: 1,35 x 4,1 kN

Self weight of girder (is included by WINRAMI)

Variable action Load from snow: 1,5 x 8,1 kN

Forces at critical members are:

Forces are determined by the model using profiles in the annealed strength condition

Lower chord member, member 0

Annealed: 100x60x4 mm, CP500: 60x40x4 mm

$N_{t,Ed} = 142{,}2$ kN, $N_{t,fi,Ed} = 46{,}9$ kN

$M_{max,Ed} = 0{,}672$ kNm, $M_{max,fire,Ed} = 0{,}245$ kNm

Upper chord member, member 5

Annealed: 80x80x5 mm, CP500: 70x70x4 mm

$N_{c,Ed} = -149{,}1$ kN, $N_{c,fire,Ed} = -49{,}2$ kN

$M_{max,Ed} = 2{,}149$ kNm, $M_{max,fire,Ed} = 0{,}731$ kNm

Diagonal member, member 31

Annealed: 50x50x3mm, CP500: 40x40x3 mm

$N_{c,Ed} = -65{,}9$ kN, $N_{c,fire,Ed} = -21{,}7$ kN

Material properties

Use material grade 1.4301.

Annealed:	$f_y = 210$ N/mm^2	$f_u = 520$ N/mm^2	$E = 200000$ N/mm^2	Table 2.2
CP500:	$f_y = 460$ N/mm^2	$f_u = 650$ N/mm^2	$E = 200000$ N/mm^2	Table 2.3

Partial factors

Table 4.1 and Section 8.1

The following partial factors are used throughout the design example:

$\gamma_{M0} = 1{,}1$, $\gamma_{M1} = 1{,}1$, $\gamma_{M,fi} = 1{,}0$

Cross-section properties: Annealed

Member 0:	$A = 1175$ mm^2			$W_{pl,y} = 37{,}93\times10^3$ mm^3
Member 5:	$A = 1436$ mm^2	$I_y = 131{,}44\times10^4$ mm^4	$i_y = 30{,}3$ mm	$W_{pl,y} = 39{,}74\times10^3$ mm^3
Member 31:	$A = 541$ mm^2	$I_y = 19{,}47\times10^4$ mm^4	$i_y = 19$ mm	$W_{pl,y} = 9{,}39\times10^3$ mm^3

Cross-section properties: CP500

Member 0:	A = 695 mm			$W_{pl,y}$ = 13,16×10^3 mm^3
Member 5:	A = 1015 mm^2	I_y = 72,12×10^4 mm^4	i_y = 26,7 mm	$W_{pl,y}$ = 24,76×10^3 mm^3
Member 31:	A = 421 mm^2	I_y = 9,32×10^4 mm^4	i_y = 14,9 mm	$W_{pl,y}$ = 5,72×10^3 mm^3

Classification of the cross-section of member 5 and member 31

Annealed : ε = 1,03 CP500 : ε = 0,698 — Table 5.2

Annealed 80x80x5 : c = 80 – 15 = 65 mm CP500 70x70x4 : c = 70 – 12 = 58 mm

Annealed 50x50x3 : c = 50 – 9 = 41 mm CP500 40x40x3 : c = 40 – 9 = 31 mm

Flange/web subject to compression: — Table 5.2

Annealed 80x80x5 : c/t = 13 CP500 70x70x4 : c/t = 14,5

Annealed 50x50x3 : c/t = 13,7 CP500 40x40x3 : c/t = 10,3

For Class 1, $\frac{c}{t} \leq 33{,}0\varepsilon$, therefore both profiles are classified as Class 1

LOWER CHORD MEMBER, DESIGN IN ROOM AND FIRE TEMPERATURE (Member 0)

A) Room temperature design

Tension resistance of cross-section — Section 5.7.2

$N_{pl,Rd} = A_g f_y / \gamma_{M0}$ — Eq. 5.23

Annealed : $N_{pl,Rd}$ = 1175 ×210 / 1,1 = 224,3 kN > 142,2 kN OK.

CP500 : $N_{pl,Rd}$ = 695 × 460 / 1,1 = 290,6 kN > 142,2 kN OK.

Moment resistance of cross-section — Sec. 5.7.4

$M_{c,Rd} = W_{pl} f_y / \gamma_{M0}$ — Eq. 5.29

Annealed : $M_{c,Rd} = \frac{37{,}93 \times 10^3 \times 210}{1{,}1 \times 10^6}$ = 7,24 kNm > 0,672 kNm OK.

CP500 : $M_{c,Rd} = \frac{13{,}16 \times 10^3 \times 460}{1{,}1 \times 10^6}$ = 5,50 kNm > 0,672 kNm OK.

Axial tension and bending moment interaction

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} \leq 1$$ — Eq. 6.55

Annealed : $\frac{142{,}2}{224{,}3} + \frac{0{,}672}{7{,}24} = 0{,}73 \leq 1$ OK.

CP500 : $\frac{142{,}2}{290{,}6} + \frac{0{,}672}{5{,}50} = 0{,}61 \leq 1$ OK.

B) Fire temperature design

ε_{res} = 0,4 — Section 8.4.4

Steel temperature for 100x60x4 after 30 min fire for A_m/V = 275 m^{-1}: θ = 833 °C

Steel temperature for 60x40x4 after 30 min fire for A_m/V = 290 m^{-1}: θ = 834 °C

Conservatively take θ = 834 °C.

Annealed :
The values for the reduction factors at 834 °C are obtained by linear interpolation: — Section 8.2 Table 8.1

$k_{2,\theta} = f_{2,\theta}/f_y = 0{,}292$, but $f_{2,\theta} \le f_{u,\theta}$

$k_{u,\theta} = f_{u,\theta}/f_u = 0{,}209$

$f_{2,\theta} = 0{,}292 \times 210 = 61{,}3$ and $f_{u,\theta} = 0{,}209 \times 520 = 108{,}7$, therefore $f_{2,\theta} \le f_{u,\theta}$

CP500 :
For material in the cold worked condition for $\theta \ge 800$ °C: — Section 8.2 Table 8.1

$k_{2,\theta,CF} = f_{2,\theta,CF}/f_y = 0{,}9k_{2,\theta} = 0{,}9f_{2,\theta}/f_y = 0{,}9\times0{,}292 = 0{,}263$, but $f_{2,\theta,CF} \le f_{u,\theta,CF}$

$k_{u,\theta,CF} = k_{u,\theta} = f_{u,\theta,CF}/f_u = 0{,}209$

$f_{2,\theta,CF} = 0{,}263 \times 460 = 121{,}0$ and $f_{u,\theta,CF} = 0{,}209 \times 650 = 135{,}9$, therefore $f_{2,\theta,CF} \le f_{u,\theta,CF}$

Tension resistance of cross-section

$N_{fi,\theta,Rd} = k_{2,\theta} N_{Rd} [\gamma_{M0} / \gamma_{M,fi}]$ — Eq. 8.8

Annealed : $N_{fi,\theta,Rd} = 0{,}292\times224{,}3\times1{,}1/1{,}0 = 72{,}0$ kN > 46,9 kN OK.

CP500 : $N_{fi,\theta,Rd} = 0{,}263\times290{,}6\times1{,}1/1{,}0 = 84{,}1$ kN > 46,9 kN OK.

Moment resistance of cross-section

$M_{fi,\theta,Rd} = k_{2,\theta} M_{Rd} \left[\gamma_{M0} / \gamma_{M,fi}\right]$ — Eq. 8.15

Annealed : $M_{fi,\theta,Rd} = 0{,}292\times7{,}24\times1{,}1/1{,}0 = 2{,}33$ kNm > 0,245 kNm OK.

CP500 : $M_{fi,\theta,Rd} = 0{,}263\times5{,}50\times1{,}1/1{,}0 = 1{,}59$ kNm > 0,245 kNm OK.

Axial tension and bending moment interaction

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} \le 1$$

Annealed $\frac{46{,}9}{72{,}0} + \frac{0{,}245}{2{,}33} = 0{,}75 \le 1$ OK — Eq. 6.55

CP500 : $\frac{46{,}9}{84{,}1} + \frac{0{,}245}{1{,}59} = 0{,}71 \le 1$ OK.

DIAGONAL MEMBER DESIGN IN ROOM AND FIRE TEMPERATURE — (Member 31)

Buckling length = 1253 mm

A) Room temperature design

$N_{b,Rd} = \chi A f_y / \gamma_{M1}$ — Eq. 6.2

Annealed :

$$\bar{\lambda} = \frac{L_{cr}}{i}\frac{1}{\pi}\sqrt{(f_y/E)} = \frac{1253}{19}\frac{1}{\pi}\sqrt{(210/200000)} = 0{,}680$$ — Eq. 6.6

$$\phi = 0{,}5(1+\alpha(\bar{\lambda}-\bar{\lambda}_0)+\bar{\lambda}^2) = 0{,}5\times(1+0{,}49\times(0{,}680 - 0{,}3)+0{,}680^2) = 0{,}824$$ — Eq. 6.5 Table 6.1

$$\chi = \frac{1}{\phi+\sqrt{(\phi^2-\bar{\lambda}^2)}} = \frac{1}{0{,}824+\sqrt{(0{,}824^2-0{,}680^2)}} = 0{,}776$$ — Eq. 6.4

$N_{b,Rd} = 0{,}776 \times 541 \times 210 / 1{,}1 = 80{,}1$ kN > 65,9 kN OK.

CP500 :

$$\bar{\lambda} = \frac{L_{cr}}{i}\frac{1}{\pi}\sqrt{(f_y / E)} = \frac{1253}{14,9} \times \frac{1}{\pi} \times \sqrt{(460 / 200000)} = 1,284$$ Eq. 6.6

$$\phi = 0,5(1 + \alpha(\bar{\lambda} - \bar{\lambda}_0) + \bar{\lambda}^2) = 0,5\times(1+0,49\times(1,284-0,3)+1,284^2) = 1,565$$ Eq. 6.5 Table 6.1

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{(\phi^2 - \bar{\lambda}^2)}} = \frac{1}{1,565 + \sqrt{(1,565^2 - 1,284^2)}} = 0,407$$ Eq. 6.4

$N_{b,Rd}$ = 0,407×421 × 460 /1,1 = 71,7 kN > 65,9 kN OK.

B) Fire temperature design

ε_{res} = 0,4 — Section 8.4.4

Steel temperature for 80x80x5 after 30 min fire for A_m/V = 220 m^{-1}: θ = 830 °C

Steel temperature for 70x70x5 after 30 min fire for A_m/V = 225 m^{-1}: θ = 831 °C

Conservatively take θ = 831 °C.

Annealed :

The values for the reduction factors at 831 °C are obtained by linear interpolation: — Section 8.2 Table 8.1

$k_{p0,2,\theta}$ = 0,219 and $k_{E,\theta}$ = 0,574

Cross-section classification — Section 8.3.2

$$\varepsilon_\theta = \varepsilon\left[\frac{k_{E,\theta}}{k_{y,\theta}}\right]^{0,5} = 1,03\times\left[\frac{0,574}{0,219}\right]^{0,5} = 1,67$$ Eq. 8.6

Class 1 sections: $c/t \le 33,0\ \varepsilon_\theta$ = 33,0×1,67 = 55,1

Class 1, c/t = 13, therefore profile is classified as Class 1.

CP500 :

For material in the cold worked condition for $\theta \ge$ 800 °C: — Section 8.2 Table 8.1

$k_{p0,2,\theta,CF} = 0,8k_{p0,2,\theta}$ = 0,8×0,219 = 0,175

$k_{E,\theta,CF} = k_{E,\theta}$ = 0,574

Cross-section classification — Section 8.3.2

$$\varepsilon_\theta = \varepsilon\left[\frac{k_{E,\theta}}{k_{y,\theta}}\right]^{0,5} = 0,698\times\left[\frac{0,574}{0,175}\right]^{0,5} = 1,26$$ Eq. 8.6

Class 1 sections: $c/t \le 33,0\ \varepsilon_\theta$ = 33,0×1,26 = 41,6

Class 1, c/t = 14,5, therefore profile is classified as Class 1.

$N_{b,fi,t,Rd} = \chi_{fi} A k_{p0,2,\theta} f_y / \gamma_{M,fi}$ as both profiles are classified as Class 1. — Eq. 8.10

Annealed :

$$\bar{\lambda}_\theta = \bar{\lambda}\sqrt{(k_{p0,2,\theta} / k_{E,\theta})} = 0,680\times\sqrt{(0,219 / 0,574)} = 0,420$$ Eq. 8.14

$$\phi_\theta = 0,5(1 + \alpha(\bar{\lambda}_\theta - \bar{\lambda}_0) + \bar{\lambda}_\theta^2) = 0,5\times(1+0,49\times(0,420-0,3)+0,420^2) = 0,618$$ Eq. 8.13

$$\chi_{fi} = \frac{1}{\phi_\theta + \sqrt{(\phi_\theta^2 - \overline{\lambda}_\theta^2)}} = \frac{1}{0,618 + \sqrt{(0,618^2 - 0,420^2)}} = 0,933$$ Eq. 8.12

$N_{b,fi,t,Rd}$ = 0,933×541 ×0,219×210 /1,0 = 23,2 kN > 21,7 kN OK.

CP500 :

$$\overline{\lambda}_\theta = \overline{\lambda}\sqrt{(k_{p0,2,\theta,CF} / k_{E,\theta,CF})} = 1,284 \times \sqrt{(0,175 / 0,574)} = 0,709$$ Eq. 8.14

$$\phi_\theta = 0,5(1 + \alpha(\overline{\lambda}_\theta - \overline{\lambda}_0) + \overline{\lambda}_\theta^2) = 0,5\times (1+0,49\times (0,709-0,3)+0,709^2) = 0,852$$ Eq. 8.13

$$\chi_{fi} = \frac{1}{\phi_\theta + \sqrt{(\phi_\theta^2 - \overline{\lambda}_\theta^2)}} = \frac{1}{0,852 + \sqrt{(0,852^2 - 0,709^2)}} = 0,755$$ Eq. 8.12

$N_{b,fi,t,Rd}$ = 0,755×421 ×0,175×460 /1,0 = 25,6 kN > 21,7 kN OK.

UPPER CHORD MEMBER DESIGN IN ROOM AND FIRE TEMPERATURE (Member 5)

Buckling length = 1536 mm

A) Room temperature design

$$\frac{N_{Ed}}{(N_{b,Rd})_{min}} + k_y\left(\frac{M_{y,Ed} + N_{Ed}e_{Ny}}{\beta_{W,y}W_{pl,y}f_y / \gamma_{M1}}\right) \le 1,0$$ Eq. 6.56

Annealed *:*

$\beta_{W,y}$ = 1,0 Class 1 cross-section — Sec. 6.5.2

$k_y = 1+D_1(\overline{\lambda}_y - D_2)N_{Ed}/N_{b,Rd,y}$, but $k_y \le 1+ D_1(D_3 - D_2)N_{Ed}/N_{b,Rd,y}$ — Eq. 6.63

Where D_1 = 2,0, D_2 = 0,3 and D_3 = 1,3 — Table 6.6

$$\overline{\lambda} = \frac{L_{cr}}{i}\frac{1}{\pi}\sqrt{(f_y / E)} = \frac{1536}{30,3}\times\frac{1}{\pi}\times\sqrt{(210 / 200000)} = 0,523$$ Eq. 6.6

$$\phi = 0,5(1 + \alpha(\overline{\lambda} - \overline{\lambda}_0) + \overline{\lambda}^2) = 0,5\times(1+0,49\times(0,523-0,3)+0,523^2) = 0,691$$ Eq. 6.5

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{(\phi^2 - \overline{\lambda}^2)}} = \frac{1}{0,691 + \sqrt{(0,691^2 - 0,523^2)}} = 0,875$$ Eq. 6.4

$N_{b,Rd,y}$ = 0,875×1436 ×210 /1,1 = 239,9 kN > 149,1 kN — Eq. 6.2

k_y = 1,0+2,0×(0,523 - 0,30)×149,1/239,9 = 1,277 — Table 6.6

$k_y \le$ 1,0+2,0×(1,3 -0,30)×149,1/239,9 = 2,243, therefore, k_y = 1,277

$$\frac{149,1}{239,9} + 1,277\times\left(\frac{2,149\times 1000^2}{1,0\times 39,74\times 10^3\times 210/1,1}\right) = 0,98 < 1,0 \text{ OK.}$$ Eq. 6.56

CP500

$\beta_{W,y}$ = 1,0 Class 1 cross-section — Sec. 6.5.2

$$\overline{\lambda} = \frac{L_{cr}}{i}\frac{1}{\pi}\sqrt{(f_y / E)} = \frac{1536}{26,7}\times\frac{1}{\pi}\times\sqrt{(460 / 200000)} = 0,878$$ Eq. 6.6

$$\phi = 0,5(1 + \alpha(\overline{\lambda} - \overline{\lambda}_0) + \overline{\lambda}^2) = 0,5\times(1+0,49\times(0,878-0,3)+0,878^2) = 1,027$$ Eq. 6.5

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{(\phi^2 - \overline{\lambda}^2)}} = \frac{1}{1{,}027 + \sqrt{(1{,}027^2 - 0{,}878^2)}} = 0{,}641$$ Eq. 6.4

$N_{b,Rd,y}$ = 0,641×1015 ×460 /1,1 = 272,1 kN > 149,1 kN Eq. 6.2

k_y = 1,0+2×(0,878 - 0,30)×149,1/272,1 = 1,633 Table 6.6

$k_y \leq$ 1,0+2,0×(1,3 - 0,30)×149,1/272,1 = 2,096, therefore k_y = 1,633

$$\frac{149{,}1}{272{,}1} + 1{,}633 \times \left(\frac{2{,}149 \times 1000^2}{1{,}0 \times 24{,}76 \times 10^3 \times 460 / 1{,}1} \right) = 0{,}89 < 1{,}0 \text{ OK.}$$ Eq. 6.56

B) Fire temperature design

ε_{res} = 0,4 Section 8.4.4

Steel temperature for 50x50x3 after 30 min fire for A_m/V = 370 m^{-1}: θ = 836 °C

Steel temperature for 40x40x3 after 30 min fire for A_m/V = 380 m^{-1}: θ = 836 °C

Annealed :

The values for the reduction factors at 836 °C are obtained by linear interpolation: Section 8.2 Table 8.1

$k_{p0,2,\theta}$ = 0,214

$k_{2,\theta} = f_{2,\theta}/f_y$ = 0,289, but $f_{2,\theta} \leq f_{u,\theta}$

$k_{u,\theta} = f_{u,\theta}/f_u$ = 0,207

$f_{2,\theta}$ = 0,289 × 210 = 60,7 and $f_{u,\theta}$ = 0,207 × 520 = 107,6, therefore $f_{2,\theta} \leq f_{u,\theta}$

$k_{E,\theta}$ = 0,565

Cross-section classification Section 8.3.2

$$\varepsilon_\theta = \varepsilon \left[\frac{k_{E,\theta}}{k_{y,\theta}} \right]^{0,5} = 1{,}03 \times \left[\frac{0{,}565}{0{,}214} \right]^{0,5} = 1{,}67$$ Eq. 8.6

Class 1 sections: $c/t \leq 33{,}0\ \varepsilon_\theta$ = 33,0×1,67 = 55,1

Class 1, c/t = 13,7, therefore profile is classified as Class 1.

CP500 :

For material in the cold worked condition for θ ≥ 800 °C: Section 8.2 Table 8.1

$k_{p0,2,\theta,CF} = 0{,}8 k_{p0,2,\theta}$ = 0,8×0,214 = 0,171

$k_{2,\theta,CF} = f_{2,\theta,CF}/f_y = 0{,}9 k_{2,\theta} = 0{,}9 f_{2,\theta}/f_y$ = 0,9×0,289 = 0,260, but $f_{2,\theta,CF} \leq f_{u,\theta,CF}$

$k_{u,\theta,CF} = k_{u,\theta} = f_{u,\theta,CF}/f_u$ = 0,207

$f_{2,\theta,CF}$ = 0,260 × 460 = 94,8 and $f_{u,\theta,CF}$ = 0,207 × 650 = 134,6, therefore $f_{2,\theta,CF} \leq f_{u,\theta,CF}$

$k_{E,\theta,CF} = k_{E,\theta}$ = 0,565

Cross-section classification Section 8.3.2

$$\varepsilon_\theta = \varepsilon \left[\frac{k_{E,\theta}}{k_{y,\theta}} \right]^{0,5} = 0{,}698 \times \left[\frac{0{,}565}{0{,}171} \right]^{0,5} = 1{,}27$$ Eq. 8.6

Class 1 sections: $c/t \leq 33{,}0\ \varepsilon_\theta$ = 33,0×1,27 = 41,9

Class 1, c/t = 10,3 < 41,9, therefore profile is classified as Class 1.

$$\frac{N_{\text{fi,Ed}}}{\chi_{\text{min,fi}} A_{\text{g}} k_{\text{p0,2,}\theta} \dfrac{f_{\text{y}}}{\gamma_{\text{M,fi}}}} + \frac{k_{\text{y}} M_{\text{y,fi,Ed}}}{M_{\text{y,fi,}\theta\text{,Rd}}} \leq 1{,}0$$ as both profiles are classified as Class 1. — Eq. 8.26

Annealed :

$$\bar{\lambda}_{\theta} = \bar{\lambda}\sqrt{(k_{\text{p0,2,}\theta} / k_{\text{E,}\theta})} = 0{,}523 \times \sqrt{(0{,}214 / 0{,}565)} = 0{,}322$$ — Eq. 8.14

$$\phi_{\theta} = 0{,}5(1 + \alpha(\bar{\lambda}_{\theta} - \bar{\lambda}_{0}) + \bar{\lambda}_{\theta}^{2}) = 0{,}5\times(1+0{,}49\times(0{,}322-0{,}3)+0{,}322^2) = 0{,}557$$ — Eq. 8.13

$$\chi_{\text{fi}} = \frac{1}{\phi_{\theta} + \sqrt{(\phi_{\theta}^{2} - \bar{\lambda}_{\theta}^{2})}} = \frac{1}{0{,}557 + \sqrt{(0{,}557^{2} - 0{,}322^{2})}} = 0{,}989$$ — Eq. 8.12

$$k_{\text{y}} = 1 - \frac{\mu_{\text{y}} N_{\text{fi,Ed}}}{\chi_{\text{y,fi}} A_{\text{g}} k_{\text{p0,2,}\theta} f_{\text{y}} / \gamma_{\text{M,fi}}} \leq 3$$ — Eq. 8.30

$$\mu_{y} = (1{,}2\beta_{\text{M,y}} - 3)\bar{\lambda}_{\text{y,}\theta} + 0{,}44\beta_{\text{M,y}} - 0{,}29 \leq 0{,}8$$ — Eq. 8.31

$\chi_{\text{min,fi}} A_{\text{g}} k_{\text{p0,2,}\theta} f_{y} / \gamma_{\text{M,fi}}$ =0,989×1436 × 0,214×210 /1,0 = 63,8 kN > 49,2 kN OK. — Eq. 8.26

$M_{\text{y,fi,}\theta\text{,Rd}} = k_{2,\theta}[\gamma_{\text{M0}}/\gamma_{\text{M,fi}}]M_{\text{Rd}}$ = 0,289×1,1/1,0×39,74×10³×210/1000² = 2,65 kNm >0,731 kNm OK. — Eq. 8.15

ψ = -0,487 /0,731 = -0,666 — Table 8.3

$\beta_{\text{M,y}}$ = 1,8-0,7ψ = 2,266

μ_{y} = (1,2×2,266-3) ×0,322 + 0,44×2,266 – 0,29 = 0,617 < 0,8

k_{y} = 1- 0,617×49,2 kN/63,8 kN = 0,524 < 3

$$\frac{49{,}2}{63{,}8} + 0{,}524 \times \frac{0{,}731}{2{,}65} = 0{,}92 < 1{,}0 \quad \text{OK.}$$

CP500 :

$$\bar{\lambda}_{\theta} = \bar{\lambda}\sqrt{(k_{\text{p0,2,}\theta} / k_{\text{E,}\theta})} = 0{,}878 \times \sqrt{(0{,}171 / 0{,}565)} = 0{,}483$$ — Eq. 8.14

$$\phi_{\theta} = 0{,}5(1 + \alpha(\bar{\lambda}_{\theta} - \bar{\lambda}_{0}) + \bar{\lambda}_{\theta}^{2}) = 0{,}5\times(1+0{,}49\times(0{,}483-0{,}3)+0{,}483^2) = 0{,}661$$ — Eq. 8.13

$$\chi_{\text{fi}} = \frac{1}{\phi_{\theta} + \sqrt{(\phi_{\theta}^{2} - \bar{\lambda}_{\theta}^{2})}} = \frac{1}{0{,}661 + \sqrt{(0{,}661^{2} - 0{,}483^{2})}} = 0{,}899$$ — Eq. 8.12

$\chi_{\text{min,fi}} A_{\text{g}} k_{\text{p0,2,}\theta} f_{\text{y}} / \gamma_{\text{M,fi}}$ = 0,899×1015 ×0,171×460 /1,0 = 71,8 kN >49,2 kN OK. — Eq. 8.26

$M_{\text{y,fi,}\theta\text{,Rd}} = k_{2,\theta}[\gamma_{\text{M0}}/\gamma_{\text{M,fi}}]M_{\text{Rd}}$ = 0,260×1,1/1,0×24,76×10³×460/1000² = 3,26 kNm >0,731 kNm OK. — Eq. 8.15

ψ = -0,487 /0,731 = -0,666 — Table 8.3

$\beta_{\text{M,y}}$ = 1,8-0,7ψ = 2,266

μ_{y} = (1,2×2,266-3)×0,483 + 0,44×2,266 – 0,29 = 0,571 ≤ 0,8

k_{y} = 1- 0,571×49,2 /71,8 = 0,609

$$\frac{49{,}2}{71{,}8} + 0{,}609 \times \frac{0{,}731}{3{,}26} = 0{,}82 < 1{,}0 \quad \text{OK.}$$

DESIGN EXAMPLE 14 – DETERMINATION OF ENHANCED AVERAGE YIELD STRENGTH FOR COLD-FORMED SECTIONS

This worked example illustrates the determination of the enhanced average yield strength f_{ya} of a cold-rolled square hollow section (SHS) in accordance with the method in Annex B. The calculations are carried out for an SHS 80×80×4 in austenitic grade 1.4301 stainless steel. The predicted cross-section bending resistances based on the minimum specified yield strength f_y and the calculated enhanced average yield strength f_{ya} are then compared.

Enhanced average yield strength

For stainless steel cold-rolled box sections (RHS and SHS), the enhanced average yield strength f_{ya} is:

$$f_{ya} = \frac{f_{yc}\,A_{c,rolled} + f_{yf}(A - A_{c,rolled})}{A}$$ Eq. B.2

Cross-section properties

Geometric properties of SHS 80×80×4 (measured properties from a test specimen):

h = 79,9 mm b = 79,6 mm

t = 3,75 mm A = 1099 mm^2

W_{el} = 25967 mm^3 W_{pl} = 30860 mm^3

r_i = 4,40 mm (Note that r_i may be taken as 2t if not known) Appendix B

$$A_{c,rolled} = \left(n_c\,\pi\frac{t}{4}\right)(2r_i + t) + 4n_c t^2$$ Eq. B.14

$$A_{c,rolled} = \left(4\times\pi\times\frac{3{,}75}{4}\right)\times(2\times4{,}40 + 3{,}75) + 4\times4\times3{,}75^2 = 373\ \text{mm}^2$$

Material properties

f_y = 230 N/mm^2 and f_u = 540 N/mm^2 (for cold-rolled strip with t ≤ 8 mm) Table 2.2

$E = 200000\ \text{N/mm}^2$ Section 2.3.1

$\varepsilon_{p0,2} = 0{,}002 + f_y/E = 0{,}00315$ Eq. B.10

$\varepsilon_u = 1\text{-}\,f_y/f_u = 0{,}57$ Eq. C.6

Corner and flat enhanced yield strengths

Predicted enhanced yield strength of corner regions f_{yc}:

$$f_{yc} = 0{,}85K\left(\varepsilon_c + \varepsilon_{p0,2}\right)^{n_p} \quad \text{and} \quad f_y \le f_{yc} \le f_u$$ Eq. B.4

Predicted enhanced yield strength of flat faces f_{yf}:

$$f_{yf} = 0{,}85K\left(\varepsilon_f + \varepsilon_{p0,2}\right)^{n_p} \quad \text{and} \quad f_y \le f_{yf} \le f_u$$ Eq. B.5

Corner and flat cold-work induced plastic strains

Strain induced in the corner regions ε_c:

$$\varepsilon_c = \frac{t}{2(2r_i + t)}$$ Eq. B.7

$$\varepsilon_c = \frac{3{,}75}{2 \times (2 \times 4{,}40 + 3{,}75)} = 0{,}149$$

Strain induced in the flat faces ε_f:

$$\varepsilon_f = \left[\frac{t}{900}\right] + \left[\frac{\pi t}{2(b + h - 2t)}\right]$$ Eq. B.8

$$\varepsilon_f = \left[\frac{3{,}75}{900}\right] + \left[\frac{\pi \times 3{,}75}{2 \times (79{,}6 + 79{,}9 - 2 \times 3{,}75)}\right] = 0{,}043$$

Material model parameters

$$n_p = \frac{ln(f_y/f_u)}{ln(\varepsilon_{p0,2}/\varepsilon_u)}$$ Eq. B.12

$$n_p = \frac{ln(230/540)}{ln(0{,}00315/0{,}57)} = 0{,}164$$

$$K = \frac{f_y}{\varepsilon_{p0,2}^{n_p}}$$ Eq. B.11

$$K = \frac{230}{(0{,}00315)^{0{,}164}} = 591{,}6\ N/mm^2$$

Corner and flat enhanced yield strengths

Predicted enhanced yield strength of corner regions f_{yc}: Eq. B.4

$$f_{yc} = 0{,}85 \times 591{,}6 \times (0{,}149 + 0{,}00315)^{0{,}164}$$

$$= 369\ \text{N/mm}^2 \text{ and } 230 \le 369 \le 540$$

Predicted enhanced yield strength of flat faces f_{yf}: Eq. B.5

$$f_{yf} = 0{,}85 \times 591{,}6 \times (0{,}043 + 0{,}00315)^{0{,}164}$$

$$= 304\ \text{N/mm}^2 \text{ and } 230 \le 304 \le 540$$

Section enhanced average yield strength

$$f_{ya} = \frac{f_{yc}\,A_{c,rolled} + f_{yf}(A - A_{c,rolled})}{A}$$ Eq. B.2

$$= \frac{369 \times 373 + 304 \times (1099 - 373)}{1099} = 326\ N/mm^2$$

Cross-section classification

Cross-section classification based on minimum specified yield strength f_y:

$$\varepsilon = \left[\frac{235}{f_y}\frac{E}{210\,000}\right]^{0,5} = \left[\frac{235}{230}\times\frac{200000}{210000}\right]^{0,5} = 0,986$$ Table 5.2

$$\frac{c}{t} = \frac{(79,9 - 3\times 3,75)}{3,75} = 18,3 < 32,5 = 33\varepsilon$$

Therefore, the cross-section is classified as Class 1.

Cross-section classification based on average yield strength f_y:

$$\varepsilon = \left[\frac{235}{f_y}\frac{E}{210\,000}\right]^{0,5} = \left[\frac{235}{326}\times\frac{200000}{210000}\right]^{0,5} = 0,829$$ Table 5.2

$$\frac{c}{t} = \frac{(79,9 - 3\times 3,75)}{3,75} = 18,3 < 27,4 = 33\varepsilon$$

Therefore, the cross-section is classified as Class 1.

Cross-sectional bending resistance

For a Class 1 or 2 section:

$$M_{c,Rd} = W_{pl}\, f_y/\gamma_{M0}$$ Eq. 5.29

Resistance based on minimum specified yield strength $\boldsymbol{f}_y$:

$$M_{c,Rd} = \frac{30860\times 230}{1,1} = 6,45\ kNm$$

Resistance based on enhanced average yield strength $\boldsymbol{f}_{ya}$:

$$M_{c,Rd} = \frac{30860\times 326}{1,1} = 9,15\ kNm$$

Taking into account the increased strength arising from strain hardening during section forming results in a 42% increase in bending resistance.

Note: Example 15 illustrates the additional enhanced cross-section bending resistance due to the beneficial influence of work hardening in service using the Continuous Strength Method, as described in Annex D.

DESIGN EXAMPLE 15 – CROSS-SECTION DESIGN IN BENDING USING THE CONTINUOUS STRENGTH METHOD (CSM)

This worked example determines the design value of the in-plane bending resistance of a cold-rolled SHS 80×80×4 beam in austenitic grade 1.4301 stainless steel according to the Continuous Strength Method (CSM) method given in Annex D.

Cross-section properties

The properties are given in Design Example 14.

Material properties

$f_y = 326$ N/mm^2 * and $f_u = 540$ N/mm^2 — Table 2.2

$E = 200000$ N/mm^2 and $\upsilon = 0{,}3$ — Section 2.3.1

$\varepsilon_y = f_y/E = 0{,}0016$

$\varepsilon_u = 1\text{-}f_y/f_u = 0{,}40$ — Eq. C.6

* In order to illustrate the extra bending resistance obtained by using the CSM, in addition to that obtained from employing the enhanced average yield strength of the section due to section forming, the yield strength is taken as the enhanced average yield strength from Design Example 14. The yield strength may alternatively be taken as the minimum specified value.

Cross-section slenderness

$$\bar{\lambda}_p = \sqrt{\frac{f_y}{f_{cr,p}}}$$ — D.3.2

$$f_{cr,p} = \frac{k_\sigma \pi^2 E t^2}{12(1-\upsilon^2)\bar{b}^2} = \frac{4 \times \pi^2 \times 200000 \times 3{,}75^2}{12 \times (1-0{,}3^2) \times \left(79{,}7 - 2(3{,}75 + 4{,}40)\right)^2} = 2530 \text{ N/mm}^2$$ — Eq. D.4 and Table 5.3

$$\bar{\lambda}_p = \sqrt{\frac{326}{2530}} = 0{,}36\ (< 0{,}68)$$

Cross-section deformation capacity

$$\frac{\varepsilon_{csm}}{\varepsilon_y} = \frac{0{,}25}{\bar{\lambda}_p^{\,3{,}6}} \leq \min\left(15, \frac{C_1 \varepsilon_u}{\varepsilon_y}\right) \quad \text{for } \bar{\lambda}_p \leq 0{,}68$$ — Eq. D.2

From Table D.1, $C_1 = 0.1$ for austenitic stainless steel. — Table D.1

$$\frac{\varepsilon_{csm}}{\varepsilon_y} = \frac{0{,}25}{0{,}36^{3{,}6}} = 9{,}9 \leq \min\left(15, \frac{0{,}1 \times 0{,}40}{0{,}0016} = 25\right)$$

$$\therefore \frac{\varepsilon_{csm}}{\varepsilon_y} = 9{,}9$$

Strain hardening slope

From Table D.1, $C_2 = 0{,}16$ for austenitic stainless steel. Table D.1

$$E_{sh} = \frac{f_u - f_y}{C_2\varepsilon_u - \varepsilon_y} = \frac{540 - 326}{0{,}16 \times 0{,}40 - 0{,}0016} = 3429 \text{ N/mm}^2$$ Eq. D.1

Cross-section in-plane bending resistance

$$M_{c,Rd} = M_{csm,Rd} = \frac{W_{pl} f_y}{\gamma_{M0}}\left[1 + \frac{E_{sh}}{E}\frac{W_{el}}{W_{pl}}\left(\frac{\varepsilon_{csm}}{\varepsilon_y} - 1\right) - \left(1 - \frac{W_{el}}{W_{pl}}\right) \Big/ \left(\frac{\varepsilon_{csm}}{\varepsilon_y}\right)^{\alpha}\right]$$ Eq. D.9

$\alpha = 2{,}0$ for RHS Table D.2

$$M_{c,Rd} = M_{csm,Rd}$$

$$= \frac{30860 \times 326}{1{,}1} \times \left[1 + \frac{3429}{200000} \times \frac{25967}{30860} \times (9{,}9 - 1) - \left(1 - \frac{25967}{30860}\right) \Big/ (9{,}9)^{2{,}0}\right]$$

$$M_{c,Rd} = 10{,}31 \text{ kNm}$$

The bending resistance determined according to Section 5 is 6,45 kNm. Consideration of strain hardening to give an average enhanced yield strength due to section forming in Example 14 resulted in a resistance of 9,15 kNm. With the added consideration of strain hardening in service using the CSM for cross-section design, a bending resistance of 10,31 kNm is achieved. This corresponds to an overall increase in resistance of 60%.