



Det här verket har digitaliserats vid Göteborgs universitetsbibliotek och är fritt att använda. Alla tryckta texter är OCR-tolkade till maskinläsbar text. Det betyder att du kan söka och kopiera texten från dokumentet. Vissa äldre dokument med dåligt tryck kan vara svåra att OCR-tolka korrekt vilket medför att den OCR-tolkade texten kan innehålla fel och därför bör man visuellt jämföra med verkets bilder för att avgöra vad som är riktigt.

This work has been digitized at Gothenburg University Library and is free to use. All printed texts have been OCR-processed and converted to machine readable text. This means that you can search and copy text from the document. Some early printed books are hard to OCR-process correctly and the text may contain errors, so one should always visually compare it with the images to determine what is correct.



Rapport

R99:1986

Halvstyva knutpunkter

Anders Rading

Byggforskningsrådet

R99:1986

HALVSTYVA KNUTPUNKTER

Anders Rading

Denna rapport hänför sig till forsknings-
anslag 821419-8 från Statens råd för
byggforskning till avdelningen för
Stålbyggnad, Kungliga Tekniska Högskolan,
Stockholm.

REFERAT

Relationen mellan arbetskostnaderna och materialpriset för stål har ökat alltsedan andra världskriget. Det är därför sällan kostnadsbesparande att använda momentstyva balkinfästningar med avsikt att minska balkdimensionerna och stålåtgången. Även vid fritt upplagda balkar måste en hel del arbete utföras vid upplagen. Under senare år har man intresserat sig för enkla infästningar som kan uppta ett visst moment, s k halvstyva knutpunkter (semi-rigid joints). Om man utnyttjar dessa infästningars momentkapacitet, kan balkdimensionerna minskas utan stor arbetsinsats.

Omfattande utredningar avseende halvstyva knutpunkter har genomförts runt om i världen. I denna rapport redovisas några av dessa, framför allt de som behandlar ändplåts- och vinkelstångsinfästningar.

I rapporten beskrivs verknings sättet för de i en infästning normalt ingående delarna, ändplåtar, vinkelstänger, skruvar och svetsar. Genomräknade exempel på ramar visar att halvstyva knutpunkter är lämpliga vid ramar som är stagade av någon annan stabiliserande konstruktion. Däremot påverkas eftergivligheten i halvstyva knutpunkter ramarnas styvhet i sådan grad att det inte är meningsfullt att använda sådana knutpunkter vid ostagade ramar. Exemplet baseras på Bestämmelser för Stålkonstruktioner, BSK, varför de kan utgöra stöd vid tillämpning av dessa nya bestämmelser.

I Bygghörsningsrådets rapportserie redovisar forskaren sitt anslagsprojekt. Publiceringen innebär inte att rådet tagit ställning till åsikter, slutsatser och resultat.

R99:1986

ISBN 91-540-4627-0

Statens råd för byggnadsforskning, Stockholm

Liber Tryck AB Stockholm 1986 633743

INNEHÅLL

	Sid
FÖRORD	5
SAMMANFATTNING	7
1 INLEDNING	9
2 BALK- PELARINFÄSTNINGAR	12
3 SKRUV	16
4 BÖJD PLÅT	20
5 BÄNDNING	22
6 VINKELSTÄNGS- OCH ÄNDPLÅTSINFÄSTNINGAR	24
7 ROTATIONSKAPACITET OCH STYVHET	27
8 BERÄKNING AV RAMAR MED DATORPROGRAM	33
9 BERÄKNINGSEXEMPEL	38
9.1 Flerväningsram med fria knutpunkter	38
9.2 Flerväningsram med fixa knutpunkter	47
9.3 Enväningsram med fria knutpunkter	53
9.4 Enväningsram med fixa knutpunkter	60
10 VINKELSTÄNGSINFÄSTNING	65
10.1 Undersökning av Maxwell, Jenkins, Howlett och Bose, 1981	65
10.2 Undersökning av Maxwell, Jenkins och Howlett, 1981	68
10.3 Undersökning av Hotz, 1983	70
11 ÄNDPLÅTSINFÄSTNING	73
11.1 Undersökning av Zoetermeijer, 1974	73
11.2 Undersökning av Phillips och Packer, 1981	79
11.3 Undersökning av Granström, 1979	85
11.4 Undersökning av Granström, 1980	88
11.5 Undersökning av Granström, 1984	91
11.6 Undersökning av Höglund, 1983	99
12 REFERENSER	103

FÖRORD

Det arbete som presenteras i denna rapport kan indelas i tre delar.

I kapitel 1-7 ges dels en allmän orientering om balk-pelarinfästningar dels orientering om skruvade balk-pelarinfästningar och infästningsdetaljers verkningssätt.

I kapitel 8 ges beräkningsgång för ramar med halvstyva knutpunkter med datorprogram och i kapitel 9 ges beräkningsexempel för ramar med fria och fixa knutpunkter utförda med halvstyva balk-pelarinfästningar.

I kapitel 10 och 11 ges en allmän orientering om två typer av halvstyva balk-pelarinfästningar. Dessutom redovisas litteraturstudier avseende dessa två infästningstyper.

Med en halvstyv balk-pelarinfästning menas en infästning som kan överföra ett inspänningsmoment som är mindre än anslutande balkars böjmomentkapacitet.

Professor Torsten Höglund har lett arbetet som med stöd från BFR har bedrivits vid Avdelningen för Stålbyggnad, Kungliga Tekniska Högskolan i Stockholm.

Utskrift har skett på ordbehandlingsutrustning på AIB, avd byggteknik Solna.

Stockholm i augusti 1986

Anders Rading

SAMMANFATTNING

Arbetskostnaderna i relation till materialpriset för stål har ökat allt sedan andra världskriget. De lösningar på anslutnings- och infästningsdetaljer som var optimala, dvs gav den lägsta totalkostnaden, för 20-30 år sedan är därför inte optimala idag. Krav på enkel detaljutformning ökar således år från år. Att utföra balkskarvar och balkinfästningar momentstyva med avsikt att därigenom minska balkdimensionen är numera så gott som aldrig ekonomiskt.

Även vid fritt upplagda balkar behöver vissa arbeten utföras (upplagsklackar, ändavstyvningar). Dessa infästningsdetaljer ger ofta en viss momentkapacitet som dock sällan utnyttjas vid dimensioneringen. Med så kallade halvstyva infästningar (på engelska semi-rigid joints) kan balkdimensionerna minskas utan extra kostnad.

Omfattande utredningar avseende halvstyva knutpunkter har genomförts runt om i världen. Vid en internationell konferens i Cleveland 1981 presenterades ett fyrtiotal rapporter om förbindningar i stålkonstruktioner (Joints in Structural Steelwork). Ungefär hälften av dessa avsåg halvstyva knutpunkter. Utöver dessa rapporter finns åtskilligt skrivit om detta ämne.

I denna rapport redogörs för några av dessa. Framför allt behandlas ändpläts- och vinkelstängsinfästningar.

I inledande avsnitt beskrivs verkningssättet för de i en knutpunkt ingående komponenterna; plåtar, vinkelstänger, skruvar och svetsar. Bl a redogörs för de olika komponenternas brottbeteende och brottlast, samt begreppet bändning. Det visas att brottlasten vid böjning av en plåt är två till tre gånger så stor som den last vid vilken sträckgränsen först uppnås.

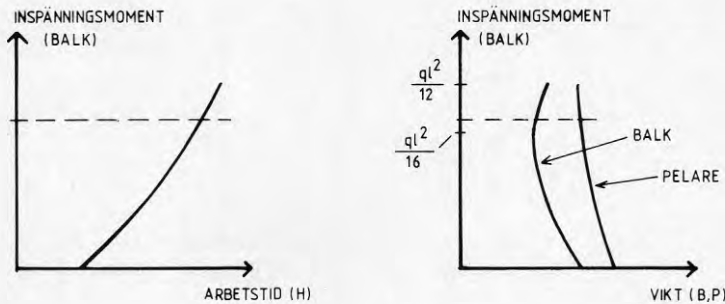
Genomräknade exempel med halvstyva knutpunkter visar att vid ramar med knutpunktsförskjutning, påverkar eftergivligheten i knutpunkterna ramarnas styvhet i sådan grad att det sällan är intressant att använda sådana knutpunkter i icke stagade ramar. Förbindningarnas styvhet har avgörande inverkan på ramarnas verkningssätt. Deformationer i knutpunkterna borde alltid inkluderas vid dimensioneringen om realistiska förutsägelser om verkningssättet skall erhållas.

Däremot visar exemplen att det är lämpligt att använda halvstyva knutpunkter vid stagade ramar. Det finns i litteraturen tillräckligt underlag för att kunna dimensionera sådana. Dimensioneringssambanden är redovisade i anslutning till exemplen. Vid dimensionering av balkar och pelare har i exemplen använts de metoder som rekommenderas i BSK, Bestämmelser för Stålkonstruktioner. Exemplen kan därigenom användas som stöd för dimensionering enligt dessa nya bestämmelser.

1 INLEDNING

Kostnaden för stålstommen hos en byggnad är i hög grad beroende på utformningen av balkarnas infästning till pelarna.

Det finns ett klart samband mellan balkens inspänningsmoment och den arbetsinsats som krävs för infästningen. Dessutom föreligger samband mellan balkens inspänningsmoment och balk- respektive pelardimensionen. Sambanden åskådliggörs schematiskt i figur 1.1 nedan.



Figur 1.1 Samband mellan balkens inspänningsmoment, arbetstid, balkdimension och pelardimension

Sambandet mellan balkens inspänningsmoment och balkdimensionen kan enkelt bestämmas under förutsättning att hänsyn ej tas till deformationerna. Minsta balkdimension fås då inspänningsmomentet är det samma som fältmomentet, dvs $ql^2/16$.

Däremot är sambandet mellan balkens inspänningsmoment och pelardimensionen svårare att bestämma, eftersom pelardimensionen är beroende av både pelarens inspänningsmoment och knäckningslängden. I figur 1.1 har sambandet åskådliggjorts för en flervåningsram, där knäckningslängden har större inverkan på pelardimensionen än inspänningsmomentet.

En styvare balk-pelarinfästning ger alltså:

- o större arbetsinsats
- o större inspänningsmoment för balken
- o större inspänningsmoment för pelaren
- o kortare knäckningslängd för pelaren
- o ibland mindre balkdimension
- o ibland mindre pelardimension

Totalkostnaden (T) för stålstommen hos en byggnad kan i stora drag skrivas:

$$T = H A + M(P + B)$$

H = arbetstid för montering och utförande av balk- pelarinfästningen

A = arbetskostnad/h

M = materialkostnad/kg stål

P = pelardimension i kg stål

B = balkdimension i kg stål

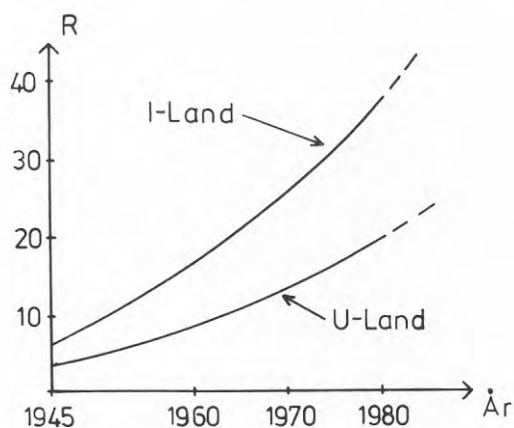
En viktig parameter vid bedömning av totalkostnaden för en stålkonstruktion är förhållandet mellan arbetstid och materialkostnad (benämnt R), vilket kan skrivas:

$$R = \frac{\text{kostnad för en arbetstimme}}{\text{kostnad för ett kilo stål}}$$

Detta förhållande får en allt större betydelse vid optimering och bestämning av kostnaden för stålkonstruktioner.

Exempelvis kan nämnas att i Holland, van Douwen (1981) var förhållandet 1946 $R=5$ medan 1979 var förhållandet $R \geq 40$.

I figur 1.2 visas hur R har ökat för I- och U-land sedan 1945.



Figur 1.2 Ökning av parametern R för I- respektive U-land efter 1945.

Detta innebär att en konstruktion som var ekonomiskt optimal för några år sedan ej behöver vara optimal idag.

Materialets kostnadsandel av totalkostnaden har även stor ekonomisk betydelse. En ökning av materialvolym kan innebära en minskning i arbetsvolym och därmed lägre totalkostnad.

Det är mycket ovanligt att totalkostnaden minskar genom en materialbesparing åstadkommen genom en något mer komplicerad detaljutforming.

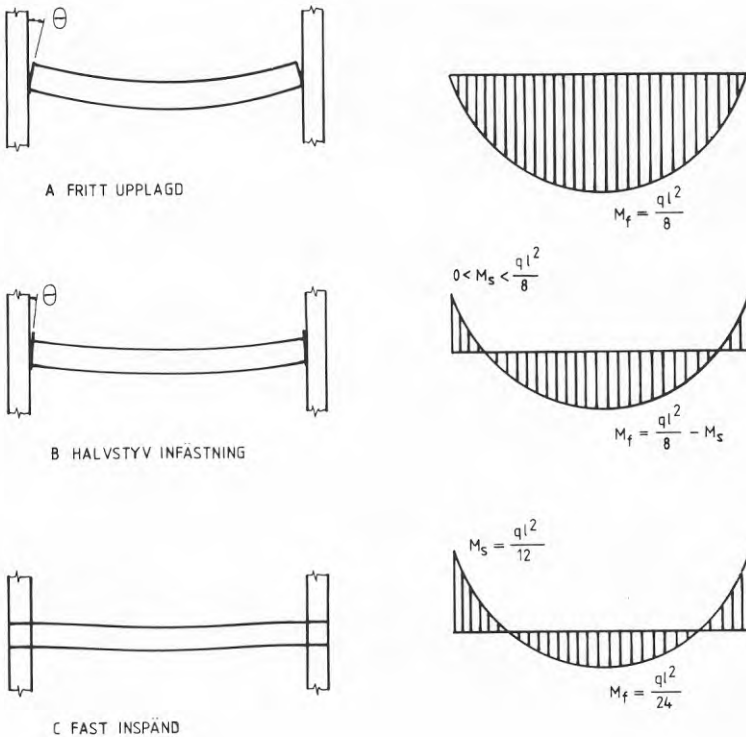
2 BALK- PELARINFÄSTNINGAR

I det följande ges filosofin bakom balk-pelarinfästningar med avseende på balkens momentfördelning, baserad på elasticitetsteori.

Med avseende på det statiska verkningssättet kan balk-pelarinfästningar indelas i följande typer:

Infästningstyp	Exempel	Inspänningsgrad
A fritt upplagd	klack	< 20 %
B halvstyv	ändplåt	20 - 90 %
C fast inspänd	svetsad	> 90 %

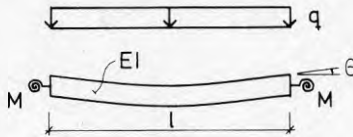
I figur 2.1 visas momentfördelningen för balkar med olika infästningstyper enligt ovan, belastade med en jämnt utbredd last.



Figur 2.1 Momentfördelning för balkar med olika inspänningsgrad

Att hänföra en balk-pelarfästning till en viss infästningstyp förutsätter kännedom om moment-rotationssambandet för infästningen.

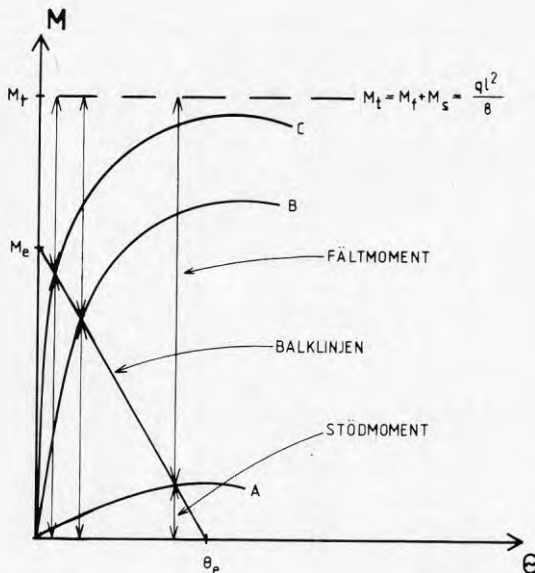
Genom att använda moment-rotationssamband tillsammans med balklinje-begreppet i en moment-rotationssambandsfigur, kan skillnaden mellan olika balk-pelarfästningar klargöras enklare. Balklinjen beskriver ändmomentet (M) och ändrotationen (θ) för en jämnt belastad balk från fast inspänd till fritt upplagd ände, se figur nedan.



Balklinjen kan skrivas i ekvationsform:

$$M = \frac{ql^2}{12} - \frac{2EI\theta}{L}$$

I figur 2.2 är balklinjeekvationen inritad tillsammans med moment-rotationssamband för en balk med de tre olika infästningstyperna A, B och C enligt tabellen ovan.



Figur 2.2 Balklinjen och moment-rotationssamband för en balk med olika infästningstyper

Vertikala axeln beskriver balkens ändmoment och horisontella axeln ändrotationen.

M_e är ändmomentet när balken är fast inspänd ($\theta=0$) och kan skrivas:

$$M_e = - \frac{ql^2}{12}$$

θ_e är vinkeländringen vid balkändarna när balken är fritt upplagd ($M=0$) och kan skrivas:

$$\theta_e = - \frac{ql^3}{24 E I}$$

Skärningen mellan balk-linjen och M - θ -kurvan för infästningen ger balkens stödmoment (M_s). Inspänningsgraden kan därmed definieras som:

$$\frac{M_s}{M_e} \cdot 100 \quad (\%)$$

Det totala momentet (M_t) som skall tas upp av balken är summan av fält- och stödmomenten dvs $M_t = M_f + M_s$. För att minimera balksektionen är det därför av stor betydelse att fält- och stödmomenten är ungefär lika stora. Detta under förutsättning att balken ej dimensioneras av nedböjningskrav.

För en balk-pelarinfästning enligt A, dvs balk upplagd på klack, dimensioneras infästningen för att i huvudsak överföra balkens tvärkraft till pelaren. Detta medför att balken under belastning kommer att rotera fritt, vilket ger stora deformationer. Balken kan därför bli dimensionerad av nedböjningskrav.

Av figur 2.2 framgår att infästningen kan överföra ett visst moment. Detta tas dock oftast ej hänsyn till vid dimensionering utan balken dimensioneras för fältmomentet $ql^2/8$ vid jämnt fördelad last, vilket ger en maximal balksektion. Arbetskostnaden för denna infästningstyp är däremot låg.

Balk infäst genom fast inspänning (C) dimensioneras för ett fältmoment $M_f = ql^2/24$ och ett stödmoment $M_s = ql^2/12$. I praktiken överför dock infästningen ej maximalt inspänningsmoment, vilket även framgår av figur 2.2. Dimensioneringen blir därför något konservativ.

Balk med denna typ av infästning behöver alltså endast $2/3$ böjmotstånd jämfört med fritt upplagd balk. Nackdelen med denna infästningstyp är att arbetskostnaden blir hög för själva infästningen.

För en halvstyv infästning (B) med en inspänningsgrad på 75%, blir både fält- och stödmoment lika nämligen $ql^2/16$. Detta ger hälften så stor balksektion jämfört med en fritt upplagd balk.

En balk- pelarinfästning med 75% inspänningsgrad ger alltså för balken en minimal erforderlig balkdimension, men däremot ej någon marginal. Om infästningen skulle bli något för styv (över 75% inspänningsgrad) kan balkens momentkapacitet överskridas i infästningssnittet. (Kan balken plasticeras behöver detta inte leda till kollaps. Om däremot balken inte kan plasticeras t ex beroende på att tvärsnittsdelarna är så slanka att lokal buckling inträffar kan en överstark infästning leda till brott.) Omvänt om infästningen skulle bli något för vek (under 75% inspänningsgrad) kan balkens momentkapacitet överskridas i fält.

För att ta hänsyn till detta, föreslås det oftast att balken dimensioneras för en inspänningsgrad på 50% och infästningen för en inspänningsgrad på 75%. Detta resulterar i ett dimensionerande moment för balken på $ql^2/12$, vilket är samma som för en fast inspänd balk.

Fördelen med denna infästningstyp jämfört med en fast inspänd är att arbetsvolymen minskar för själva infästningen. Balkdimensionen blir däremot densamma.

Den mest ekonomiska infästningstypen är därför oftast ett mellanting mellan fast och ledad infästning, vilken på engelska benämns semi-rigid, på svenska halvstyv.

Det som sagts ovan baseras på elasticitetsteori. Vid dimensionering av balkar med halvstyva knutpunkter enligt gränslastteori, ställs krav på infästningens rotationskapacitet och styvhet beroende om den första flyttleden bildas i fältmitt eller vid stöd. I kapitel 7 behandlas detta närmare.

3 SKRUV

De olika typerna av skruvar som används för stålkonstruktioner kan indelas i följande hållfasthetsklasser:

Hållfasthets- klass	Sträckgräns N/mm ²	Brottgräns N/mm ²
4.6	240	400
8.8	640	800
10.9	900	1000

Förbindningar klassas normalt efter skruvarnas sätt att överföra krafter dvs dragförband, skjuvförband eller kombination av drag- och skjuvförband. Den enskilda skruvens verkningssätt vid dessa olika belastningar behandlas nedan, Fisher och Struik (1974).

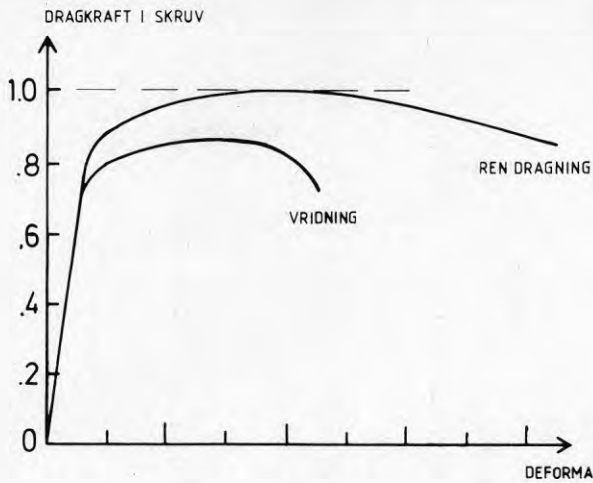
Dragbelastad skruv

I ett dragförband spänns de sammansatta delarna samman genom att muttern åtdrages med ett visst moment och/eller med viss del av ett varv (förspänning). Denna åtdragning resulterar i en kombination av drag- och vridspänningar i skruven. Därför skiljer sig kraft- deformationssambandet från ett vridprov jämfört med ett rent dragprov. Vid ett vridprov är skruvhuvudet fixerat och muttern åtdrages mot ett mothåll. Kraften i skruven och skruvens deformation mäts.

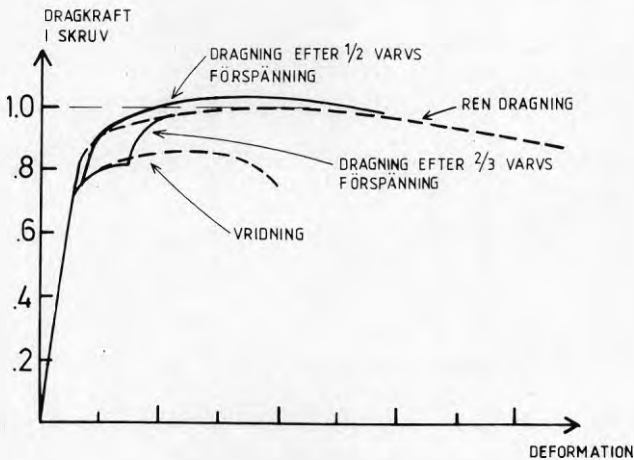
I figur 3.1 är last-deformationssamband återgivna från provning av 7/8 tum A325 skruv (motsvarar 4.6 skruv) för drag- respektive vridprovning. Eftersom beteendet för en dragbelastad skruv är delvis beroende av utformningen av den gängade delen, är last-deformationssamband från provningar av skruven mer signifikant än spännings- töjningssamband för själva materialet.

Som synes av figur 3.1 är brotthållfastheten och deformationskapaciteten lägre vid ett vridprov jämfört med ett rent dragprov.

Skruvar i dragförband förspänns ofta vid montering. Den genom förspänning inducerade vridspänningen sänker dock ej brottlasten vid därefter påförd ren dragbelastning. Detta framgår av figur 3.2, där last-deformationssamband är återgivna för 7/8 tum A325 skruvar.



Figur 3.1 Drag- respektive vridprovad A325 skruv

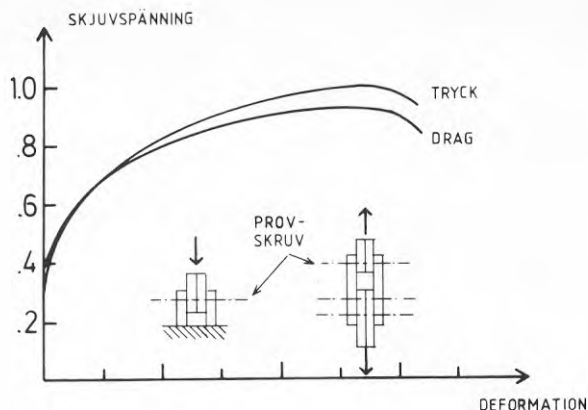


Figur 3.2 Förspända och därefter dragprovade A325 skruvar

Detta innebär att förspända skruvar kan utan reduktion överföra sin draghållfasthet.

Skjuvbelastad skruv

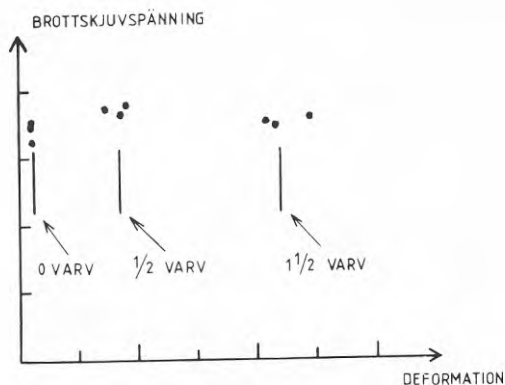
Inverkan av provningstyp (tryck eller drag) på skruvars skjuv- och deformationskapacitet framgår av figur 3.3, där typiska skjuvspännings-deformationssamband är återgivna från drag- respektive tryckskjuvprov.



Figur 3.3 Skjuvprov av skruv i tryck respektive drag

Skjuvhållfastheten är ungefär 10% lägre vid dragprov jämfört med tryckprov. Detta förklaras av att de yttre plåtarna vid dragprov tenderar att böjas ut med påföljd att skruvarna får ett dragkraftstillskott.

Skrubar som först förspänns och därefter skjuvbelastas uppvisar ej lägre skjuvhållfasthet än icke förspända skruvar, vilket framgår av provning av A490 skruvar, se figur 3.4.



Figur 3.4 Förspända och därefter skjuvprovade A490 skruvar

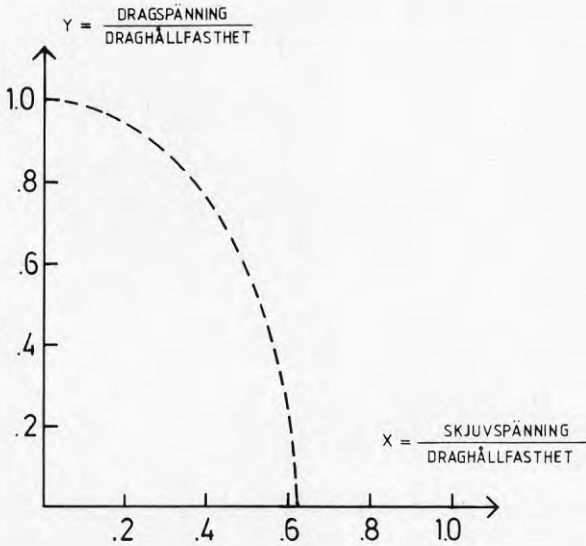
Drag- och skjuvbelastade skruvar

Provning av höghållfasta skruvar, A325 och A354 grade BD (motsvarar ungefär A490) under kombinerad dragning och skjuvning har bland annat indikerat följande:

- o En ökning av skruvlängden (avståndet mellan skruvhuvud och mutter) tenderar att öka brotthållfastheten vid kombinerad belastning. Detta är i huvudsak orsakat av en större böjning som kan utvecklas i en längre skruv jämfört med en kortare.

- o Vid större belastning blir skjuvbrottytan cirkulär för en kortare skruv, medan en längre skruv får p g a böjningen en elliptisk skjuvbrottyta som därmed är något större.

I figur 3.5 har resultatet av provningen summerats genom en elliptisk interaktionskurva för höghållfasta skruvar under kombinerad drag- och skjuvbelastning.



Figur 3.5 Interaktionskurva för höghållfasta skruvar under kombinerad belastning

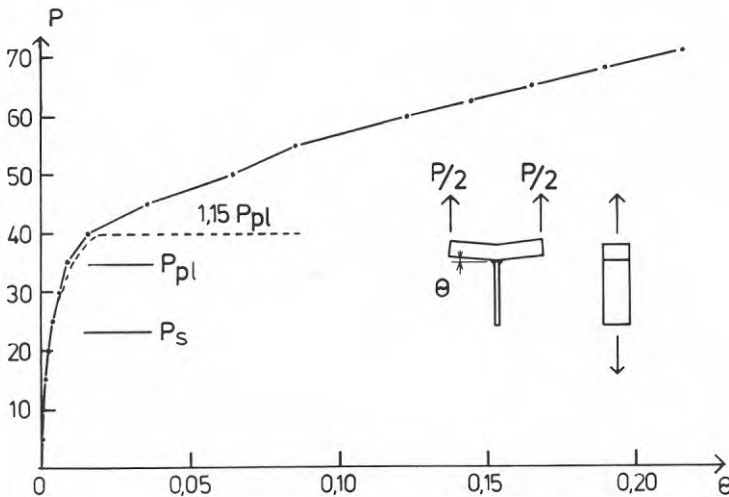
Sambandet mellan $x = \text{skjuvspänning} / \text{draghållfasthet}$ och $y = \text{dragspänning} / \text{draghållfasthet}$ är:

$$\frac{x^2}{(0.62)^2} + y^2 = 1.0$$

Skjuvhållfastheten för en skruv är alltså ungefär 62% av draghållfastheten. Jämför deviationshypotesens förhållande $1/\sqrt{3} \approx 0.58$.

4 BÖJD PLÅT

Vid en plåt som böjs är bärförmågan större än den som svarar mot plasticerat tvärsnitt, dvs $1.5 P_{el}$. I figur 4.1 visas sambandet mellan last (P) och vinkeländringen (θ) vid en böjd plåt, Höglund (1979).



Figur 4.1 Samband mellan last (P) och vinkeländring (θ) vid böjbelastad plåt

Som synes av figuren böjer kurvan av ordentligt vid en last som är ungefär 15% större än P_{pl} , som svarar mot rektangulär spänningsfördelning. Om materialet vore elastoplastiskt skulle deformationen följa den prickade kurvan.

Orsaken till att bärförmågan är större än enligt plasticitetsteori är bl a följande:

- o fleraxligt spänningstillstånd
- o förhindrad tvärkontraktion
- o spänningar i konsolideringsområdet
- o "sanna brottspänningen"
- o förändrad geometri (mindre hävarm)

Bidraget av förhindrad tvärkontraktion vid plasticerat tvärsnitt ($\nu=0.5$) kan direkt härledas genom att $\epsilon_y=0$ dvs $\sigma_y=\nu\sigma_x=0.5\sigma_x$.

Deviationshypotesen ger sedan:

$$\sigma_j = \sqrt{\sigma_x^2 - \sigma_x \sigma_y + \sigma_y^2} = f_y$$

dvs

$$\sigma_x = \frac{f_y}{0.75} = 1.15 f_y$$

För plåtar där tvärkontraktionen är förhindrad är alltså bärförmågan 15% större än vid plasticerat tvärsnitt.

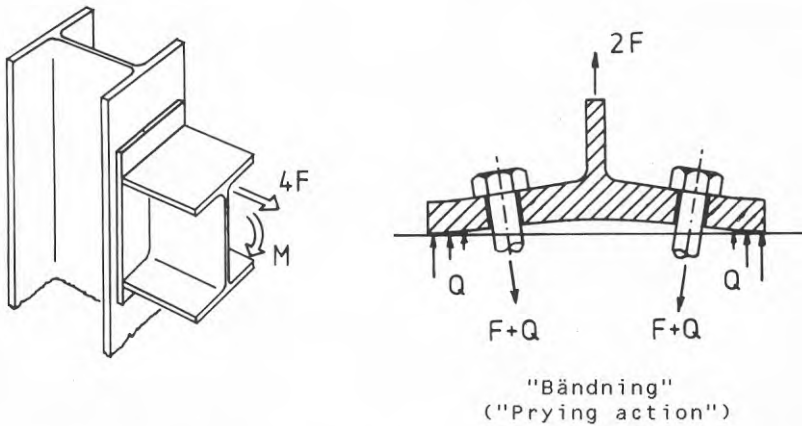
Vid de prover, som redovisas i senare kapitel, har M- θ sambanden för en enskild plåt följt en kurva som liknar den i figur 4.1.

Man kan ej förvänta sig att beräkningsmetoder som utgår ifrån det plastiska momentet skall ge överensstämmelse med försök vid stora deformationer.

5 BÄNDNING

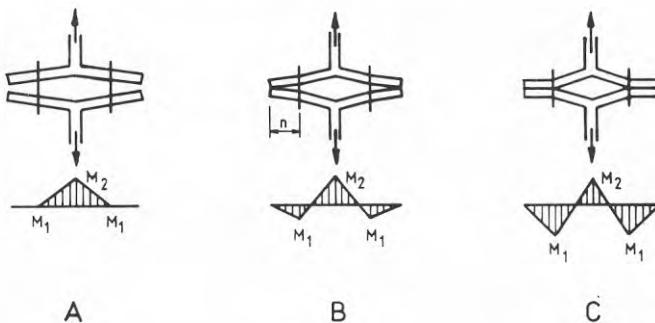
Vid exempelvis balk-pelarfästning med ändplåtsförband (se fig 5.1) uppkommer på dragsidan en hävstångseffekt som medför en ökning av skruvkraften. Detta benämns bändning, på engelska prying action.

Bändning är alltså en effekt som uppkommer i ett draget skruvförband vid stora deformationer i förbandets plåtar. Bändningen ger upphov till tillskottskrafter i skruvarna på grund av hävstångsverkan.



Figur 5.1 Balk-pelarfästning med ändplåt - bändning

Tilläggskraften Q (bändkraften) är dock beroende på dels ändplåtens tjocklek dels skruvarnas styvhet, vilka tillsammans bidrar till infästningens styvhet. Detta kan åskådliggöras genom att för olika ändplåtsstyvheter uppriita momentfördelningen för ändplåten enligt figur 5.2.



Figur 5.2 Bändningens beroende av skruv- och flänsstyvheten

I A uppkommer ej någon böjning till följd av antingen veka skruvar eller tjock ändplåt. Därmed är:

$$\begin{aligned} Q &= 0 \quad (\text{böjningskraft}) \\ M_1 &= 0 \\ M_2 &\leq M_p = \text{flänsens plastiska moment} \end{aligned}$$

Skruvarna får därmed ingen tillskottskraft, vilket ger minimal skruvdimension.

Med styvare skruvar, blir situationen enligt B med:

$$\begin{aligned} Q &\neq 0 \\ M_1 &= Q n \\ M_2 &\leq M_p \end{aligned}$$

Detta är en gynnsammare situation för ändplåten, men skruvarna får en tillskottskraft p g a böjningen.

I C har böjningen utvecklats fullständigt till följd av antingen styva skruvar eller vek ändplåt. Skruvarna får därmed en maximal tillskottskraft:

$$\begin{aligned} Q &= Q_{\max} \\ M_1 &= Q_{\max} n \\ M_1 &= M_2 = M_p \end{aligned}$$

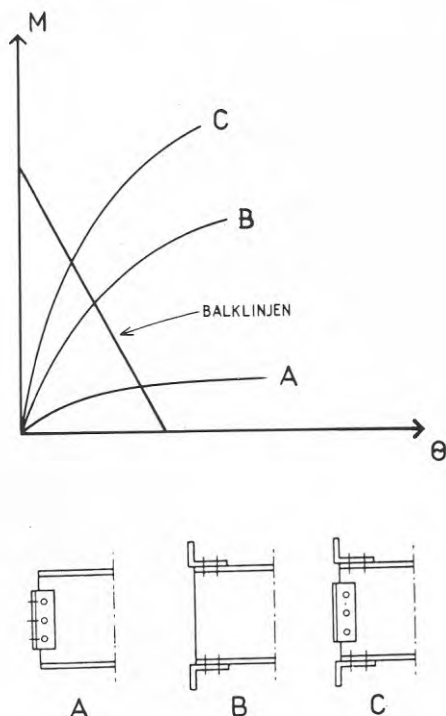
Detta är den mest gynnsamma situationen för ändplåten, medan skruvarna får en maximal dragkraft $F + Q_{\max}$.

Genom att välja kombination av skruvdimension och ändplåtstjocklek kan man alltså påverka hur stor dragkraft som skruvarna skall överföra.

6 VINKELSTÄNGS- OCH ÄNDPLATSINFÄSTNINGAR

Vinkelstångsinfästningar

Infästning av balk till pelare med vinkelstångsinfästning kan utföras med vinkelstång i liv, i fläns eller kombinerat. I figur 6.1 visas typiska moment- rotationskurvor för dessa tre infästningstyper.



Figur 6.1 Typiska $M-\theta$ - kurvor för balk-pelarinfästningar med vinkelstång

Infästning enligt A kan anses vara ledad och är därför enbart tvärkraftöverförande.

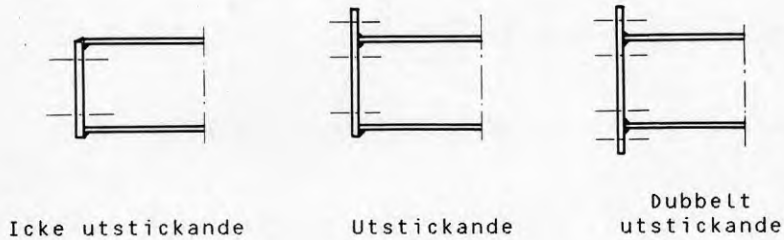
Infästning enligt B anses som typisk halv-styv och kan överföra ett visst inspänningsmoment.

I infästning enligt C bidrar den vertikala vinkelstången endast obetydligt till momentkapaciteten. Denna infästning är dyrare att utföra än infästning B och är därför mindre intressant ur ekonomisk synvinkel.

I kapitel 10 presenteras undersökningar utförda på infästningar enligt typ B.

Ändplåtsförband

Vid balk-pelarinfästningar med ändplåtsförband, svetsas en ändplåt till balkänden som sedan skruvas till pelarflänsen. Tre typer av ändplåtsförband förekommer; icke utstickande, utstickande och dubbelt utstickande enligt figur 6.2.

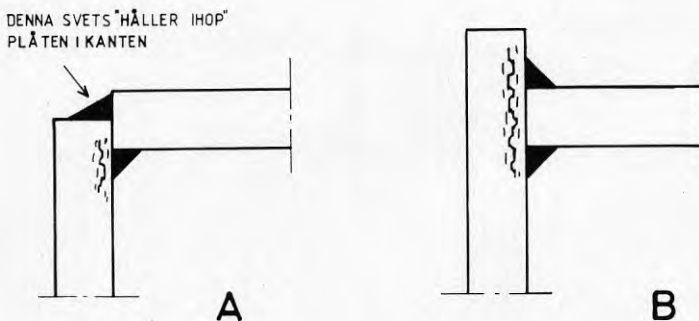


Figur 6.2 Olika typer av ändplåtsförband

Utstickande ändplåtsförband används i konstruktioner där momentet ej växlar tecken. I dragzonen placeras minst en skruvrad ovanför balkflänsen. Detta förband får alltså större momentkapacitet jämfört med icke utstickande förband på grund av större hävarm mellan drag- och tryckkraften.

Dubbelt utstickande ändplåtsförband används i konstruktioner där momentet kan ändra tecken, vilket innebär att dragzonen kan byta sida.

Anslutningen mellan balkfläns och ändplåt kan för icke utstickande ändplåt och för tryckzonen för utstickande ändplåt utföras enligt alternativen i figur 6.3. nedan.



Figur 6.3 Anslutning balkfläns- ändplåt

Vid icke utstickande ändplåt föreligger risk för skiktbristning i dragzonen i högre grad vid utförande enligt B jämfört med utförande enligt A. Detta kan förklaras av att töjningen orsakad av krympspänningarna från båda svetsarna är i utförande B riktade i den vertikala plåtens tjockleksriktning. I utförande A håller däremot den övre svetsen ihop plåten i kantan vilket gör att risken för skiktbristning är mindre för detta utförande.

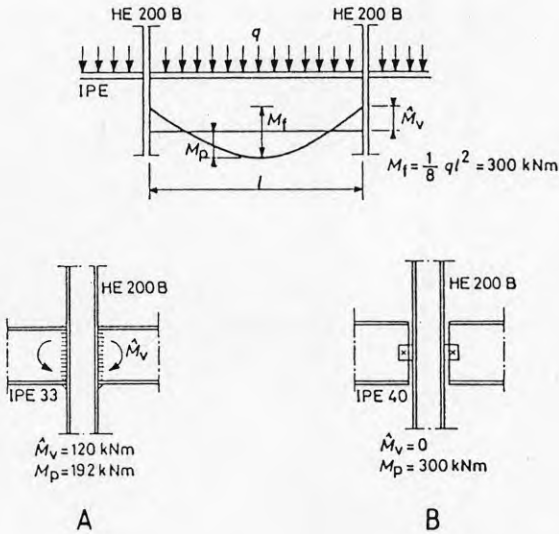
I kapitel 11 presenteras undersökningar utförda på ändplåtsförband.

7 ROTATIONSKAPACITET OCH STYVHET

Beroende på om man dimensionerar en ramkonstruktion enligt gränslast- eller elasticitetsteori, ställs olika krav på infästningens moment- rotationssamband. I det följande härleds de krav som ställs på en infästning (ramkonstruktion utan svaj) enligt dessa olika teorier, Bijlaard (1981).

Gränslastteori (brottgänstillstånd)

Vid dimensionering av en ramkonstruktion enligt plasticitetsteori, skall flyttleder bildas vid stöd och i fält. På infästningen ställs bl a krav på rotationskapacitet och styvhet. Beroende på infästningstypen är kraven olika. I figur 7.1 visas momentfördelningen för två olika typer av balkpelarinfästningar där en kontinuerlig balk är belastad med en jämnt utbredd last.

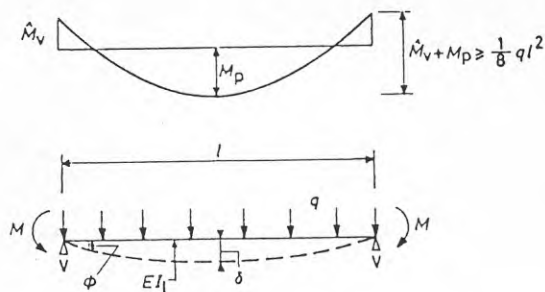


Figur 7.1 Momentfördelning för två olika balkpelarinfästningar

Infästning enligt typ A har en relativt stor styvhet och de första flyttlederna bildas vid stöden. För att flyttleden i fält skall kunna bildas måste därmed infästningen ha en viss rotationskapacitet.

Om däremot infästningen har relativt liten styvhet, vilket är fallet för typ B, bildas första flyttleden i fält. I detta fallet behövs rotationskapacitet endast i infästningen, leden. Därutöver behöver balken en viss styvhet för att begränsa deformationerna.

Med hjälp av figur 7.2 kan uttryck härledas för rotationskapacitet och styvhet.



Figur 7.2 Definitioner för en kontinuerlig balk

För att en flyttled skall kunna bildas i stöd krävs att infästningens plastiska moment (M_v) uppnås. Detta moment kan t ex beräknas enligt Stark och Bercum (1977).

Ett uttryck för minsta erforderliga rotationskapacitet kan härledas om det antas att den första flyttleden bildas i inspänningssnittet. Rotationen vid stöd blir då:

$$\theta = \frac{ql^3}{24 EI} - \frac{Ml}{2 EI} \quad (1)$$

där q = belastning
 l = balklängd
 M = moment vid stöd
 E = elasticitetsmodul
 I = tröghetsmoment för balken

Rotationen (θ) måste därefter öka tills en balkmekanism har bildats och följande uttryck erhålls:

$$M_v + M_p = ql^2/8 \quad (2)$$

där M_v = infästningens
 plastiska moment
 M_p = balkens plastiska
 moment

Ekv (2) kan skrivas om enligt följande:

$$q = 8 \frac{M_v + M_p}{l^2} \quad (3)$$

Sätts ekv (3) in i ekv (1) fås ett uttryck för den minsta rotation som erfordras:

$$\theta > \frac{L}{6 EI} (2M_p + 2M_v - 3M) \quad (4)$$

Om momentet M i infästningen uppnår momentkapaciteten M_v och om denna momentkapacitet är mindre än balkens plastiska moment M_p , blir uttryck (4):

$$\theta > \frac{L}{6 EI} (2M_p - M_v) \quad (5)$$

Om momentet M i infästningen uppnår momentkapaciteten M_v , vilken är lika med balkens plastiska moment, blir uttryck (4):

$$\theta > \frac{L}{6 EI} M_p \quad (6)$$

Om det däremot antas att den första flytleden bildas i fältmitt, kan ett uttryck för minsta erforderliga styvhet vid brott härledas. I detta fall antas att mittdeformationen ej får överstiga $L/50$. (Något krav på max nedböjning i brottgränstillståndet finns ej enligt svenska normer.)

$$\delta = \frac{1}{2} \theta l + \frac{ql^4}{128 EI} + \frac{M_p l^2}{8 EI} \leq \frac{1}{50} l \quad (7)$$

Eftersom balkens moment vid infästningen M ej behöver ha uppnått momentkapaciteten M_v för infästningen, kan uttryck (3) skrivas som:

$$q = 8 \frac{M + M_p}{l^2} \quad (8)$$

Sätts uttryck (8) in i uttryck (7) fås ett uttryck för minsta styvhet vid brott:

$$\theta \leq \frac{L}{8EI} (M_p - M) + \frac{1}{25} \quad (9)$$

Elasticitetsteori (bruksgränstillstånd)

Med krav på maximal nedböjning i bruksgränstillståndet kan ett uttryck för minsta styvhet härledas. Härvid antas att flytleden i fältmitt inte har bildats. Nedböjningen i mitten blir med ett nedböjningskrav på $l/250$:

$$\delta = \frac{1}{2} \theta l + \frac{ql^3}{128\gamma EI} + \frac{M_m l^2}{8 EI} \leq \frac{1}{250} l \quad (10)$$

där M_m = moment i balkmitt
 γ = lastreduktionsfaktor för bruksgränstillståndet

En jämviktsekvation ger:

$$M + M_m = \frac{M_v + M_p}{\gamma} = \frac{1}{8\gamma} ql^2 \quad (11)$$

Högra delen av ekv (11) kan skrivas om enligt följande:

$$\frac{q}{\gamma} = 8 \frac{M_v + M_p}{\gamma l^2} \quad (12)$$

Med vänster del av ekv (11) följer:

$$M_m = \frac{M_v + M_p}{\gamma} - M \quad (13)$$

Genom att uttrycket för q/γ enligt ekv (12) och uttrycket för M_m enligt ekv (13) sätts in i ekv (10) fås ett uttryck för min styvhet :

$$\theta \leq \frac{l}{8EI} \left(\frac{M_v + M_p}{\gamma} - 2M \right) + \frac{1}{125} \quad (14)$$

Rotationen θ kan beräknas som:

$$\theta = \frac{ql^3}{24\gamma EI} - \frac{M l}{2 EI} \quad (15)$$

Sätts uttrycket för q/γ enligt ekv (12) in i ekv (15) fås:

$$\theta = \frac{L}{3EI} \frac{M_v + M_p}{\gamma} - \frac{M L}{2 EI} \quad (16)$$

Genom att ersätta olikhetstecknet i ekv (14) med ett likhetstecken och att sätta in θ från ekv (15) i ekv (14) fås:

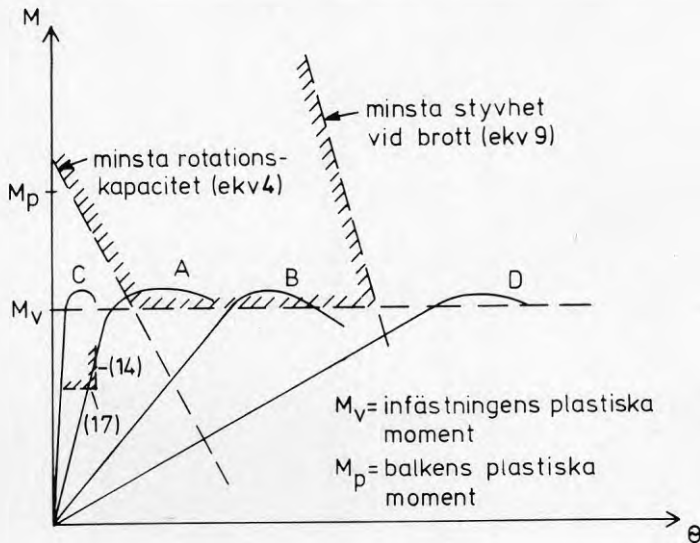
$$M = \frac{5}{6} \frac{M_v + M_p}{\gamma} - 0.032 \frac{EI}{L} \quad (17)$$

Detta innebär att en infästning uppfyller kravet på styvhet om momentet M uppnår värdet enligt ekv (17) samtidigt som ekv (14) gäller.

M- θ -diagram

De ovan beskrivna kraven på moment- rotations samband för infästningen kan ritas in i ett moment-rotationssambandsdiagram, enligt figur 7.3.

I figuren är även M- θ kurvor för några karakteristiska balk-pelarinfästningar inritade.



Figur 7.3 M- θ - samband

De krav som ställs på infästningens moment-rotationssamband kan sammanfattas enligt följande:

Gränslastteori:

- 1) Infästningens plastiska moment M_V skall uppnås
- 2) Infästningen skall ha tillräcklig rotationskapacitet enligt ekv (4)
- 3) Infästningen skall ha en minsta styvhet vid brott enligt ekv (9)

Elasticitetsteori:

- 1) En förutsättning för att elasticitetsteorin skall gälla är att infästningens plastiska moment M_V ej är uppnådd
- 2) Ekv (14) och (17) skall samtidigt vara uppfyllda, vilket i stort innebär att vid ett givet moment skall en minsta styvhet vara uppfylld

Av figur 7.3 framgår följande:

- Kurva A : Uppfyller samtliga villkor enligt båda teorierna
- B : Har för liten styvhet enligt elasticitetsteori
- C : Har för liten rotationskapacitet enligt gränslastteori
- D : Har för liten styvhet enligt båda teorierna

Provningar och beräkningar av Voorn (1971) och Zoetermeijer (1974) har visat att svetsade infästningar uppfyller styvhetskravet, medan skruvade infästningar både i brott- och bruksgränstillståndet inte alltid uppfyllde styvhetskravet.

Kravet på styvhet vid brott (ekv 9) för skruvade infästningar kan endast verifieras genom provning.

Provningar av Zoetermeijer (1974) har visat att detta krav är uppfyllt om styvhetskravet i bruksgränstillståndet (ekv 14 och 17) är uppfyllt och att infästningen går till brott genom flytning av pelarflänsen.

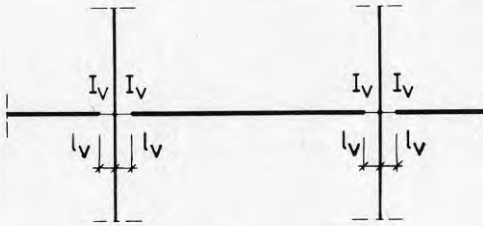
Dessa provningar visade också att kravet på styvhet i bruksgränstillståndet (ekv 14 och 17) är i allmänhet uppfyllt om balklängden ≤ 30 balkhöjden.

8 BERÄKNING AV RAMAR MED DATORPROGRAM

Vid dimensionering av ramar enligt elasticitetsteori med datorprogram har man i allmänhet antagit att balk-pelarinfästningen antingen är ledad eller fast inspänd. Detta har medfört att balk-pelarinfästningar hittills utformats antingen som leder eller som momentstyv infästning.

För att kunna representera en halvstyv balk-pelarinfästning i en FE-modell, krävs information om styvheten, dvs lutningen av den elastiska delen av M- θ -kurvan.

Denna styvhet kan i en FE-modell representeras av en fiktiv balk med tröghetsmomentet I_V och med längden $l_V = 0.5 h$, där h = pelarens tvärsnittshöjd, Bijlaard (1981), se figur 8.1



Figur 8.1 Fiktiv styvhet av balk-pelarinfästning

För ändpläts- och vinkelstängsinfästningar kan I_V beräknas enligt Stark och Bercum (1977).

För exempelvis en ändplätsinfästning är I_V :

$$I_V = \frac{h_c h_s^3}{4} \left(\frac{1}{\beta t_{cw}} + \frac{l_b}{n_b A_{sp}} + \frac{m_c^2}{t_{cf}^3} \right)^{-1}$$

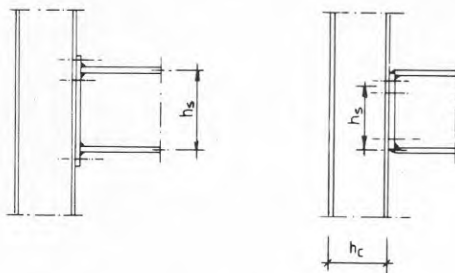
där $\beta = 0.4$ infästningar med symmetrisk geometri och belastning

$\beta = 0.15$ infästningar med osymmetrisk belastning

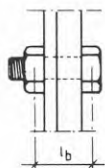
h_c = pelarens tvärsnittshöjd

h_s = momentarm, se figur nästa sida

t_{cw} = pelarlivtjocklek



l_b = effektiv skruvlängd

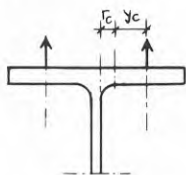


n_b = antal skruv i dragzonen

A_{sp} = skruvarea

t_{cf} = pelarflänstjocklek

$m_c = y_c + 1/5 r_c$, se figur nedan

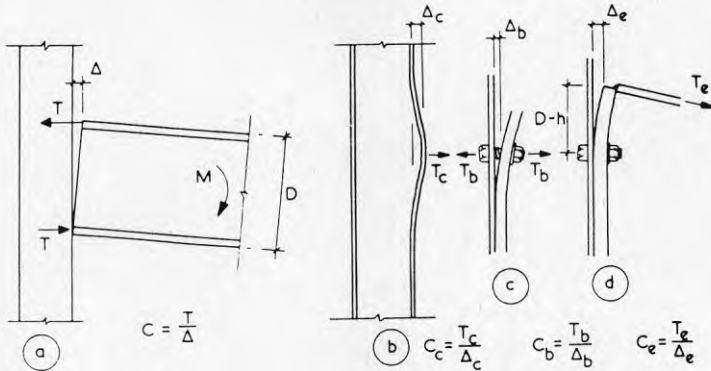


Infästningens styvhet K_θ kan sedan beräknas enligt:

$$K_\theta = \frac{E I_V}{l_V}$$

K_θ representerar lutningen för den elastiska delen av infästningens moment-rotationssamband, dvs tills infästningens plastiska moment M_{Vu} har uppnåtts.

En alternativ metod att bestämma styvheten för icke utstickande ändplåtsinfästningar enligt figur 8.2 har beskrivits av Johnson och Law (1981).



Figur 8.2 Deformation av icke utstickande ändplåtsförband

Genom att anta att momentet i huvudsak upptas av balkens flänsar, kan styvheten K_θ skrivas:

$$K_\theta = c D^2$$

där $C = T/\Delta$

T = dragkraft i överflänsen

Δ = deformation i dragzonen, se figur 8.2

C benämns knutpunktskoefficient och för knutpunkten enligt figur 7.2 är C :

$$C = \frac{1}{0.5 [(1/C_b + 1/C_c)]\lambda + 1/C_e}$$

där C_b = styvhet av skruvarna i dragzonen

C_c = styvhet av pelarflänsen

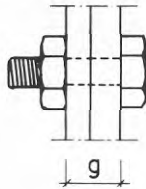
C_e = styvhet av ändplåten

$\lambda = (D/h)^2$

Styvhetsbidraget från skruvarna (C_b), bestäms utan hänsyn till förspänning och effekter av ändplåtens böjning:

$$C_b = \frac{E A_b}{b}$$

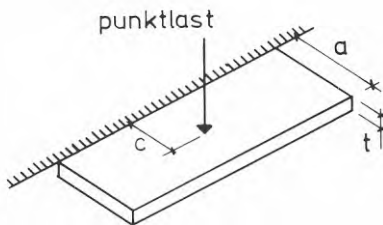
där A_b = skruvarea
 g = skruvlängd mellan mutter och skruvhuvud, se figur nedan



För beräkning av styvhetsbidraget från pelarflänsen (C_c) görs följande förenklingar:

- 1) Pelarflänsen antas ha små deformationer
- 2) Pelarlivets deformationer bortses ifrån
- 3) Inverkan av skruvhålen och av eventuella avstyvningar i tryckzonen bortses ifrån

Pelarflänsen behandlas som en oändligt lång utkragad plåt, belastad med en punktlast, se figur 8.3 nedan.



Figur 8.3 Idealisering av pelarflänsen

Styvhetskoefficienten för pelarflänsen (c_c) kan därmed skrivas:

$$c_c = \pi D / K a^2$$

där $D = E t^3 / 12(1-\nu^2)$

$$a = 1/2 (\text{flänsbredd} - \text{livtjocklek})$$

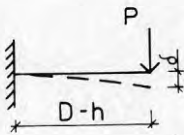
K är en dimensionslös koefficient, som kan erhållas från en exakt lösning av Jaramillo (1950). Värdet på K ges i tabell 8:1.

c^* / a	0.25	0.5	0.75	1.0
K	0.0168	0.0794	0.220	0.525

* c = avstånd från skruv till pelarliv, se figur 8.3

Tabell 8:1 Koefficienten K

Styvhetsbidraget för ändplåten (c_e) kan bestämmas med antagande att ändplåten deformeras som en fast inspänd konsolbalk, se figur nedan.



$$\delta = \frac{P (D-h)^3}{3 EI}$$

$$c_e = \frac{P}{\delta}$$

$$c_e = \frac{3 EI}{(D-h)^3}$$

där I = nettotröghetsmomentet i linje med skruvarna

Med beräknat K_θ kan sedan infästningens tröghetsmoment (I_v) beräknas:

$$I_v = \frac{K_\theta l_v}{E}$$

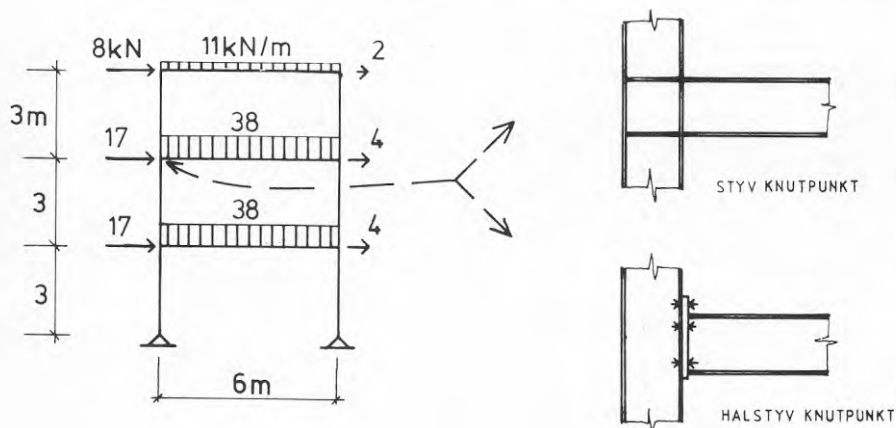
9 BERÄKNINGSEXEMPEL

9.1 Flervåningsram med fria knutpunkter

I följande exempel beräknas en flervåningsram med fria knutpunkter dels med styva knutpunkter och dels med halvstyva knutpunkter. Som halvstyv knutpunkt väljs ett ändplåtsförband med utstickande ändplåt i dragzonen. Exemplet avser att ge en jämförelse av pelare och balkutnyttjandegraden för de två typerna.

Ramen förutsätts påverkad av yttre laster av egentyngd, snö och vindlast samt nyttig last på bjälklagen. Lasterna är beräknade med partialkoefficientmetoden enligt SBN. Ramen förutsätts tillhöra säkerhetsklass 2.

Samtliga pelare och balkar utgörs för båda ramtyperna av profilen HEA 280 i SS-stål 1412. Systemlinjemått och laster framgår av figur 9.1



Figur 9.1 Systemlinjemått och laster

Kontroll av pelare och balkar görs enligt BSK. Pelarflänsarna förutsätts vara stagade så att böjvridknäckning ej blir dimensionerade. Även balkarna förutsätts infästa i bjälklagen så att böjvridknäckning ej blir dimensionerande.

Ett liknande exempel finns redovisat i Handboken Bygg K19:33, där beräkningen har gjorts för ram med styva knutpunkter.

Beräkningen uppdelas i följande steg enligt Handboken Bygg K18:55:

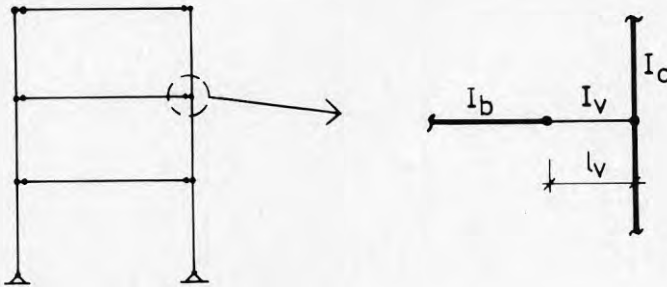
- o Bestämning av kraft och momentfördelning i ramen med hjälp av datorprogram. För ram med halvstyva knutpunkter bestäms ett fiktivt tröghetsmoment för balkinfästningen.

- o Beräkning av knäckningslängd
- o Kontroll av pelare och balkar enligt BSK

Bestämning av kraft- och momentfördelningen i ramen

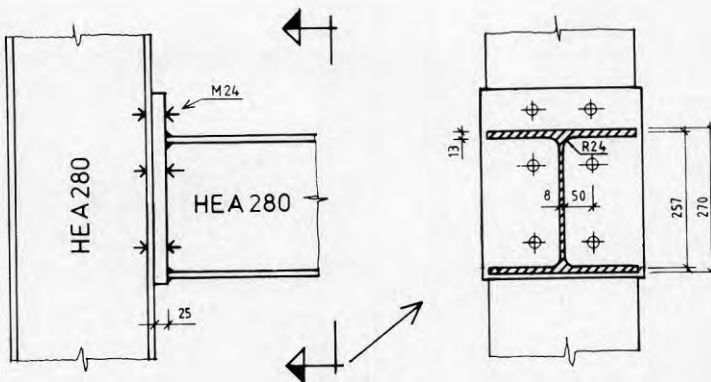
Kraft och momentfördelningen i ramen bestäms med hjälp av ett datorprogram. Programmet beräknar krafter och moment enligt första ordningens teori.

För ramen med halvstyva knutpunkter representeras balkinfästningen till pelaren med en fiktiv balk med längden 0.5 pelarens tvärsnittshöjd och med ett tröghetsmoment I_v , se figur 9.2.



Figur 9.2 Fiktiv styvhet för halvstyv knutpunkt

I figur 9.3 framgår dimensioner och skruvplacering för ändplåtsförbandet. Ändplåtstjockleken har valts till 25 mm och skruvdimensionen till M24 (8.8). Fyra skruvar används i dragzonen och två i tryckzonen.



Figur 9.3 Infästning av balk till pelare med ändplåtsförband

Knutpunktens tröghetsmoment I_V beräknas enligt Stark och Bercum (1977), se även kapitel 8.

$$I_V = \frac{h_c h_s^2}{4} \left(\frac{1}{0.15 t_{cw}} + \frac{l_b}{n_b A_{sp}} + \frac{m_c^2}{t_{cf}^3} \right)^{-1}$$

$$h_c = 270 \text{ mm}$$

$$h_s = 270 - 13 = 257 \text{ mm}$$

$$t_{cw} = 8 \text{ mm}$$

$$t_e = 25 \text{ mm (ändplåtstjocklek)}$$

$$t_{cf} = 13 \text{ mm}$$

$$l_b = 15/2 + 13 + 25 + 19/2 = 55 \text{ mm}$$

$$n_b = 4$$

$$A_{sp} = 353 \text{ mm}^2 \text{ (M24 8.8)}$$

$$r_c = 24 \text{ mm}$$

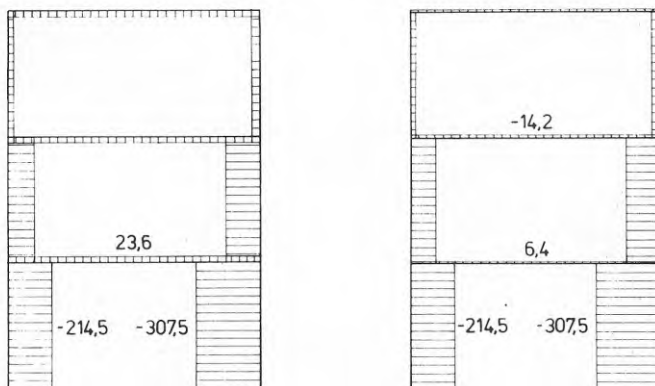
$$y_c + r_c = 26 + 24 = 50 \text{ mm}$$

$$m_c = y_c + r_c / 5 = 26 + 24/5 = 30.8 \text{ mm}$$

Med dessa data kan I_V beräknas till:

$$I_V = 3.42 \text{ E6 mm}^4$$

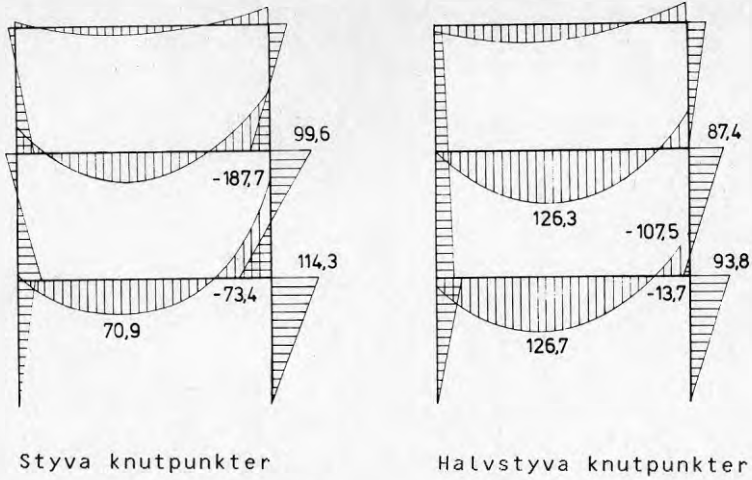
I figur 9.4 och 9.5 redovisas normalkrafts- och momentfördelningen från datorberäkningen.



Styva knutpunkter

Halvstyva knutpunkter

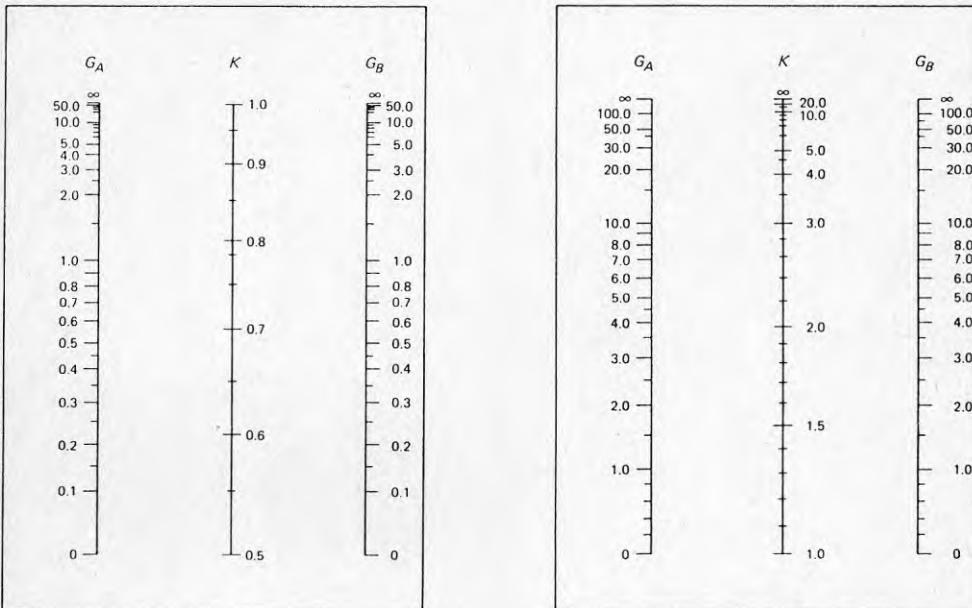
Figur 9.4 Normalkraftsfördelning från datorberäkning



Figur 9.5 Momentfördelning från datorberäkning

Beräkning av knäckningslängd

Eftersom den nedre högra pelaren är högst påkänd, kontrolleras endast denna. Pelarens knäckningslängd bestäms med användande av nomogram enligt Classification notes, note no 30.1, DnV, se figur 9.6.



Figur 9.6 Nomogram för bestämning av knäckningslängd

Nomogrammet är det samma som finns i BSK, men i tillägg i DnV är det angivet uttryck för parametern G för halvstyva knutpunkter. Parametern G kan skrivas:

$$G = \frac{\Sigma I_c / L_c}{\Sigma \alpha \beta I_b / L_b}$$

$$\alpha = 1$$

$$\beta = 1 \quad \text{för ram med styva knutpunkter}$$

$$\beta = \frac{1}{1 + c_b / c_j} \quad \text{för ram med halvstyva knutpunkter}$$

$$c_b = 2\alpha EI_b / L \quad \text{för ram med fixa knutpunkter}$$

$$c_b = 6\alpha EI_b / L \quad \text{för ram med fria knutpunkter}$$

$$c_j = EI_V / L_V \quad (\text{styvhetsparameter för knutpunkten})$$

$$L_V = 0.5 \text{ pelarens tvärsnittshöjd}$$

Ram med styva knutpunkter:

$$I_c = I_b = 137E6 \text{ mm}^4$$

$$L_c = 3000 \text{ mm}$$

$$L_b = 6000 \text{ mm}$$

$$G_a = \frac{2 \cdot 137E6 / 3000}{137E6 / 6000} = 4 \quad (\text{övre knutpunkt})$$

$$G_b = \infty \quad (\text{nedre knutpunkt})$$

I nomogrammet i figur 9.6 (fria knutpunkter) kan sedan knäckningslängden bestämmas till:

$$L_k = 3.3 \cdot 3000 = 9900 \text{ mm}$$

Ram med halvstyva knutpunkter:

$$c_j = \frac{2.1E5 \cdot 3.42E6}{135} = 5.32E9 \text{ Nmm}$$

$$c_b = 6 \cdot 1 \cdot \frac{2.1E5 \cdot 137E6}{6000} = 2.88E10 \text{ Nmm}$$

$$\beta = \frac{1}{1 + 2.88E10/5.32E9} = 0.156$$

$$G_a = \frac{2 \cdot 137E6/3000}{0.156 \cdot 137E6/6000} = 25.6 \quad (\text{övre knutpunkt})$$

$$G_b = \infty \quad (\text{nedre knutpunkt})$$

Knäckningslängden kan sedan bestämmas till:

$$L_k = 6.4 \cdot 3000 = 19200 \text{ mm}$$

Kontroll av balkar och pelare

Beräkning av f_{yd} , N_d och M_{xd} :

$$f_{yd} = \frac{f_y}{\gamma_m \gamma_n} = \frac{260}{1.0 \cdot 1.1} = 236 \text{ N/mm}^2$$

$$N_d = f_{yd} A = 236 \cdot 9730 = 2296 \text{ kN}$$

$$M_{xd} = f_{yd} \eta_x W_x = 236 \cdot 1.10 \cdot 1.01E6 = 262 \text{ kNm}$$

Ram med styva knutpunkter:

Snittkontroll av nedre balken: (inspänningssnitt)

$$\gamma = \eta_x^2 = 1.1^2 = 1.21$$

$$\left(\frac{N}{N_d}\right) \gamma + \frac{M_x}{M_{xd}} = \left(\frac{23.6}{2296}\right) 1.21 + \frac{187.7}{262} = 0.720 \leq 1.0$$

Snittkontroll av nedre högra pelaren: Vid ram med förskjutbara knutpunkter blir snittkontrollen aldrig avgörande.

Böjning och knäckning i samma plan:

$$L_k = 9900 \text{ mm}$$

$$\lambda_c = \frac{l_k}{\pi i_x} \sqrt{\frac{f_y}{E}} = \frac{9900}{\pi \cdot 119} \sqrt{\frac{260}{210000}} = 0.932$$

$$\omega_c = 0.621 \quad (\text{grupp tillhörighet B})$$

$$N_{xcd} = \omega_c f_{yd} A = 0.621 \cdot 236 \cdot 9730 = 1426 \text{ kN}$$

Beräkning av γ :

$$\gamma = \eta_x^2 \omega_c = 1.10^2 \cdot 0.621 = 0.751 \leq 0.8 ; \gamma = 0.80$$

Interaktionsformel:

$$\left(\frac{N}{N_{xcd}}\right)^\gamma + \left(\frac{M_x}{M_{xcd}}\right) = \left(\frac{307.5}{1426}\right)^{0.80} +$$

$$\left(\frac{114.3}{262}\right) = 0.729 \leq 1.0$$

Ram med halvstyva knutpunkter:

Snittkontroll av nedersta balken: (fält)

$$\left(\frac{N}{N_d}\right)^\gamma + \frac{M_x}{M_{xd}} = \left(\frac{6.4}{2296}\right)^{1.21} + \frac{126.7}{262} = 0.484 \leq 1.0$$

Böjning och knäckning i samma plan:

$$l_k = 19200 \text{ mm}$$

$$\lambda_c = \frac{l_k}{\pi i_x} \sqrt{\frac{f_y}{E}} = \frac{19200}{\pi \cdot 119} \sqrt{\frac{260}{210000}} = 1.807$$

$$\omega_c = 0.232$$

$$N_{xcd} = \omega_c f_{yd} A = 0.232 \cdot 236 \cdot 9730 = 534 \text{ kN}$$

Beräkning av γ :

$$\gamma = \eta_x^2 \omega_c = 1.10^2 \cdot 0.232 = 0.281 \leq 0.8 ; \gamma = 0.80$$

Interaktionsformel:

$$\left(\frac{N}{N_{xcd}} \right) \gamma + \left(\frac{M_x}{M_{xcd}} \right) = \left(\frac{307.5}{534} \right) 0.80 +$$

$$\left(\frac{93.8}{262} \right) = 1.00 \approx 1.0$$

Sammanfattning av dimensioneringskontroller

I tabell 9:1 är resultaten av dimensioneringskontrollerna sammanställda. Dessutom är den horisontella deformationen (svajet) för översta balken återgivet.

Knutpunkts- typ	Dimensioneringskontroll			Deformation (mm)
	Balk	Pelare		
	UF	lk(mm)	UF	
Styv	0.720	9900	0.729	28.8
Halvstyv	0.484	19200	1.00	109.8
Förändring (%)	-32.8	+94	+37.2	+281

Tabell 9:1 Sammanställning av resultat
(UF=utnyttjandefaktor)

Kommentarer:

En förutsättning för att halvstyva knutpunkter skall ge materialbesparingar är att stödmomentet är större än fältmomentet för ram med styva knutpunkter.

I detta exempel var detta uppfyllt och resultatet av dimensioneringskontrollen visar att balkens utnyttjandefaktor minskade med 32.8%.

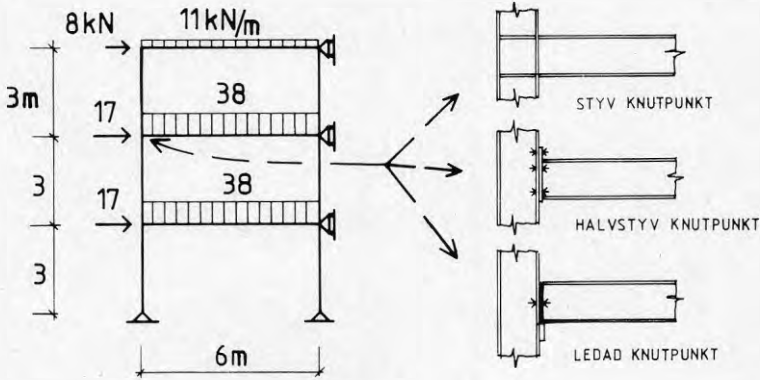
Däremot ökade pelarens utnyttjandefaktor med 37.2%. Detta beror till stor del på att pelarens knäckningslängd ökade från 9.9m till 19.2m, trots att inspänningsmomentet minskade från 114kNm till 94kNm.

Deformationen är beräknad med laster i brottgränstillståndet, i bruksgränstillståndet blir alltså deformationen mindre. Däremot är den relativa deformationsökningen jämförbar, vilket visar inverkan av knutpunktsstyvheten på deformationen.

Om man inte beaktar infästningens eftergivlighet vid dimensionering av en ram med infästningar med ändplåtsförband kan underdimensionering bli följden. Den ökning av knäckningslängden som man tex skall göra enligt BSK är inte tillräcklig för att beakta eftergivlighet vid infästningar med ändplåtsförband.

9.2 Flervåningsram med fixa knutpunkter

Samma ram som i exemplet i kapitel 9.1 beräknas nu med fixa knutpunkter. I övrigt gäller samma förutsättningar som för ramen i kapitel 9.1. Ramen beräknas med styva, halvstyva och ledade knutpunkter. Som ledad knutpunkt väljs en balk-pelarinfästning med klack. Systemlinjemått och laster framgår av figur 9.7.

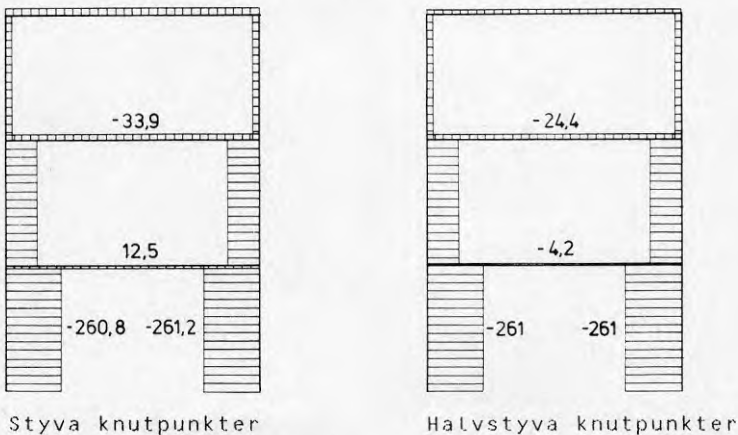


Figur 9.7 Systemlinjemått och laster

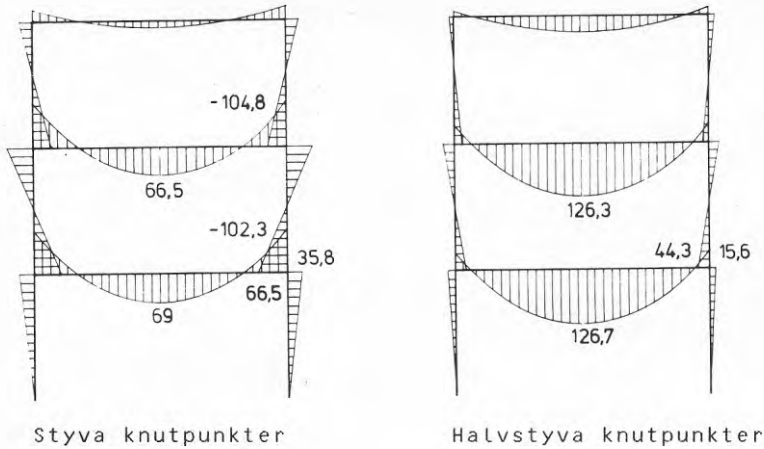
Beräkningsgången är densamma som för exemplet i kapitel 9.1.

Bestämning av kraft- och momentfördelningen i ramen

Ram med styva och halvstyva knutpunkter beräknas med datorprogram. Normalkrafts- och momentfördelningen från datorberäkningen redovisas i figur 9.8 och 9.9.



Figur 9.8 Normalkraftsfördelning från datorberäkning



Figur 9.9 Momentfördelning från datorberäkning

För ram med ledade knutpunkter blir balkmomentet:

$$M = \frac{ql^2}{8} = \frac{38 \cdot 6^2}{8} = 171 \text{ kNm}$$

Nedre pelarens axialkraft blir 261 kNm.

Beräkning av knäckningslängd

Eftersom den nedre högra pelaren är högst påkänd, kontrolleras endast denna. Knäckningslängden bestäms med användande av nomogram enligt Classification notes, note no 30.1, DnV, se figur 9.6.

Ram med styva knutpunkter:

$$I_c = I_b = 137E6 \text{ mm}^4$$

$$L_c = 3000 \text{ mm}$$

$$L_b = 6000 \text{ mm}$$

$$G_a = \frac{2 \cdot 137E6/3000}{137E6/6000} = 4 \quad (\text{övre knutpunkt})$$

$$G_b = \infty \quad (\text{nedre knutpunkt})$$

I nomogrammet i figur 9.6 (fixa knutpunkter) kan sedan knäckningslängden bestämmas till:

$$L_k = 0.95 \cdot 3000 = 2850 \text{ mm}$$

Ram_med_halfstyva_knutpunkter:

$$c_j = \frac{2.1E5 \cdot 3.42E6}{135} = 5.32E9 \text{ Nmm}$$

$$c_b = 2 \cdot 1 \cdot \frac{2.1E5 \cdot 137E6}{6000} = 9.59E9 \text{ Nmm}$$

$$\beta = \frac{1}{1 + 9.59E9/5.32E9} = 0.357$$

$$G_a = \frac{2 \cdot 137E6/3000}{0.357 \cdot 137E6/6000} = 11.2 \quad (\text{övre knutpunkt})$$

$$G_b = \infty \quad (\text{nedre knutpunkt})$$

Knäckningslängden kan sedan bestämmas till:

$$l_k = 0.98 \cdot 3000 = 2940 \text{ mm}$$

Ram_med_ledade_knutpunkter:

För ram med ledade knutpunkter blir knäckningslängden

$$l_k = 3000 \text{ mm}$$

Kontroll av balkar och pelareRam_med_styva_knutpunkter:

Snittkontroll av mellersta balken: (inspänningsnitt)

$$\left(\frac{N}{N_d}\right) \gamma + \frac{M_x}{M_{xd}} = \left(\frac{33.9}{2296}\right) 1.21 + \frac{104.8}{262} = 0.406 \leq 1.0$$

Böjning och knäckning i samma plan:

$$l_k = 2850 \text{ mm}$$

$$\lambda_c = \frac{l_k}{\pi i_x} \sqrt{\frac{f_y}{E}} = \frac{2850}{\pi \cdot 119} \sqrt{\frac{260}{210000}} = 0.268$$

$$\omega_c = 0.975$$

$$N_{xcd} = w_c f_{yd} A = 0.975 \cdot 236 \cdot 9730 = 2240 \text{ kN}$$

Beräkning av γ :

$$\gamma = \eta_x^2 w_c = 1.10^2 \cdot 0.975 = 1.18$$

Interaktionsformel:

$$\left(\frac{N}{N_{xcd}} \right) \gamma + \left(\frac{M_x}{M_{xcd}} \right) = \left(\frac{261.2}{2240} \right) 1.18 +$$

$$\left(\frac{35.8}{262} \right) = 0.216 \leq 1.0$$

Ram med halvstyva knutpunkter:

Snittkontroll av nedersta balken: (fält)

$$\left(\frac{N}{N_d} \right) \gamma + \frac{M_x}{M_{xd}} = \left(\frac{4.2}{2296} \right) 1.21 + \frac{126.7}{262} = 0.484 \leq 1.0$$

Böjning och knäckning i samma plan:

$$l_k = 2940 \text{ mm}$$

$$\lambda_c = \frac{l_k}{\pi i_x} \sqrt{\frac{f_y}{E}} = \frac{2940}{\pi \cdot 119} \sqrt{\frac{260}{210000}} = 0.277$$

$$w_c = 0.972$$

$$N_{xcd} = w_c f_{yd} A = 0.972 \cdot 236 \cdot 9730 = 2233 \text{ kN}$$

Beräkning av γ :

$$\gamma = \eta_x^2 w_c = 1.10^2 \cdot 0.972 = 1.18$$

Interaktionsformel:

$$\left(\frac{N}{N_{xcd}}\right) \gamma + \left(\frac{M_x}{M_{xcd}}\right) = \left(\frac{261}{2233}\right) 1.18 +$$

$$\left(\frac{15.6}{262}\right) = 0.139 \leq 1.0$$

Ram med ledade knutpunkter:

Snittkontroll av nedersta balken: (fält)
(Normalkraften i balken antas vara 17kN)

$$\left(\frac{N}{N_d}\right) \gamma + \frac{M_x}{M_{xd}} = \left(\frac{17}{2296}\right) 1.21 + \frac{171}{262} = 0.655 \leq 1.0$$

Knäckningskontroll:

$$l_k = 3000 \text{ mm}$$

$$\lambda_c = \frac{l_k}{\pi i_x} \sqrt{\frac{f_y}{E}} = \frac{3000}{\pi \cdot 119} \sqrt{\frac{260}{210000}} = 0.282$$

$$\omega_c = 0.970$$

$$N_{xcd} = \omega_c f_{yd} A = 0.970 \cdot 236 \cdot 9730 = 2228 \text{ kN}$$

$$\left(\frac{N}{N_{xcd}}\right) = \left(\frac{261}{2228}\right) = 0.117 \leq 1.0$$

Sammanfattning av dimensioneringskontroller

I tabell 9:2 är resultaten av dimensioneringskontrollerna sammanställda.

Knutpunkts- typ	Dimensioneringskontroll					
	Balk		Pelare			
	UF	$\Delta\%$	Lk(mm)	$\Delta\%$	UF	$\Delta\%$
Styv	0.406	+19.2	2850	+3.2	0.216	-35.6
Halvstyv	0.484		2940		0.139	
Ledad	0.655	-26.1	3000	-2.0	0.117	+18.8

Tabell 9:2 Sammanställning av resultat
(UF=utnyttjandefaktor)

Kommentarer:

Eftersom detta exempel beräknades med samma balk- och pelardimensioner som ramen med fria knutpunkter, är balken och pelaren något överdimensionerade. Detta har dock ingen större betydelse för jämförelsen.

För ram med halvstyva knutpunkter ökade balkens utnyttjandefaktor med 19.2% jämfört med ram med styva knutpunkter. Halvstyva knutpunkter jämfört med ledade knutpunkter gav däremot en minskning i balkens utnyttjandefaktor med 26.1%.

Pelarens utnyttjandefaktor minskade med 35.6% för ram med halvstyva knutpunkter jämfört med ram med styva knutpunkter. Däremot ökade utnyttjandefaktorn med 18.8% för ram med halvstyva knutpunkter jämfört med ram med ledade knutpunkter. Detta beror på att pelarens inspänningsmoment är noll för ram med ledade knutpunkter.

I detta exempel gav ram med halvstyva knutpunkter ej någon materialbesparing jämfört med ram med styva knutpunkter.

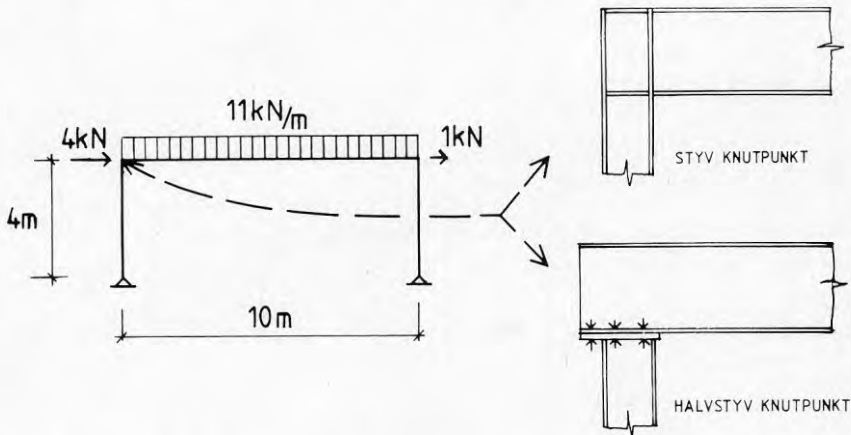
För ram med halvstyva knutpunkter minskade balkens utnyttjandefaktor mer än ökningen av pelarens utnyttjandefaktor. Detta innebär att det antagligen finns en materialbesparing för ram med halvstyva knutpunkter jämfört med ram med ledade knutpunkter.

9.3 Enväningsram med fria knutpunkter

I följande exempel beräknas en enväningsram med fria knutpunkter dels med styva knutpunkter och dels med halvstyva knutpunkter. Som halvstyv knutpunkt väljs ett ändplåtsförband med utstickande ändplåt i dragzonen. Exemplet avser att ge en jämförelse av pelare och balkutnyttjandegraden för de två typerna.

Ramen förutsätts påverkad av yttre laster av egentygnd, snö och vindlast samt nyttig last på bjälklagen. Lasterna är beräknade med partialkoefficientmetoden enligt SBN. Ramen förutsätts tillhöra säkerhetsklass 2.

För båda ramtyperna utgörs pelarna av profilen HEA 180 och balkarna av profilen IPE 300 i SS-stål 1412. Systemlinjemått och laster framgår av figur 9.10.



Figur 9.10 Systemlinjemått och laster

Kontroll av pelare och balkar görs enligt BSK. Pelarflänsarna förutsätts vara stagade så att böjvridknäckning ej blir dimensionerande. Även balkarna förutsätts infästa i bjälklagen så att böjvridknäckning ej blir dimensionerande.

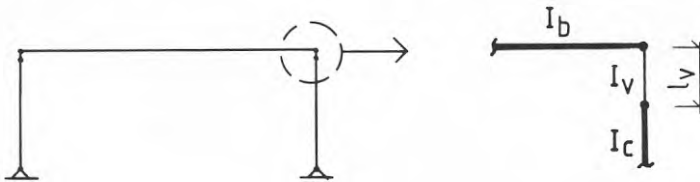
Beräkningen uppdelas i följande steg:

- o Bestämning av kraft och momentfördelning i ramen med hjälp av datorprogram. För ram med halvstyva knutpunkter bestäms ett fiktivt tröghetsmoment för balkinfästningen.
- o Beräkning av knäckningslängd
- o Kontroll av pelare och balkar enligt BSK

Bestämning av kraft- och momentfördelningen i ramen

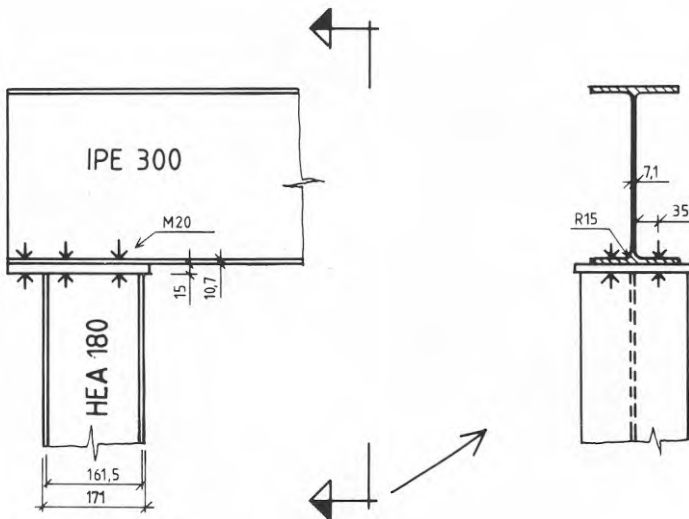
Kraft och momentfördelningen i ramen bestäms med hjälp av ett datorprogram. Programmet beräknar krafter och moment enligt första ordningens teori.

För ramen med halvstyva knutpunkter representeras balk-pelarinfästningen av en fiktiv balk med längden 0.5 balkens tvärsnittshöjd och med ett tröghetsmoment I_V , se figur 9.11.



Figur 9.11 Fiktiv styvhet för halvstyv knutpunkt

I figur 9.12 framgår dimensioner och skruvplacering för ändplåtsförbandet. Ändplåtstjockleken har valts till 15 mm och skruvdimensionen till $M20$ (8.8). Fyra skruvar används i dragzonen och två i tryckzonen.



Figur 9.12 Infästning av balk till pelare med ändplåtsförband

Knutpunktens tröghetsmoment I_V beräknas enligt Stark och Bercum (1977), se även kapitel 8.

$$I_V = \frac{h_c h_s^2}{4} \left(\frac{1}{0.15 t_{cw}} + \frac{l_b}{n_b A_{sp}} + \frac{m_c^2}{t_{cf}^3} \right)^{-1}$$

$h_c = 300$ mm (balken betraktas som pelare)

$h_s = 171 - 9.5 = 161.5$ mm

$t_{cw} = 7.1$ mm

$t_e = 15$ mm

$t_{cf} = 10.7$ mm

$l_b = 13/2 + 10.7 + 15 + 16/2 = 40.2$ mm

$n_b = 4$

$A_{sp} = 245$ mm² (M20 8.8)

$r_c = 15$ mm

$y_c + r_c = 20 + 15 = 35$ mm

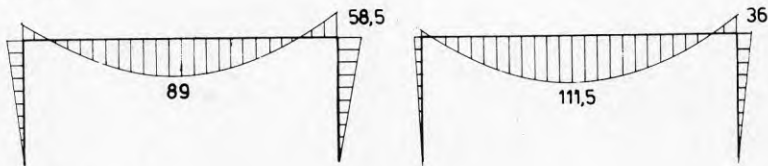
$m_c = y_c + r_c / 5 = 20 + 15/5 = 23$ mm

Med dessa data kan I_V beräknas till:

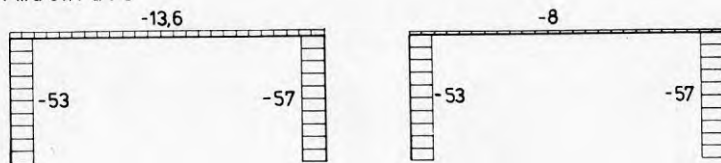
$$I_V = 1.39 \text{ E6 mm}^4$$

I figur 9.13 redovisas moment- och normalkraftsfördelningen från datorberäkningen.

Moment



Normalkraft



Styva knutpunkter

Halvstyva knutpunkter

Figur 9.13 Moment- och normalkraftsfördelning från datorberäkning

Beräkning av knäckningslängd

Pelarens knäckningslängd bestäms med hjälp av nomogram enligt Classification notes, note no 30.1, DnV, se figur 9.6.

Ram_med_styva_knutpunkter:

$$I_c = 25.1E6 \text{ mm}^4$$

$$I_b = 83.6E6 \text{ mm}^4$$

$$L_c = 4000 \text{ mm}$$

$$L_b = 10000 \text{ mm}$$

$$G_a = \frac{25.1E6/4000}{83.6E6/10000} = 0.75 \quad (\text{övre knutpunkt})$$

$$G_b = \infty \quad (\text{nedre knutpunkt})$$

I nomogrammet i figur 9.6 (fria knutpunkter) kan sedan knäckningslängden bestämmas till:

$$L_k = 2.25 \cdot 4000 = 9000 \text{ mm}$$

Ram_med_halfstyva_knutpunkter:

$$c_j = \frac{2.1E5 \cdot 1.39E6}{150} = 1.95E9 \text{ Nmm}$$

$$c_b = 6 \cdot 1 \cdot \frac{2.1E5 \cdot 83.6E6}{10000} = 1.05E10 \text{ Nmm}$$

$$\beta = \frac{1}{1 + 1.05E10/1.95E9} = 0.156$$

$$G_a = \frac{25.1E6/4000}{0.156 \cdot 83.6E6/10000} = 4.8 \quad (\text{övre knutpunkt})$$

$$G_b = \infty \quad (\text{nedre knutpunkt})$$

Knäckningslängden kan sedan bestämmas till:

$$L_k = 3.4 \cdot 4000 = 13600 \text{ mm}$$

Kontroll av balkar och pelareBeräkning av f_{yd} , N_d och M_{xd} :

$$f_{yd} = \frac{f_y}{\gamma_m \gamma_n} = \frac{260}{1.0 \cdot 1.1} = 236 \text{ N/mm}^2$$

$$N_d = f_{yd} A = 236 \cdot 5380 = 1270 \text{ kN} \quad (\text{balk})$$

$$N_d = f_{yd} A = 236 \cdot 4530 = 1069 \text{ kN} \quad (\text{pelare})$$

$$M_{xd} = f_{yd} \eta_x W_x = 236 \cdot 1.13 \cdot 5.57E5 = 148 \text{ kNm} \quad (\text{balk})$$

$$M_{xd} = f_{yd} \eta_x W_x = 236 \cdot 1.11 \cdot 2.94E5 = 77 \text{ kNm} \quad (\text{pelare})$$

Ram med styva knutpunkter:

Snittkontroll av balken: (fält)

$$\gamma = \eta_x^2 = 1.13^2 = 1.28$$

$$\left(\frac{N}{N_d}\right)\gamma + \frac{M_x}{M_{xd}} = \left(\frac{13.6}{1270}\right)1.28 + \frac{89}{148} = 0.604 < 1.0$$

Snittkontroll av nedre högra pelaren: Vid ram med förskjutbara knutpunkter blir snittkontrollen aldrig avgörande.

Böjning och knäckning i samma plan:

$$l_k = 9000 \text{ mm}$$

$$\lambda_c = \frac{l_k}{\pi i_x} \sqrt{\frac{f_y}{E}} = \frac{9000}{\pi \cdot 74.5} \sqrt{\frac{260}{210000}} = 1.353$$

$$\omega_c = 0.378 \quad (\text{grupptillhörighet B})$$

$$N_{xcd} = \omega_c f_{yd} A = 0.378 \cdot 236 \cdot 4530 = 404 \text{ kN}$$

Beräkning av γ :

$$\gamma = \eta_x^2 \omega_c = 1.11^2 \cdot 0.378 = 0.466 \leq 0.8 ; \gamma = 0.80$$

Interaktionsformel:

$$\left(\frac{N}{N_{xcd}}\right)\gamma + \left(\frac{M_x}{M_{xcd}}\right) = \left(\frac{57}{404}\right)0.80 +$$

$$\left(\frac{58.5}{77}\right) = 0.968 \leq 1.0$$

Ram med halvstyva knutpunkter:

Snittkontroll av balken: (fält)

$$\left(\frac{N}{N_d}\right)\gamma + \frac{M_x}{M_{xd}} = \left(\frac{8}{1270}\right)1.28 + \frac{111.5}{148} = 0.755 \leq 1.0$$

Böjning och knäckning i samma plan:

$$L_k = 13600 \text{ mm}$$

$$\lambda_c = \frac{L_k}{\pi i_x} \sqrt{\frac{f_y}{E}} = \frac{13600}{\pi \cdot 74.5} \sqrt{\frac{260}{210000}} = 2.045$$

$$\omega_c = 0.186$$

$$N_{xcd} = \omega_c f_{yd} A = 0.186 \cdot 236 \cdot 4530 = 199 \text{ kN}$$

Beräkning av γ :

$$\gamma = \eta_x^2 \omega_c = 1.11^2 \cdot 0.186 = 0.229 \leq 0.8 ; \gamma = 0.80$$

Interaktionsformel:

$$\left(\frac{N}{N_{xcd}}\right)\gamma + \left(\frac{M_x}{M_{xcd}}\right) = \left(\frac{57}{199}\right)0.80 +$$

$$\left(\frac{36}{77}\right) = 0.835 \leq 1.0$$

Sammanfattning av dimensioneringskontroller

I tabell 9:3 är resultaten av dimensioneringskontrollerna sammanställda. Dessutom är den horisontella deformationen (svajet) återgivet.

Knutpunkts- typ	Dimensioneringskontroll			Deformation (mm)
	Balk	Pelare		
	UF	Lk(mm)	UF	
Styv	0.604	9000	0.968	14.1
Halvstyv	0.755	13600	0.835	33.2
Förändring (%)	+25.0	+51	-13.7	+135

Tabell 9:3 Sammanställning av resultat
(UF=utnyttjandefaktor)

Kommentarer:

För ram med styva knutpunkter var balkens stödmoment 58.5kNm jämfört med fältmomentet 89kNm. Styvhetsförhållandet I/I mellan balk och pelare är alltså så lågt att fältmomentet blir dominerande.

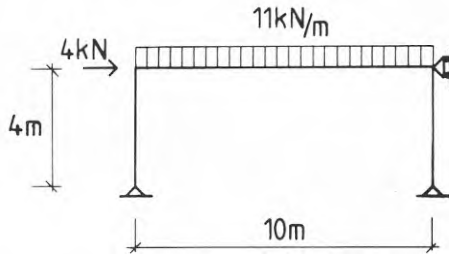
Med halvstyva knutpunkter ökar balkens utnyttjandefaktor med 25%, pga att fältmomentet ökar. Pelarens utnyttjandefaktor minskade med 13.7%. Detta hänförs till största delen en minskning i pelarmomentet från 58.5kNm till 36kNm. Knäckningslängden ökade däremot från 9m till 13.6m.

Deformationerna har på samma sätt som i exemplet i kapitel 9.1 beräknats med laster i brottgränstillståndet. Med halvstyva knutpunkter ökade deformationerna kraftigt.

För detta beräkningsexempel ger alltså halvstyva knutpunkter ej någon materialbesparing.

9.4 Enväningsram med fixa knutpunkter

Samma ram som i exemplet i kapitel 9.3 beräknas nu med fixa knutpunkter. I övrigt gäller samma förutsättningar som för ramen i kapitel 9.3. Ramen beräknas med dels styva och dels halvstyva knutpunkter. Systemlinjemått och laster framgår av figur 9.14.



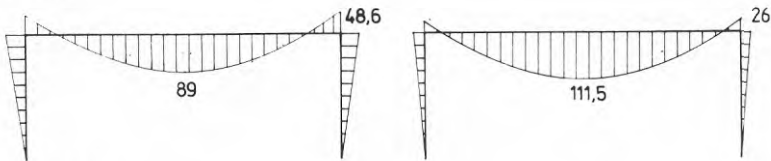
Figur 9.14 Systemlinjemått och laster

Beräkningsgången är densamma som för exemplet i kapitel 9.3.

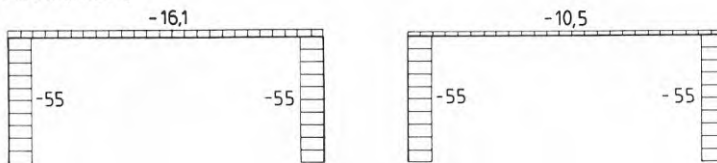
Bestämning av kraft- och momentfördelningen i ramen

I figur 9.15 redovisas normalkrafts- och momentfördelningen från datorberäkningen.

Moment



Normalkraft



Styva knutpunkter

Halvstyva knutpunkter

Figur 9.15 Moment- och normalkraftsfördelning från datorberäkning

Beräkning av knäckningslängd

Pelarens knäckningslängd bestäms med användande av nomogram enligt Classification notes, note no 30.1, DnV, se figur 9.6.

Ram med styva knutpunkter:

$$G_a = 0.75 \quad (\text{övre knutpunkt})$$

$$G_b = \infty \quad (\text{nedre knutpunkt})$$

I nomogrammet i figur 9.6 (fixa knutpunkter) kan sedan knäckningslängden bestämmas till:

$$l_k = 0.85 \cdot 4000 = 3400 \text{ mm}$$

Ram med halvstyva knutpunkter:

$$C_j = \frac{2.1E5 \cdot 1.39E6}{150} = 1.95E9 \text{ Nmm}$$

$$C_b = 2 \cdot 1 \cdot \frac{2.1E5 \cdot 83.6E6}{10000} = 3.51E9 \text{ Nmm}$$

$$\beta = \frac{1}{1 + 3.51E10/1.95E9} = 0.357$$

$$G_a = \frac{25.1E6/4000}{0.357 \cdot 83.6E6/10000} = 2.10 \quad (\text{övre knutpunkt})$$

$$G_b = \infty \quad (\text{nedre knutpunkt})$$

Knäckningslängden kan sedan bestämmas till:

$$l_k = 0.92 \cdot 4000 = 3680 \text{ mm}$$

Kontroll av balkar och pelare

Ram med styva knutpunkter:

Snittkontroll av balken: (fält)

$$\gamma = \eta_x^2 = 1.13^2 = 1.28$$

$$\left(\frac{N}{N_d}\right)\gamma + \frac{M_x}{M_{xcd}} = \left(\frac{16.1}{1270}\right)1.28 + \frac{89}{148} = 0.605 \leq 1.0$$

Böjning och knäckning i samma plan:

$$l_k = 3400 \text{ mm}$$

$$\lambda_c = \frac{l_k}{\pi i_x} \sqrt{\frac{f_y}{E}} = \frac{3400}{\pi \cdot 74.5} \sqrt{\frac{260}{210000}} = 0.511$$

$$\omega_c = 0.876$$

$$N_{xcd} = \omega_c f_{yd} A = 0.876 \cdot 236 \cdot 4530 = 936 \text{ kN}$$

Beräkning av γ :

$$\gamma = \eta_x^2 \omega_c = 1.11^2 \cdot 0.876 = 1.08$$

Interaktionsformel:

$$\left(\frac{N}{N_{xcd}}\right)\gamma + \left(\frac{M_x}{M_{xcd}}\right) = \left(\frac{55}{936}\right) 1.08 +$$

$$\left(\frac{48.5}{77}\right) = 0.677 \leq 1.0$$

Ram med halvstyva knutpunkter:

Snittkontroll av balken: (fält)

$$\left(\frac{N}{N_d}\right)\gamma + \frac{M_x}{M_{xcd}} = \left(\frac{10.5}{1270}\right)1.28 + \frac{111.5}{148} = 0.756 < 1.0$$

Böjning och knäckning i samma plan:

$$l_k = 3680 \text{ mm}$$

$$\lambda_c = \frac{l_k}{\pi i_x} \sqrt{\frac{f_y}{E}} = \frac{3680}{\pi 74.5} \sqrt{\frac{260}{210000}} = 0.553$$

$$\omega_c = 0.856$$

$$N_{xcd} = \omega_c f_{yd} A = 0.856 \cdot 236 \cdot 4530 = 915 \text{ kN}$$

Beräkning av γ :

$$\gamma = \eta_x^2 \omega_c = 1.11^2 \cdot 0.856 = 1.05$$

Interaktionformel:

$$\left(\frac{N}{N_{xcd}}\right)\gamma + \left(\frac{M_x}{M_{xcd}}\right) = \left(\frac{55}{915}\right)1.05 +$$

$$\left(\frac{26}{77}\right) = 0.390 < 1.0$$

Sammanfattning av dimensioneringskontroller

I tabell 9:4 är resultaten av dimensioneringskontrollerna sammanställda.

Knutpunkts- typ	Dimensioneringskontroll		
	Balk	Pelare	
	UF	Lk(mm)	UF
Styv	0.605	3400	0.677
Halvstyv	0.756	3680	0.390
Förändring (%)	+25.0	+8.2	-42.4

Tabell 9:4 Sammanställning av resultat
(UF=utnyttjandefaktor)

Kommentarer:

För balken är resultatet i princip det samma som för ram med fria knutpunkter (kap 9.3). Detta pga att balken dimensioneras i fältmitt och att momentet är där lika för dessa två exempel.

Pelarens utnyttjandefaktor minskar med 42.4% för ram med halvstyva knutpunkter. Detta beror till största delen på att pelarmomentet minskar från 48.5kNm till 26kNm.

Halvstyva knutpunkter ger ej någon materialbesparing i detta exempel.

10 VINKELSTÄNGSINFÄSTNING

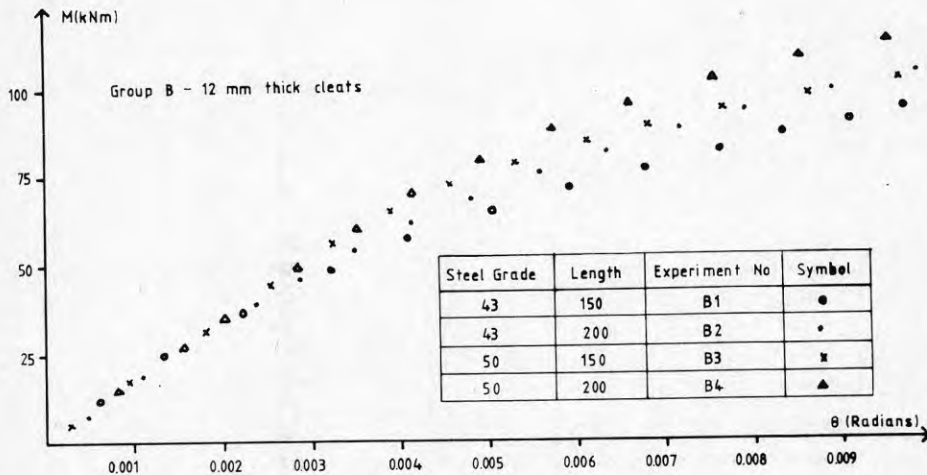
10.1 Undersökning av Maxwell, Howlett, Jenkins och Bose, 1981. (A realistic approach to the performance and application of semi-rigid joints in steel structures)

Omfattande provningar av balk- pelarinfästningar med vinkelstänger i drag- och tryckzonen visade att dessa var lämpade som halvstyva infästningar.

Provningarna utfördes på vinkelstänger med dimensionen 150x90mm och indelades i tre grupper med tjocklekarna 10, 12 respektive 15mm. I varje grupp varierades sedan längd och materialkvalitet.

För infästning av den horisontella skänkeln användes 4st M20 HSFG (High Strength Friction Grip, vilket motsvarar ungefär 10.9 skruvar) skruvar och för infästning av den vertikala skänkeln 2st M20 8.8 skruvar.

Moment- rotationssamband från en sådan grupp framgår av figur 10.1.



Figur 10.1 Moment- rotationssamband från provning av vinkelstängsinfästningar

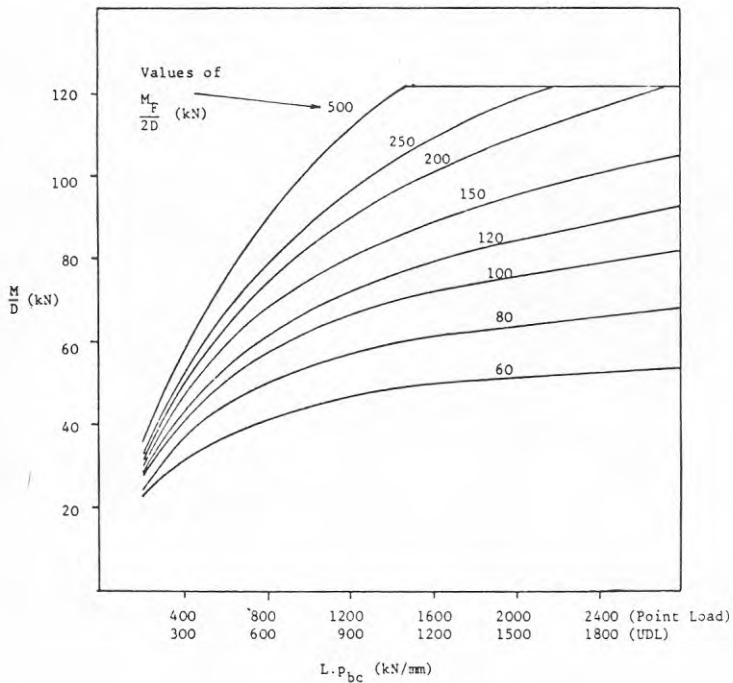
Från provningsresultaten kan bl a följande slutsatser dras:

- 1) Den horisontella skänkeln vinkeländring är i storleksordningen 4-5 gånger större än balkens
- 2) För infästning av den horisontella skänkeln bör alltid två skruvrader med HSFG skruvar användas, för att förhindra rotation p g a glidning

- 3) Om två skruvrader används för infästning av det vertikala benet till pelarflänsen, kommer skruvarna närmast balkflänsen att obetydligt bidra till momentkapaciteten
- 4) Brottorsaken var för de flesta försöken glidning av de fyra HSFG skruvarna som fäste den horisontella skänkeln till balkflänsen

Dimensioneringsdiagram

Från provningsresultaten utvecklades därefter dimensioneringsdiagram för balkar med vinkelstångsinfästningar med tjocklekarna 10, 12 och 15 mm. Exempel på ett sådant diagram visas i figur 10.2.



Figur 10.2 Dimensioneringsdiagram för 12mm vinkelstång

Dimensionering av en balk sker i princip enligt följande:

- 1) Beräkna fältmoment (M_A) för en fritt upplagd balk
- 2) Beräkna inspänningsmoment (M_f) för en fast inspänd balk

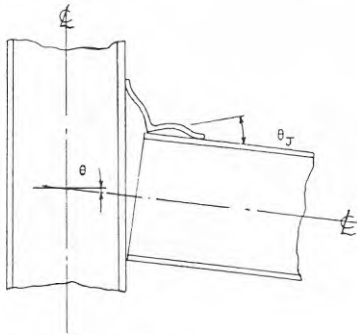
- 3) Beräkna $L P_{BC}$ där $L =$ balkspännvidd
 $P_{BC} =$ tillåten böjspänning
- 4) Beräkna $M_f/2D$ där $D =$ centrumavstånd
balkflänsar
- 5) Gå in i diagram vilket ger M/D
- 6) Inspänningsmomentet M kan därefter beräknas
- 7) Max fältmoment blir därefter $M_A - M$

Viktbesparing för balkar med denna typ av infästning med vinkeljärn, jämfört med fritt upplagda balkar är i storleksordningen 10-20%.

10.2 Undersökning av Maxwell, Jenkins och Howlett, 1981. (A theoretical approach to the analysis of connections)

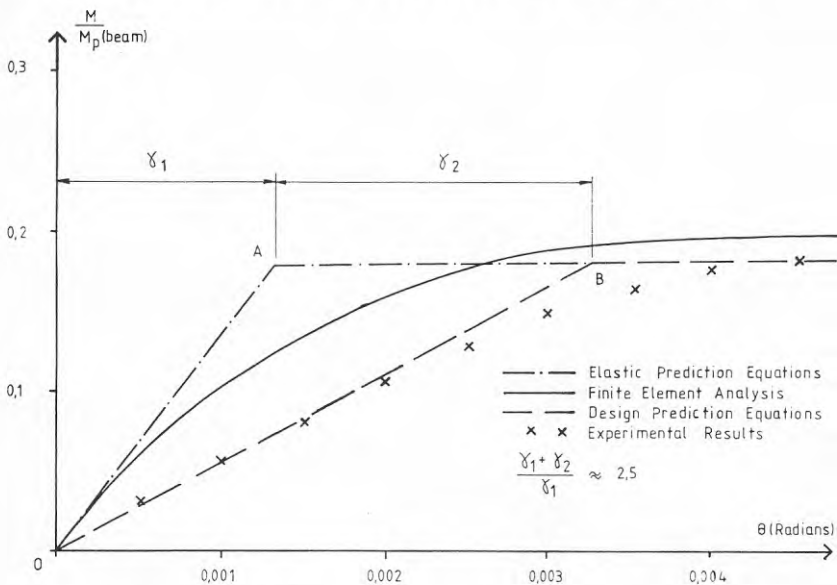
Ett elasto-plastiskt FE-program utvecklades för att analysera bl a vinkelstängsifästningar med topp och botten vinkelstänger.

Eftersom vinkeländringen (θ_j) för den horisontella skänkeln är i storleksordningen 5θ (se figur 10.3) utvecklades programmet så att båda skänklarna ingick i analysen.



Figur 10.3 Deformationsbild av vinkelstäng i dragzonen

Med underlag av omfattande tidigare provningar av Maxwell, Jenkins m fl (1981a) på vinkelstängsinfästningar, kunde sedan en jämförelse göras med resultat av FE-analys, se figur 10.4.



Figur 10.4 Moment- rotations sambandskurvor

Moment- rotationssamband

Ett moment- rotationssamband utvecklades för den elastiska delen av kurvan, baserat på två faktorer som i huvudsak bidrar till rotationen, nämligen:

- o deformationen av den vertikala skänkeln hos den dragna vinkelstången - f_1
- o skruvdeformationen - f_2

Rotationen relateras endast till infästningens deformationer och ej till pelarens. Rotations sambandet utvecklades för vinkelstänger med dimensionen 150x90mm och med längderna 150 och 200mm. Sambandet är:

$$\frac{M_1}{\theta} = \frac{E D^2}{4(f_1 + f_2)} \quad ; \quad D = \text{balkhöjd}$$

I figur 10.5 är detta moment- rotationssamband (M- θ) inritat som linjen O-A. Det maximala momentet som infästningen kan överföra (M_{\max}) vilket motsvarar brytpunkten A i figuren bestäms av det minsta av följande värden:

- 1) moment som medför glidning mellan den horisontella skänkeln och balkflänsen
- 2) moment som ger maxlast för skruvarna i vinkelstångens vertikala skänkel
- 3) moment som ger en rotationsled i vinkelstången

Resultat från experimenten ger sedan moment-rotationskurvan O-B vilken i sin tur ger förstoringfaktorn $\gamma = (\gamma_1 + \gamma_2) / \gamma_1$.

Det slutliga M- θ sambandet för infästningen blir sedan:

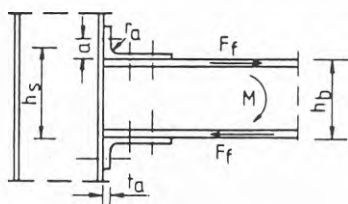
$$\frac{M}{\theta} = \frac{M_1}{\gamma \theta}$$

10.3 Undersökningar av Hotz, 1983. (Traglastversuche für stützen-riegel-verbindingen mit verbesserter wirtschaftlichkeit)

Det plastiska inspänningsmomentet som infästningen kan överföra har beräknats för ett stort antal infästningar av HE-balkar till IPE-pelare. För samtliga infästningar har vinkelstänger med dimensionen 200x140x14 mm använts.

Det plastiska inspänningsmomenten (M_{Vu}) har beräknats enligt Stark och Bercum (1977), i vilken dimensioneringsregler enligt flyttlinjeteori finns för bl a denna typ av infästning.

Inspänningsmomentet M_{Vu} kan beräknas som:



$$M_{Vu} = F_f h_s$$

där

$$h_s = h_b + t_a + \frac{4}{5} r_a$$

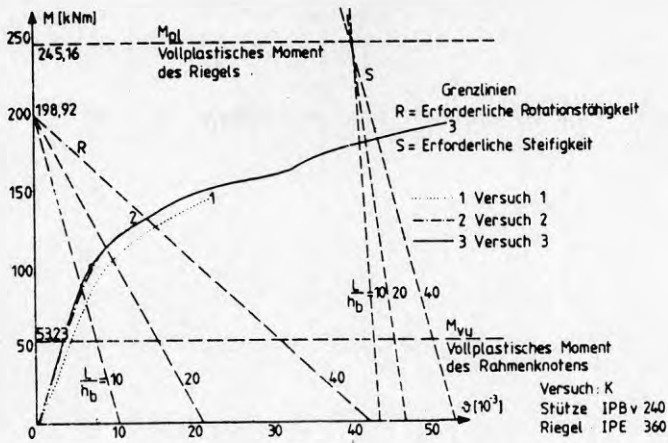
F_f bestäms för fem kritiska delar av infästningen, nämligen:

- | | |
|------------|---|
| Dragzonen | 1) F_f då flytning börjar i skruvarna |
| | 2) F_f då vinkelstängen uppnått M_{pl} |
| | 3) F_f då pelarflänsen uppnått M_{pl} |
| | 4) F_f då pelarlivet uppnått M_{pl} |
| Tryckzonen | 5) F_f då pelarlivet uppnått plastisk bucklingslast |

Max F_f som infästningen kan överföra är sedan min (F_{f1} , F_{f5}). Därmed kan M_{Vu} bestämmas för infästningen.

Som en kontroll på de beräknade inspänningsmomenten provades 12 knutpunkter. För samtliga provningar var momentkapaciteten betydligt större än det beräknade plastiska inspänningsmomentet M_{Vu} .

Exempel på en $M-\theta$ kurva från en provning med balk IPE360 och pelare HEB240 framgår av figur 10.5.



Figur 10.5 M- θ - samband

Det teoretiska plastiska inspänningsmomentet har beräknats till 53.23 kNm. I figuren är även inlagda för minsta rotationskapacitet (R) och minsta styvhet (S). Om den första flytleden bildas vid stöd, blir kravet på infästningens rotationskapacitet enligt ekv (4), kap 7, dvs:

$$\theta = \frac{L}{6 EI} \left(\frac{ql^2}{4} - 3M \right) \quad (\text{kurva R})$$

Med ett krav på största tillåten nedböjning i brottgränstillståndet ($L/50$) blir kravet på infästningens minsta styvhet enligt ekv 9, kap 7, dvs:

$$\theta \leq \frac{L}{8 EI} (M_p - M) + \frac{1}{25} \quad (\text{kurva S})$$

Som framgår från detta försök är rotationskapaciteten tillräcklig för att den tredje flytleden i fältmitt skall kunna utvecklas.

Det plastiska momentet för IPE360 var 245 kNm. Med ett inspänningsmoment på 53 kNm kan balken maximalt klara en last som vid fritt upplagd balk motsvarar momentet $ql^2/8 = 245 + 53 = 298$ kNm.

För en ledat infäst balk (exempelvis balk infäst med vinkelstäng i livet) behövs en IPE400 för att klara motsvarande last.

För balken blir därmed viktbesparingen 14 %.

Tas även hänsyn till arbetskostnaden för infästningen, har Hotz beräknat en totalkostnad för en ledad infästning jämfört med en vinkelstångsinfästning.

En ledad infästning (livvinkelstång) skulle då kosta 795 DM och en halstyv enligt ovan 752 DM, alltså en kostnadsbesparing på 5.4 %.

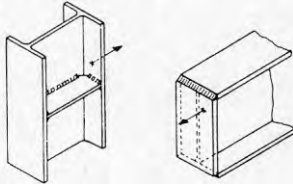
11 ÄNDPLÄTTSINFÄSTNING

11.1 Undersökning av Zoetermeijer, 1981. (Semi-rigid bolted beam-to-column connections with stiffened column flanges and flush-end-plates)

Undersökningar gjordes på avstyvade pelarflänsar och på icke utstickande ändplåtar.

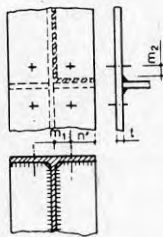
Avstyvad pelarfläns

Med flyttlinjeteori analyserades en oändligt lång plåt, belastad med en punktlast. Plåten antogs vara fast inspänd längs två kanter och fri längs den tredje kanten. Detta symboliserar en avstyvad pelarfläns enligt figur 11.1.



Figur 11.1 Avstyvad pelarfläns

Resultatet av analysen är ett diagram enligt figur 11.2, i vilket brottlasten för pelarflänsen kan bestämmas. Linjerna representerar skruvpositioner som ger samma brottlast. Brottlasten kan bestämmas genom att multiplicera α - värdet med plåtens plastiska moment.



$$\lambda_1 = \frac{m_1}{m_1 \cdot n_1} \quad \lambda_2 = \frac{m_2}{m_1 \cdot n_1}$$

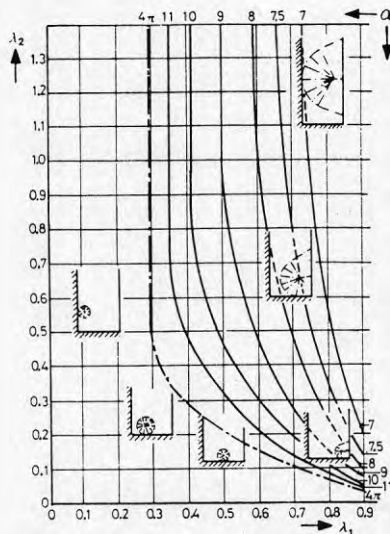
$$\hat{f} = \alpha \cdot m_p$$

$$m_p = \frac{1}{4} \sigma_y \cdot t^2$$

σ_y = yield strength of the platematerial

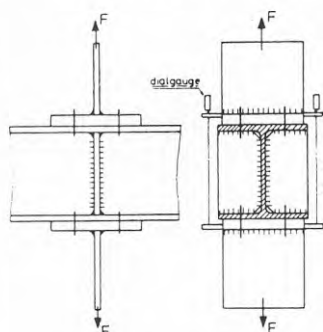
t = plate thickness

α = factor determined with chart.



Figur 11.2 Dimensioneringdiagram för avstyvad pelarfläns

För att få en kontroll om teorin enligt dimensioneringsdiagram stämde, gjordes 15 provningar på HEA240 och HEA300, se figur 11.3.

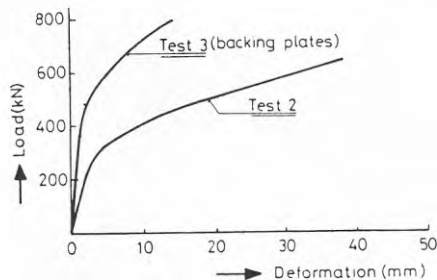


Figur 11.3 Provning av avstyvad pelarfläns

Tre olika brottorsaker kunde urskiljas:

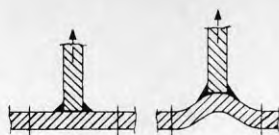
- o genomstansning av skruv genom pelarflänsen
- o brott i svets mellan avstyvning och pelarfläns
- o brott av en eller flera skruvar

Genomstansning av skruv inträffade endast för HEA240, vilken har en flänstjocklek på 11.6 mm. Plåtar på baksidan av flänsen (på engelska backing plates) visade sig kunna användas för att undvika genomstansning och för att minska deformationerna. Vid provningar med sådana plåtar visade sig att dessa också ökade lastkapaciteten, se last-deformationskurva enligt figur 11.4.



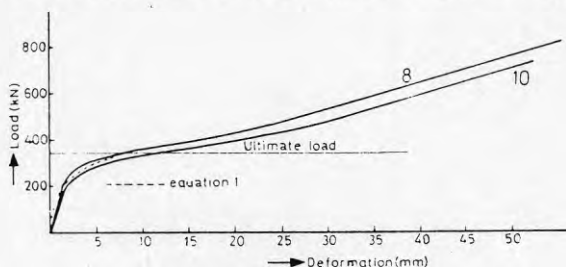
Figur 11.4 Förstärkningsplåtar (backing plates) ökar lastkapaciteten

Svetsbrott mellan avstyvning och fläns visade att böjspänningen från flänsens böjning (se figur 11.5) ökade spänningen i svetsen.



Figur 11.5 Flänsens böjning ökar svetspåkänningen

I fyra av provningarna var deformationerna vid beräknad brottlast ungefär dubbelt så stora som de elastiska deformationerna, se figur 11.6.



Figur 11.6 Last- deformationsdiagram

Resultatet av provningen och beräknade brottgränsvärden enligt diagram i figur 11.2 framgår av tabell 11.1.

Test nr (1)	Column section (2)	m_1+n_1 (3)	m_p (4)	weld (5)	λ_1 (6)	λ_2 (7)	Test results			Dutch design method			
							F_{max} kN (8)	$\frac{B_{max}}{F_{max}}$ (9)	Fail mode (10)	\hat{T} kN (11)	\hat{B}_t kN (12)	\hat{F} kN (13)	$\frac{F_{max}}{\hat{F}}$ (14)
1	HE240A	95	8,1,4	6	0.37	0.37	743	1.01	punch	100	158	400	1.86
2	"	95	8,4,4	6	0.63	0.37	638	1.10	punch	79	158	316	2.02
3*	"	95	8,4,4	6	0.63	0.37	784	1.18	weld	118	158	472	1.66
4	"	95	8,4,4	6	0.37	0.64	714	1.00	punch	92	158	368	1.94
5	"	95	8,4,4	6	0.63	0.37	599	1.40	punch	79	158	316	1.90
6	"	95	8,4,4	6	0.63	0.64	520	1.12	bolt	68	102	272	1.91
7	"	95	8,4,4	6	0.63	0.64	592	1.20	punch	68	158	272	2.18
8	HE300A	119	10,9,4	7	0.71	0.71	812	1.48	bolt	84	210	335	2.42
9	"	119	10,9,4	7	0.24	0.71	1084	1.11	bolt	135	210	540	2.00
10	"	119	10,9,4	7	0.71	0.71	815	1.25	weld	84	210	335	2.43
11**	"	119	10,9,4	5	0.24	0.71	1183	1.01	bolt	131	210	524	2.26
12	"	119	10,9,4	7	0.71	0.24	666	1.22	weld	89	210	354	1.88
13	"	119	10,9,4	7	0.24	0.24	980	1.22	bolt	131	210	524	1.87
14**	"	119	10,9,4	7	0.24	0.24	1333		weld	131	210	995	1.34
15	"	119	10,9,4	5	0.71	0.24	705	1.37	weld	97	210	390	1.81

* backing plates

** 2 bolts adjacent to stiffener, second bolt $\lambda_1 = 0.71$

*** $\hat{B}_t = 0.7$ * failure load of the bolt

Bolts: 1 up to and including 5 and 7 M20-8.8

6 M16-8.8

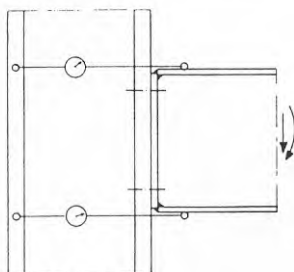
8 up to and including 15 M24-8.8

Tabell 11.1 Resultat av provning och beräknade värden

Efter jämförelse mellan provningsresultat och beräknade värden på brottlasten, kom Zoetermeijer fram till att dimensioneringsdiagram enligt figur 11.2 kan användas om $\lambda_1 \leq 0.5$. Därvid begränsas bändningsbidraget till 30% varför risken för deformationer och brott i svetsen begränsas.

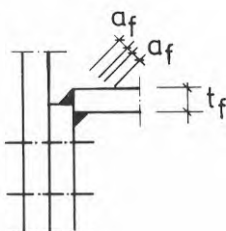
Icke_utstickande_ändplåt

För att kontrollera om dimensioneringsdiagrammet enligt figur 11.2 även kunde användas för icke utstickande ändplåt, gjordes 23 provningar på HEA300 och IPE400 balkar enligt figur 11.7. Pelarflänsen var för dessa provningar mycket styvare än till ändplåten.



Figur 11.7 Provning av balk-pelarfästning med icke utstickande ändplåt

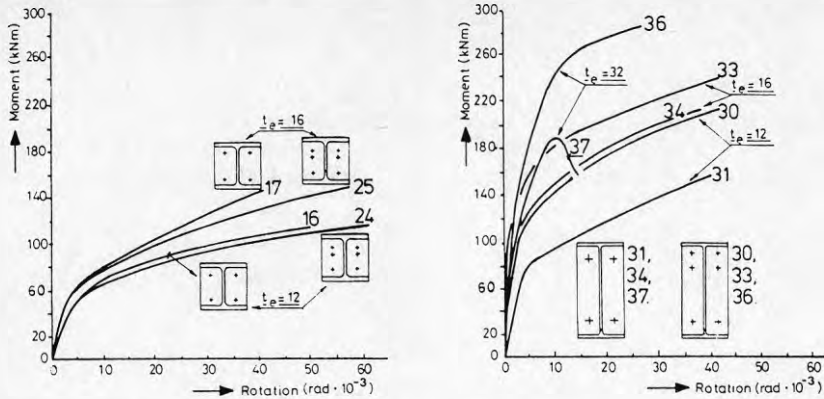
Svetsbrott i dragzonen mellan fläns och ändplåt inträffade i två fall. Svetsen måste ha tillräcklig styrka för att klara av det minsta av flänsens och ändplåtens plastiska moment. Dessutom måste svetsen ha tillräcklig deformationskapacitet. Därför rekommenderas att svetsen skall ha en minsta tjocklek på $0.4t_f$, men att a_f skall vara maximalt 6mm, se figur 11.8.



Figur 11.8 Svets mellan fläns och ändplåt

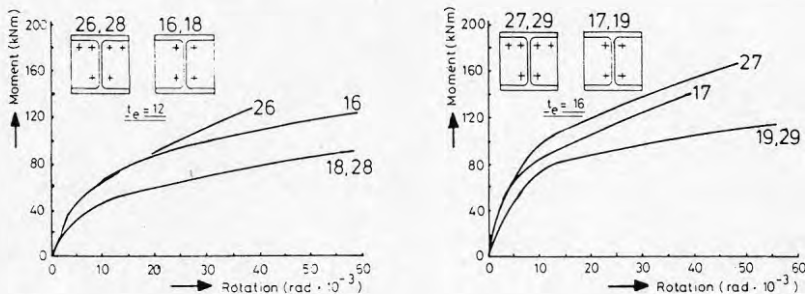
En andra skruv parallell med balklivet, ökar ej momentkapaciteten om skruven placeras i flytlinjemönstret från den översta skruven. Detta framgår av M- θ - samband till vänster i figur 11.8.

Däremot kan en andra skruv bidra till momentkapaciteten om avståndet till fast upplag är så litet att kraftöverföringen sker genom skjuvning istället för böjning. Detta framgår av M- θ - samband till höger i figur 11.9.



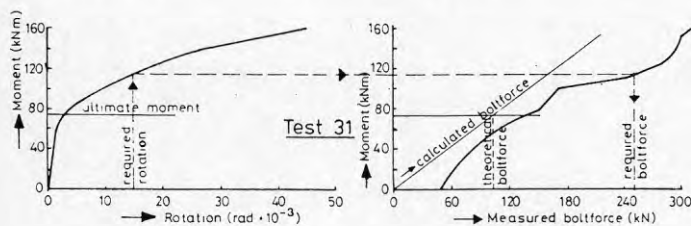
Figur 11.9 Extra skruv parallell med balklivet

Om däremot en andra skruv placeras parallellt med den övre balkfänsen, bidrar denna ej till ökad momentkapaciteten. Detta framgår av M- θ - samband enligt figur 11.10.



Figur 11.10 Extra skruv parallell med den övre

Krav på infästningens rotationskapacitet måste ställas för att en tredje flyttled i fältmitt skall kunna bildas. Då rotationen ökar, ökar också momentet och därmed skruvkrafterna. Därför krävs att skruvarna har tillräcklig hållfasthet, för att en flyttled i fältmitt skall kunna bildas, se figur 11.11.



Figur 11.11 Exempel på erforderlig rotation och skruvkraft för att en tredje flyttled i fältmitt skall kunna bildas

Resultatet av provningarna och beräknade värden på brottlasten enligt diagram i figur 11.2 framgår av tabell 11:2.

Test nr.	Beam section	m ₁ +n ₁ mm	m _p kN	weld mm	λ ₁	λ ₂	h _s mm	Test results				Design method				
								M _{max} kNm	B _{max} F _{max}	Fail. mode	T kN	B _t ^{***} kN	F kN	M kNm	M _{ext} kNm	M _{max} M _{tot}
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)	(14)	(15)	(16)	(17)
16	HE300A	140	10.6	10	0.36	0.19	228	124	1.30	-	133	248	266	61	-	2.03
17	"		18.3	10	0.36	0.19	228	147	1.00	-	230	219	438	100	-	1.47
18	"		10.6	10	0.36	0.34	208	117	1.34	weld	133	248	266	55	-	2.13
19	"		18.3	10	0.36	0.34	208	128	1.00	-	230	219	438	91	-	1.41
20	"		10.6	10	0.75	0.24	228	71	2.17	-	90	248	180	41	-	1.73
21	"		18.3	6	0.75	0.24	228	93	1.42	-	150	219	300	69	-	1.35
22	"		10.6	6	0.75	0.38	208	50	1.57	-	79	248	158	33	-	1.52
23	"		18.3	6	0.75	0.38	208	68	2.00	-	132	219	264	55	-	1.24
24*	"		10.6	6	0.36	0.24	228	124	1.26	-	133	248	266	61	0	2.03
25*	"		18.3	6	0.36	0.24	228	148	1.00	-	230	219	438	100	0	1.48
26**	"		10.6	6	0.36	0.24	228	130	1.22	-	133	248	266	61	0	2.13
27**	"		18.3	6	0.36	0.24	228	160	0.80	-	230	219	438	105	0	1.52
28**	"		10.6	6	0.36	0.38	208	90	1.52	-	127	248	254	53	0	1.70
29**	"		18.3	6	0.5	0.38	208	124	1.00	-	220	219	438	91	0	1.36
30*	IPE400	80	10.6	6	0.5	0.41	338	195	1.71	-	108	232	216	73	40	1.64
31	"		10.6	6	0.5	0.41	338	160	1.50	-	108	232	216	73	-	2.19
32	"		10.6	6	0.5	1.21	268	101	1.62	-	95	232	190	51	-	2.00
33*	"		18.3	6	0.5	0.41	338	246	1.37	weld	188	218	376	127	73	1.19
34	"		18.3	6	0.5	0.41	338	208	1.00	bolt	188	218	376	127	-	1.64
35	"		18.3	6	0.5	1.21	268	129	1.27	-	165	218	330	88	-	1.47
36*	"		61.4	10	0.5	0.41	338	306	1.13	-	660	234	468	158	74	1.19
37	"		61.4	10	0.5	0.41	338	213	1.04	bolt	660	234	468	158	-	1.35
38	"		61.4	10	0.5	1.21	268	169	1.06	-	553	234	468	125	-	1.35

* second bolt below the bolt adjacent to the flange *** B_t = 0.7 * failure load of the bolt
 ** second bolt next to the bolt adjacent to the flange All bolts M24-8.8

Tabell 11:2 Resultat av provningar och beräknade värden

Av jämförelse mellan provningarna och beräknade värden på brottlasten framgår att dimensioneringsdiagrammet enligt figur 11.4 kan användas för bestämning av momentkapaciteten, men fler provningar behövs enligt författarna för att belysa vissa aspekter, nämligen:

- 1) erforderlig skruvhållfasthet för att uppnå erforderlig rotationskapacitet
- 2) bidrag av extra skruv parallell med balklivet
- 3) bidrag av extra skruv parallell med balkflänsen

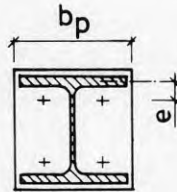
11.2 Undersökning av Phillips och Packer, 1981.
(The effect of plate thickness on flush
end-plate connections)

Författarna har undersökt vilken inverkan ändplåtstjockleken har för balk- pelarinfästningar med icke utstickande ändplåt.

För bestämning av ändplåtstjockleken har ett flertal olika dimensioneringsmetoder föreslagits. Skillnaden mellan metoderna kan variera med över 100%. Nedan presenteras några av dimensioneringsmetoderna.

Douty och McGuire (1965) föreslog att ändplåtstjockleken (t_p) skulle bestämmas enligt:

$$t_p \geq \sqrt{\frac{4 F_t e}{b_p f_{yp}}}$$

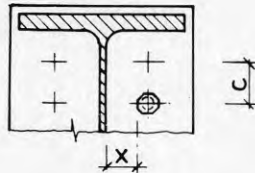


där F_t = dragkraft i balkfläns vid M_p
 M_p = balkens plastiska moment
 e = avstånd från centrum av övre skruvrad till centrum på dragen balkfläns
 b_p = ändplåtsbredd
 f_{yp} = sträckgräns för ändplåt

Detta motsvarar att ändplåten är genomplasticerad i inspänningssnittet.

Blockley (1974) använde ett flytlinjemönster, där balklivet antogs föra över kraften till ändplåten. För fyra skruvar i dragzonen kan ändplåtstjockleken bestämmas enligt följande:

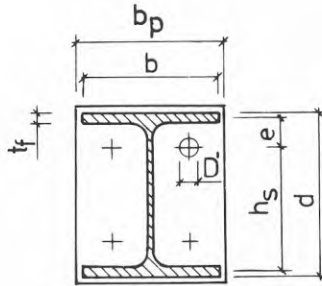
$$t_p \geq \sqrt{\frac{2 P_p x}{c f_{yp}}}$$



där P_p = brottlast för skruv
 x = avstånd från kant på skruvhuvud till balklivet
 c = avstånd mellan övre och undre skruvrad i dragzonen
 f_{yp} = sträckgräns för ändplåt

Den tyska normen (DSTV/DAST, 1978) och den franska normen (Norme Francaise Enregistree, Metal Construction, 1979) presenterar formler för bestämning av momentkapaciteten vid given ändplåtstjocklek. Om kraften i skruvarna i dragzonen inte tillåts överskrida brottlasten, kan formlerna skrivas om för bestämning av ändplåtstjockleken enligt följande:

Den tyska normen:



$$t_p \geq \sqrt{\frac{4}{f_{yp} (b_p - 2D)} \left(\frac{2 P_p h_s c_1}{(d - t_f)} - \frac{b f_{yb} t_f^2}{4} \right)}$$

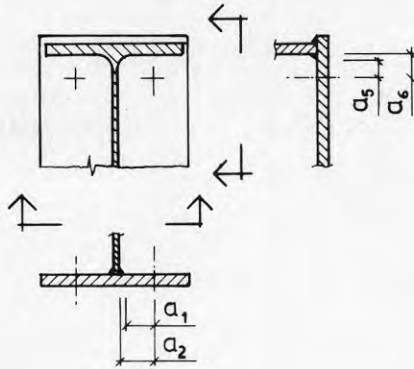
- där
- P_p = brottlast för skruv
 - h_s = avstånd mellan centrum av skruv och centrum av tryckt balkfläns
 - e = avstånd från centrum av övre skruvråd till centrum på dragen balkfläns
 - t_f = balkflänstjocklek
 - t_p = ändplåtstjocklek
 - c_1 = $(e - t_f - t_p - \text{brickdiameter}/4)$
 - b = bredd av balkfläns
 - b_p = bredd ändplåt
 - D = skruvhålsdiameter
 - d = balkhöjd
 - f_{yb} = sträckgräns för balk
 - f_{yp} = sträckgräns för ändplåt

Dessutom rekommenderas att

$$t_p \geq 1.5 d_w \quad d_w = \text{skruvdiameter}$$

för infästningar med två skruvrader i dragzonen.

Den franska normen:



$$t_p \geq \frac{P_p \times}{3750} \left(\frac{a_2}{a_1} + \frac{a_6}{2a_5} \right)^{-1}$$

där P_p = brottlast för skruv
 a_1 , a_2 , a_5 och a_6 enligt figur ovan

Zoetermeijer (1981) utvecklade ett dimensioneringsdiagram (se figur 11.2) där skruvens brottlast (P_p) kan bestämmas med given skruvplacering. Ändplåtstjocklek kan sedan bestämmas enligt följande:

$$t_p \geq \sqrt{\frac{4 P_p}{f_{yp} \alpha}}$$

där P_p = brottlast för skruv
 f_{yp} = sträckgräns för ändplåt
 α = koefficient beroende på skruvplacering
 (se Zoetermeijer, avsnitt 11.1)

Provningar utfördes på fem ändplåtsinfästningar med två skruvrader i dragzonen, se figur 11.12. Provningarna var identiska med undantag av att ändplåtstjockleken varierades. I figur 11.12 framgår också data för provningarna.

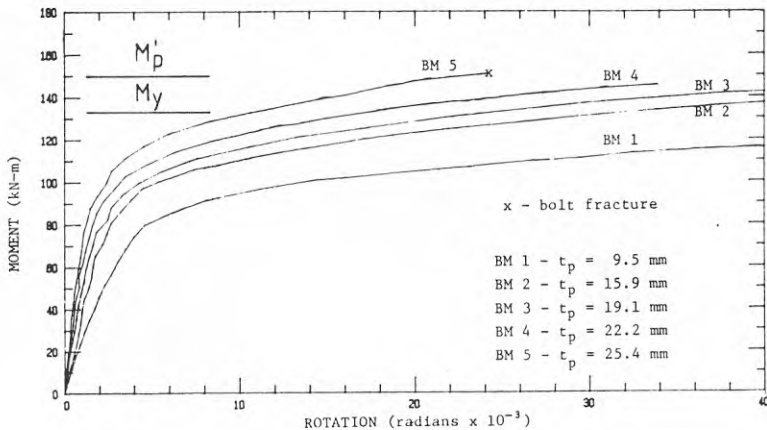
Test	t_p (mm)	f_{yp} (MPa)	
BM 1	9.5	300	
BM 2	15.9	285	
BM 3	19.1	259	
BM 4	22.2	264	
BM 5	25.4	284	

Figur 11.12 Provningsdata för ändplättsinfästningar

Avsikten med provningarna var bl a följande:

- o bestämma inverkan av ändplätstjockleken på moment- rotations sambandet
- o bestämma fördelningen av skruvkraft mellan balkfläns och balkliv
- o uppskatta ökning av momentkapaciteten av en andra skruvrad i dragzonen
- o bestämma inverkan av ändplätstjockleken på flytlinjemönstret vid kollaps
- o få en jämförelse mellan dimensioneringsmetoderna och resultatet av provningarna

Moment- rotationskurvor från de fem provningarna visas i figur 11.13.

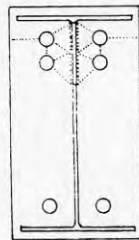


M_p' = balkens plastiska moment reducerat med hänsyn till skjuvning
 M_y = balkens flytmoment

Figur 11.13 Moment- rotations samband

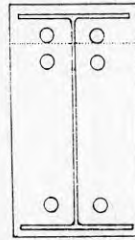
Vid prov 2,3,4 och 5 uppnåddes balkens sträckgränsmoment (M_y), medan endast prov 5 uppnådde balkens reducerade plastiska moment med hänsyn till skjuvning (M_p'). Som väntat ökade infästningsstyvheten med ökad ändplåtstjocklek.

Inverkan av ändplåtstjockleken på flyttlinjemönstret vid kollaps framgår av figur 11.14.



Mechanism C1

BM1, BM2
($t_p \leq 15.9\text{mm}$)



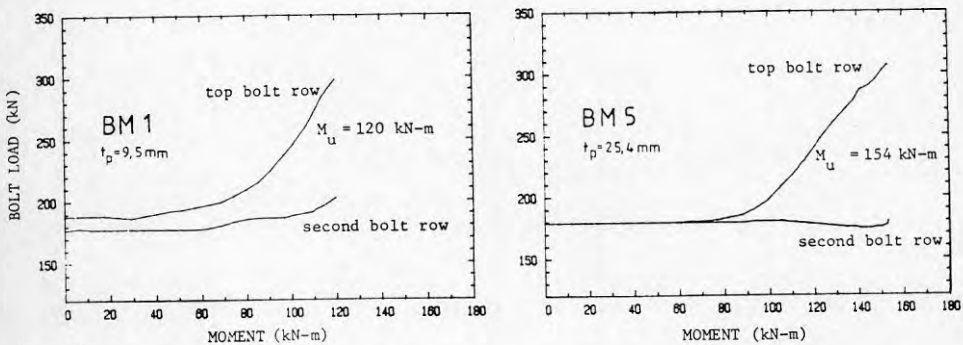
Mechanism C2

BM3 - BM5
($t_p \geq 19.1\text{mm}$)

Figur 11.14 Olika flyttlinjemönster

För prov BM1 och BM2 är flyttlinjemönstret mycket komplicerat. Däremot är flyttlinjemönstret för prov BM3 - BM5 relativt enkelt, genom att ändplåten flyter längs en rak linje parallell med balkflänsen.

Inverkan av en andra skruvrad i dragzonen framgår av skruvkraft- momentdiagram kurvorna för prov BM1 och BM5 enligt figur 11.15.



Figur 11.15 Skruvkraft- momentdiagram för prov BM1 och BM5

Av figuren framgår att för tunna ändplåtar ökar skruvkraften för skruvarna i den andra skruvraden vid ökad belastning. Förhållandet är omvänt vid tjocka ändplåtar.

En jämförelse mellan beräknade flytmoment enligt de tidigare beskrivna dimensioneringsmetoderna och resultaten från provningarna visas i tabell 11:3. Infästningens sträckgränsmoment (M_{cy}) definieras som det moment då ändplåten separerar från pelaren. Dimensioneringsmetod 6 och 7 baseras på flyttlinjemönsterna C1 och C2 enligt figur 11.14.

Design method	Req* tp mm	BM1(9.5mm)		BM2(15.9mm)		BM3(19.1mm)		BM4(22.2mm)		BM5(25.4mm)	
		$\frac{M_{theo}}{M_{theo}}$ (kNm)	$\frac{M_{test}}{M_{theo}}$	$\frac{M_{theo}}{M_{theo}}$ (kNm)	$\frac{M_{test}}{M_{theo}}$	$\frac{M_{theo}}{M_{theo}}$ (kNm)	$\frac{M_{test}}{M_{theo}}$	$\frac{M_{theo}}{M_{theo}}$ (kNm)	$\frac{M_{test}}{M_{theo}}$	$\frac{M_{theo}}{M_{theo}}$ (kNm)	$\frac{M_{test}}{M_{theo}}$
Douty & McGuire	36.2	6.87	4.66	18.12	4.19	23.7	3.71	32.9	2.80	46.2	2.03
Blockl.	19.2	18.4	1.74	48.2	1.58	62.7	1.40	76.6	1.20	75.6	1.24
French	21.3	50.0	0.64	71.3	1.07	81.9	1.07	92.6	0.99	91.9	1.02
German	21.2	24.7	1.30	47.0	1.62	65.3	1.35	70.4	1.31	63.7	1.40
Zoeterm	14.9	30.0	1.07	75.2	1.01	78.1	1.13	76.9	1.20	75.6	1.24
Mech C1	20.3	38.1	0.84	62.6	1.21	74.8	1.18	94.8	0.97	93.9	1.00
Mech C2	27.6	49.5	0.65	61.4	1.24	66.5	1.32	73.3	1.25	83.2	1.13
M_{test} (kNm)		32		76		88		92		94	
M_{cu} (kNm)		120		140		145		146		154	

* for nominal beam f_y (300MPa) and bolt load of 175kN

Note: Design beam $M_y=113$ kNm, $M_p=127$ kNm

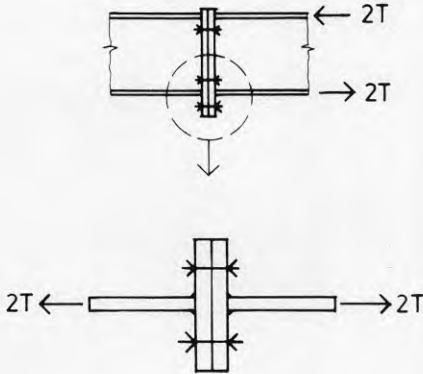
Tabell 11:3 Jämförelse mellan provningsresultat och dimensioneringsmetoder

Från provningarna och av tabell 11:3 kan följande utläsas:

- o ändplåtstjockleken behöver ej vara särskilt stor för att infästningens sträckgränsmoment skall uppnås
- o en ökning av ändplåtstjocklek från 15.9mm till 25.4mm (60%) medförde endast en ökning i sträckgränsmomentet med 24%
- o sträckgränsmomentet för infästningen är betydligt lägre än för balken
- o en andra skruvrad i dragzonen är effektiv, men i betydligt mindre grad än vad Blockley (1970) uppskattade den till
- o för bestämning av infästningens momentkapacitet när skruvarnas brottlast uppnås, ger den franska normen bäst resultat

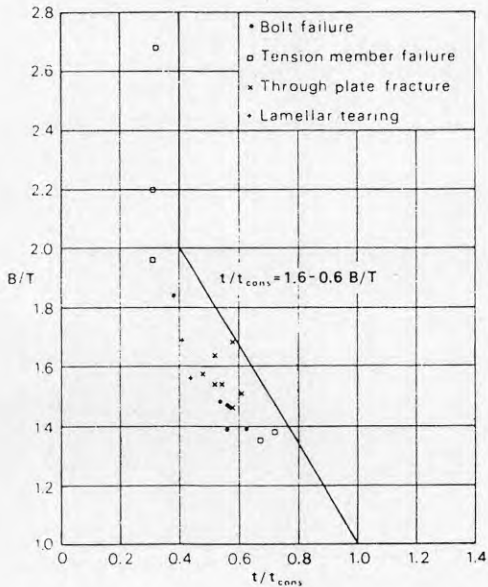
11.3 Undersökning av Granström, 1979. (The strength of bolted end-plate connections)

Granström provade 20 symmetriska ändplåtsdetaljer, som exempelvis kan symbolisera dragzonen för en balkskarv med ändplåtsförband, se figur 11.16. Stålkvaliteten i ändplåtarna var vanligt konstruktionsstål, SS1412.



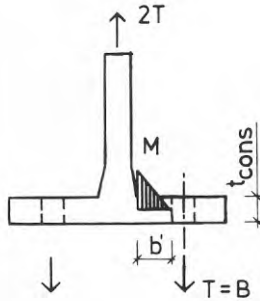
Figur 11.16 Provning av dragzonen av ändplåtsförband

Provningsresultaten prickades in i ett diagram enligt figur 11.17.



Figur 11.17 Provningsresultat och dimensioneringslinjer

På vertikala axeln är B/T förhållandet mellan skruvens brotthållfasthet (B) och kraft per skruv (T) då infästningen går till brott. Med B/T=1 är skruvens brottlast lika med pålagd last, dvs ingen bändning förekommer. Horisontella axeln anger inverkan av plättjockleken, beskriven genom förhållandet t/t_{cons} . t är aktuell plättjocklek och t_{cons} är erforderlig plättjocklek för en konsolplåt som belastas med skruvens brottlast (B), då ändplåten är genomplasticerad i inspänningsnittet:



$$M = B b' = f_y W_{pl}$$

$$W_{pl} = \frac{w t_{cons}^2}{4}$$

där w = ändplåtsbredd per skruv
 f_y = sträckgräns för ändplåt
 B = skruvens brottlast
 b' = hävarm till kant på svetsen

$$t_{cons} = \sqrt{\frac{4 B b'}{w f_y}}$$

Med en effektiv spänningsarea för skruven på ungefär 72% av bruttoarea, kan skruvens brottlast B skrivas som:

$$B = f_{ub} 0.72 \frac{\pi d^2}{4}$$

där d = skruvdiameter
 f_{ub} = skruvhållfasthet

Därmed kan t_{cons} skrivas:

$$t_{\text{cons}} = 1.5 d \sqrt{\frac{b' f_{ub}}{w f_y}} \quad (a)$$

Hävarmen b' är något kortare än verklig hävarm vid brott. Detta medför att säkerhetsnivån varierar något med hävarens storlek.

Med hjälp av två regressionslinjer, den ena för de tre översta värdena och den andra för de övriga värdena, anpassades därefter dimensioneringslinjer till provningsresultaten. Dessa linjer är inritade i figur 11.17.

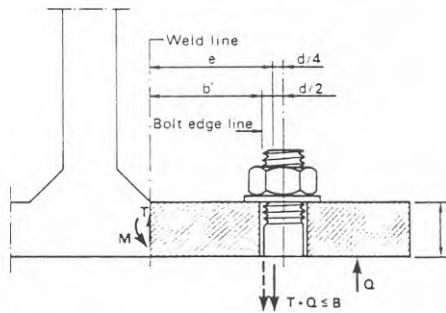
För bestämning av tjockleken (t) för ett ändplåtsförband enligt figur 11.16, kan följande schema användas:

- 1) Bestäm antal skruv i dragzonen och fördela balkflänsens dragkraft på dessa. Varje skruv tar kraften T
- 2) Beräkna förhållandet $\phi B/T$, där ϕB är dimensionerande skruvhållfasthet enligt partialkoefficientmetoden. Parametern ϕ kan enligt BSK väljas till $1/1.2 = 0.85$
- 3) Gå in i diagram i figur 11.17 och bestäm t/t_{cons}
- 4) Beräkna hävarmen b'
- 5) Beräkna t_{cons} enligt ekvation (a)
- 6) Därefter kan erforderlig ändplåtstjocklek (t) beräknas

11.4 Undersökning av Granström, 1980. (Bolted end-plate connections)

Granström provade ytterligare 24 symmetriska ändplåtsdetaljer av samma typ som i tidigare undersökning, se figur 11.16. Stålkvaliteten i ändplåtarna var EHS-stål, OX812 med en sträckgräns på 760 MPa.

I tidigare undersökning av Granström (1979), användes hävarmen b' i uttrycket för bestämning av t_{cons} . Detta gav en skillnad i säkerhetsnivå för förband med kort respektive lång hävarm. Eftersom ytterligare provningsresultat var tillgängligt för både vanligt konstruktionsstål och EHS-stål ökades hävarmen med $1/4$ av skruvdiametern, se figur 11.18.



Figur 11.18 Hävarmen e , för bestämning av t_{cons}

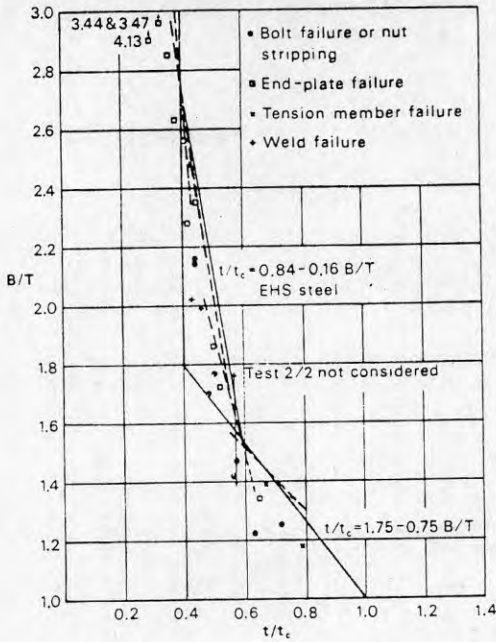
Eftersom hävarmen har ändrats, används parametern t_c i stället för t_{cons} , vilken användes i tidigare undersökning. t_c kan uttryckas som:

$$t_c = 1.5 d \sqrt{\frac{e f_{ub}}{w f_y}}$$

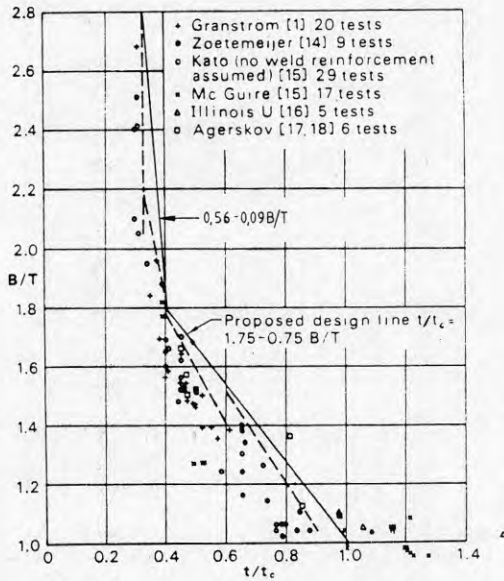
På samma sätt som för tidigare undersökningar prickades resultatet in i ett $B/T - t/t_c$ diagram, se figur 11.19. Dimensioneringslinjer är inritade i figuren och dessa har anpassats till framräknade regressionslinjer.

Granströms provningsresultat på vanligt konstruktionsstål (1979) räknades om med hävarmen e istället för b' och prickades in i ett $B/T - t/t_c$ diagram. Eftersom ett flertal nya provningsresultat var tillgängliga, prickades dessa också in i diagrammet, se figur 11.20. Som framgår av figuren, har dimensioneringslinjen för $t/t_c \geq 0.4$ ändrats till

$$t/t_c = 1.75 - 0.75 B/T$$



Figur 11.19 Provningsresultat och dimensioneringslinjer för EHS-stål



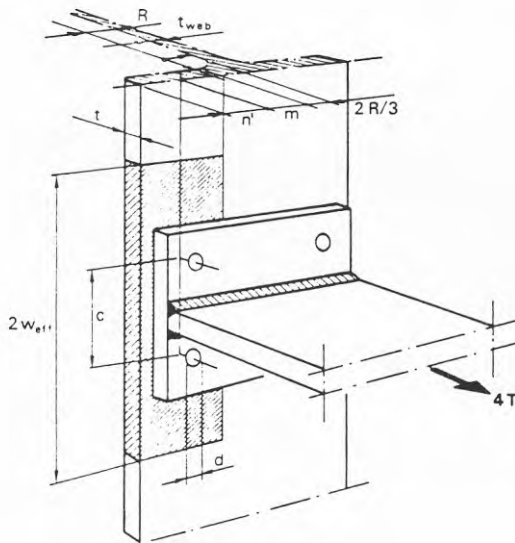
Figur 11.20 Provningsresultat och dimensioneringslinjer för vanligt konstruktionsstål

Denna linje sammanfaller med dimensioneringslinjen för EHS-stål för $t/t_c \geq 0.6$. Även den vertikala linjen för $t/t_c \leq 0.4$ har ändrats till:

$$t/t_c = 0.56 - 0.09 B/T$$

Samma dimensioneringsmetod för bestämning av ändplåtstjockleken för symmetriska ändplåtsförband enligt figur 11.16 kan användas för bestämning av ändplåtstjockleken för balk-pelarfästningar med utstickande ändplåt.

För bestämning av ändplåtsbredd per skruv (w) beräknas denna för pelarflänsen och ej för ändplåten, se figur 11.21.



Figur 11.21 Bestämning av w_{eff}

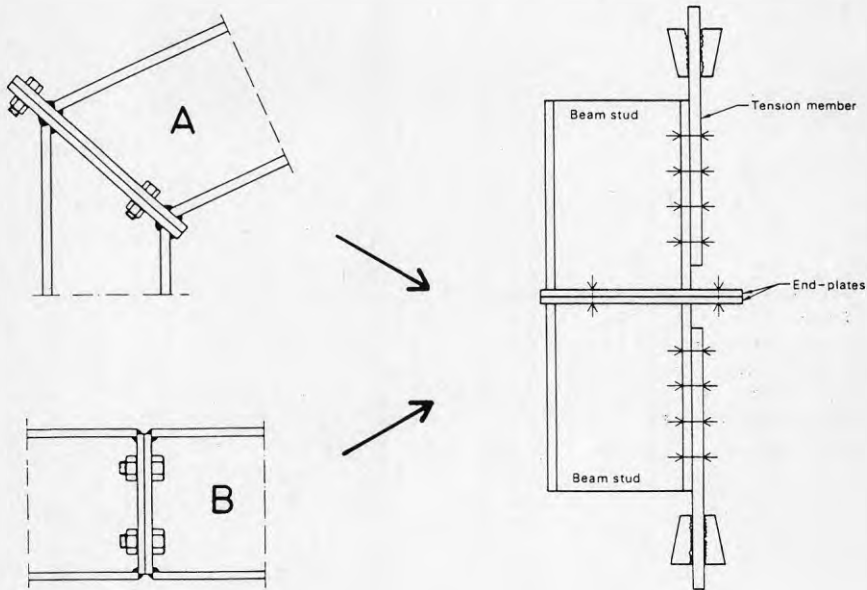
Uttrycket kan skrivas:

$$2w = 2w_{eff} = c + 4m + 1.25n'$$

För bestämning av hävarmen e , bestäms denna också för pelaren. För valsade pelare räknas e till $2/3$ radie från pelarlivet. För svetsade pelare, räknas e till kanten av svetsen, se även figur 11.18.

11.5 Undersökning av Granström, 1984. (Bolted end-plate connections II)

I denna undersökning provade Granström två olika typer av osymmetriska ändplåtsförband, se figur 11.22. Den ena typen (A) är ett förband där merparten av momentet tas upp av skruvarna på utsidan av balken, vilket kan representera ett ramhörn utan svaj. Den andra typen (B) representerar en balkskarv med skruvarna placerade på insidan av balken.

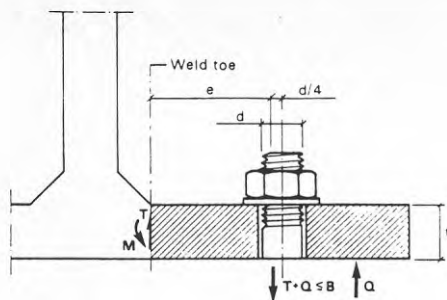


Figur 11.22 Provning av osymmetriska ändplåtsförband

I figur 11.22 framgår också i princip provningsarrangemanget. Stålkvaliteten i ändplåtarna var av både EHS-stål och vanligt konstruktionsstål, SS1412.

Förbandstyp A

Med skruv på enbart utsidan av balken i dragzonen, definierades ett nytt avstånd för hävarmen e , för bestämning av t_c . Detta avstånd bestäms nu till centrum av balkflänsen, se figur 11.23.

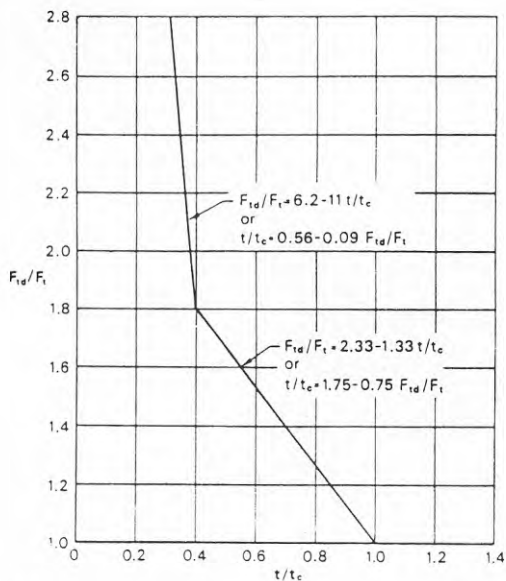


Figur 11.23 Hävarmen e för osymmetriska förband

t_c bestäms som tidigare, dvs

$$t_c = \sqrt{\frac{4 B e}{w f_y}}$$

20 provningar genomfördes med varierande ändplåtstjocklek, skruvplacering, antal skruv i dragzonen och stålqualität. Med underlag av provningsresultatet, bestämdes dimensioneringslinjer på samma sätt som för tidigare undersökningar av Granström. Dessa dimensioneringslinjer ritades in i ett $F_{td}/F_t - t/t_c$ - diagram, se figur 11.24.



Figur 11.24 Dimensioneringslinjer för ändplåtsförband med skruvplacering utanför balken i dragzonen, hävarmen $e \leq 65\text{mm}$

På vertikala axeln har F_{td}/F_t ersatt tidigare använd parameter B/T . Dimensioneringslinjerna gäller för både EHS-stål och vanligt konstruktionsstål för $e \leq 65$ mm. Om hävarmen e är större än 65 mm, föreslår Granström följande ekvation istället:

$$t/t_c = 0.75 \frac{65}{e} \left(1 - \frac{F_{td}}{F_t}\right) + 1$$

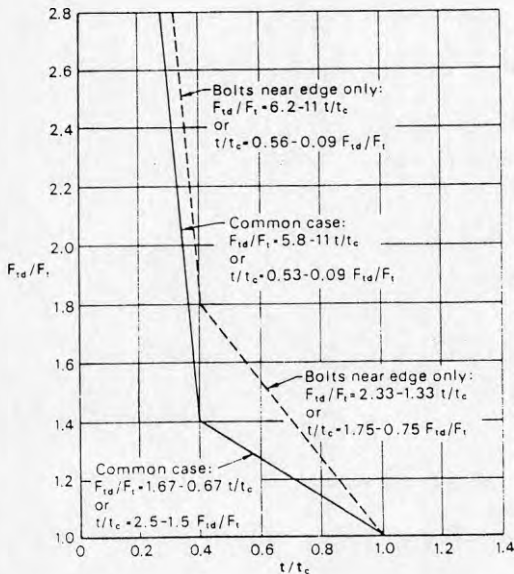
F_{td} = dimensionerande skruvhållfasthet

F_t = aktuell skruvkraft

Förbandstyp __B

14 provningar genomfördes på ändplåtsförband med enbart skruv på insidan av balkflänsen. Samma parametrar varierades som vid provningen av typ A, dvs; ändplåtstjocklek, skruvplacering, antal skruv i dragzonen och stålqualität.

Med underlag av provningsresultatet och av provningar utförda av Zoetermeijer (1981), föreslog Granström en ny dimensioneringslinje för skruvplacering ej i närheten av ändplåtskanten. Denna dimensioneringslinje, heldragen i figur 11.25, gäller för både EHS-stål och vanligt konstruktionsstål.



Figur 11.25 Dimensioneringslinjer för ändplåtsförband med skruvplacering innanför balkflänsen

För skruvar placerade nära ändplåtsskanten gäller samma dimensioneringslinje som för förbandstyp A (streckad linje i figur 11.25).

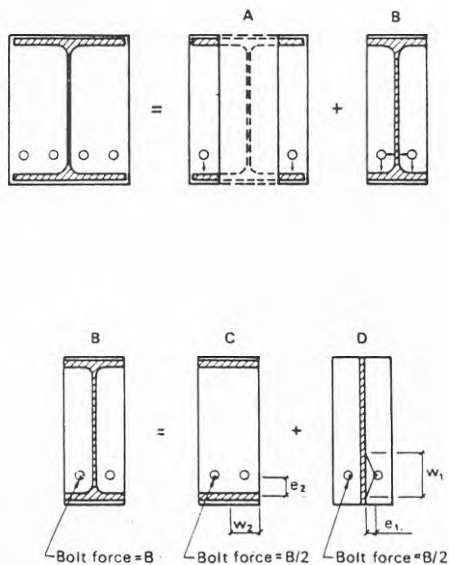
Vid bestämning av t_c används hävarm-längden e på samma sätt som för förbandstyp A, dvs till centrum på flänsen.

Generell dimensioneringsmetod

Granström har också föreslagit en allmän dimensioneringsmetod för bestämning av momentkapaciteten för ett ändplåtsförband. Med given skruvplacering, skruvhållfasthet och ändplåtstjocklek kan maximal skruvkraft beräknas för varje skruv. Infästningens momentkapacitet bestäms sedan genom summan av skruvkrafterna multiplicerad med hävarmen till tryckzonen.

Skruvkraften bestäms genom att t/t_c beräknas, varefter F_{td}/F_t fås ur dimensioneringsdiagrammen. Med given skruvhållfasthet F_{td} , kan sedan skruvkraften F_t bestämmas.

Beroende på skruvplacering och därmed fördelningen av skruvkrafterna i horisontell och vertikal riktning, kan olika uttryck användas för bestämning av t/t_c parametern. I figur 11.26 visas för ett ändplåtsförband hur skruvkrafterna kan fördelas.



Figur 11.26 Fördelning av skruvkrafterna

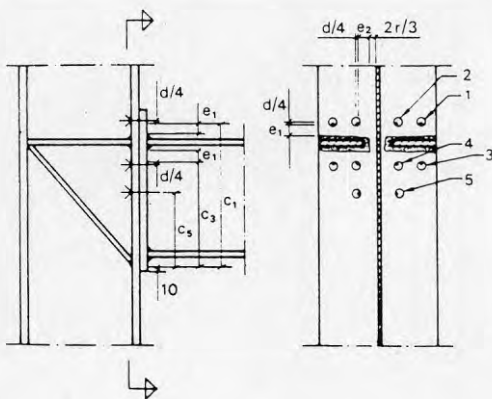
Skruvkrafterna från skruvarna A tas enbart upp av flänsen och t/t_c kan bestämmas som för ett osymmetriskt ändplåtsförband. Skruvkrafterna från skruvarna B tas upp i två riktningar. Om $e_1/w_1 = e_2/w_2$ är styvheten lika i de två riktningarna och t/t_c kan bestämmas enligt:

$$t/t_c = t \sqrt{\frac{w_1 f_y}{2Be_1}} = t \sqrt{\frac{w_1 f_y}{2Be_1}} \quad (a)$$

Om däremot styvheten är olika i de två riktningarna kan t/t_c bestämmas med utgång från följande:

$$t/t_c = t \sqrt{\frac{w_1 f_y}{4Be_1} + \frac{w_2 f_y e_1^2}{4Be_2 e_2}} \quad (b)$$

Dimensioneringsmetoden kan illustreras genom ett exempel med en balk-pelarinfastning enligt Figur 11.27.

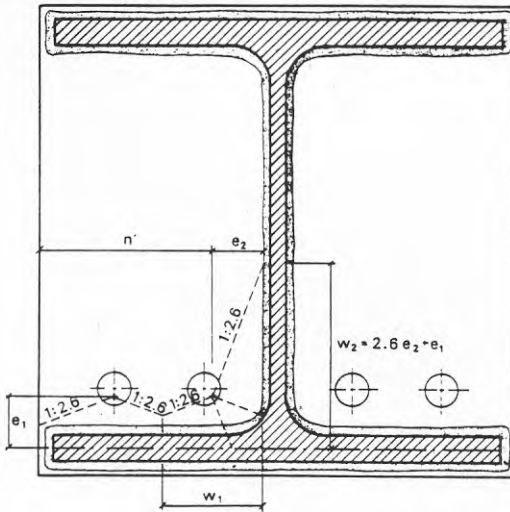


Figur 11.27 Exempel på balk-pelarinfastning

För varje skruv beräknas avstånden e och w . Dessa avstånd utgår från $1/4$ av skruvens diameter.

För skruvarna 1 och 3 bestäms e till kanten på svetsen, på samma sätt som för ett symmetriskt förband. För skruv 5 bestäms e till $2/3$ av pelarens innerradie från pelarlivet, se figur 11.27. Skruvarna 2 och 4 överför krafter i två riktningar. I vertikala riktningen är e samma som för skruvarna 1 och 3 och i horisontella riktningen är e samma som för skruv 5.

På samma sätt bestäms ändplåtsbredd (w) för varje skruv, baserad på en undersökning med flyttlinjeteori av Zoetermeijer (1974), se figur 11.28.



Figur 11.28 Bestämning av ändplåtsbredd w

Lastspridningen har valts till 1:2.6, vilket innebär att w_2 beräknas enligt följande uttryck :

$$w_2 = 2.6e_2 + e_1$$

Om n' e_2 beräknas w_2 enligt följande:

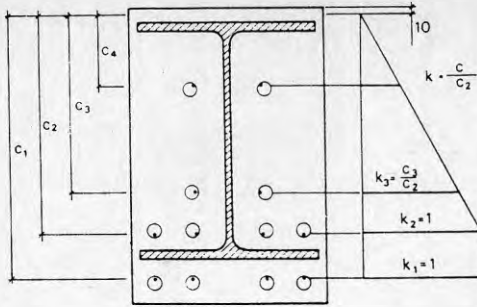
$$w_2 = 2e_2 + 0.6n' + e_1$$

Med beräknade e och w värden, kan t/t_c bestämmas för varje skruv. För skruvarna 1,3 och 5 används ekvation (a) och för skruvarna 2 och 4 används ekvation (b).

Därefter kan skruvkraften F_t bestämmas med given skruvhållfasthet och med hjälp av dimensioneringsdiagrammen.

Skruvkraften F_t reduceras sedan med en faktor k enligt figur 11.29. $k=1$ för skruvar i dragzonen i närheten av balkens fläns och går ner till noll, 10mm från ändplåtskanten i tryckzonen.

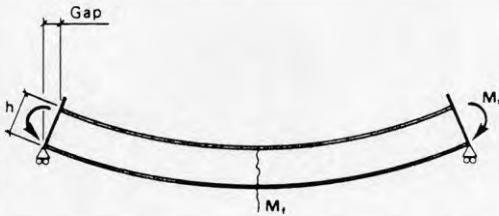
Infästningens momentkapacitet kan sedan bestämmas genom att summera reducerade skruvkrafter multiplicerade med hävarmen C , se figur 11.29.



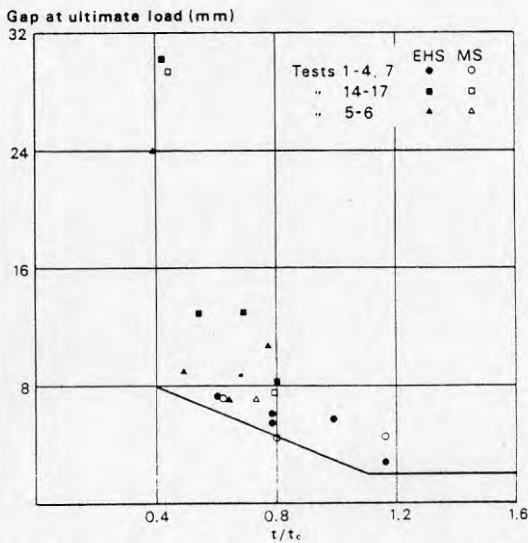
Figur 11.29 Reduktionsfaktorn k och hävarmen C

Deformationskapacitet och styvhet

Vid provningarna mätte Granström även deformationen (gapet) av den dragna flänsen, se figur nedan.



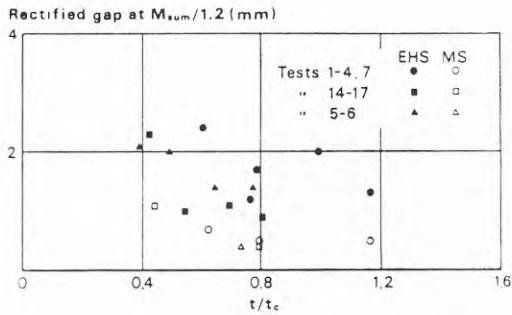
I figur 11.30 är brottdeformationen återgiven som funktion av t/t_c - värdena för förbandstyp A dvs ändplåtsförband med skruv på utsidan av balken i dragzonen.



Figur 11.30 Brottdeformation som funktion av t/t_c för förbandstyp A

Oavsett förbandstyp ökar deformationskapaciteten vid brott med minskat t/t_c värde.

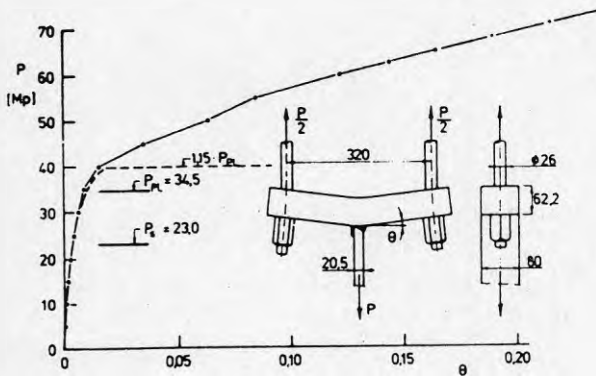
Strax innan brott är deformationen betydligt mindre, vilket framgår av figur 11.31. M_{sum} är beräknad momentkapacitet för infästningen. Deformationen då $M=M_{sum}/1.2$ kan ses som ett invertererat värde på styvheten.



Figur 11.31 Deformation i bruksgränstillståndet för förbandstyp A

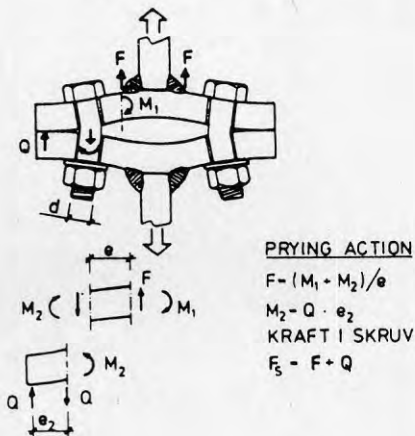
11.6 Undersökning av Höglund, 1983. (Om BSK och detaljutformning av stålkonstruktioner)

I kapitel 4 påpekas att man inte kan förvänta sig att beräkningsmetoder som utgår från det plastiska momentet $M_p = Zf_y$ skall ge överensstämmelse med försök i det fall gränslasten uppkommer efter stora böjdeformationer av plåten. Överensstämmelse kan erhållas först om man utgår från det verkliga deformationssambandet, se t ex figur 11.32 (samma som figur 5.1 i kapitel 4).



Figur 11.32 Samband mellan Last P och vinkeländring θ vid böjbelastat plattstål

Vid belastning av ett ändplåtsförband uppkommer krafter enligt figur 11.33.



Figur 11.33 Bändning ("Prying action")

Om skruvarna inte har någon överhållfasthet dvs om $F_s = F$ måste ändplåtarna vara så styva att någon kraft av bändning inte uppkommer, $Q=0$. Eftersom skruvarna kan deformeras något innan brott inträffar i dessa kan dock en liten bändkraft uppkomma. Låt säga att man kan acceptera den deformation som svarar mot lasten P_{pl} i figur 11.32. Detta ger:

$$F = \frac{M_1}{e} = \frac{bt^2 f_y}{4e}$$

eller

$$t = t_1 = \sqrt{\frac{4Fe}{bf_y}} \quad (a)$$

Såsom Granström föreslagit kan e räknas från kanten av svetsen till $d/4$ från skruvcentrum.

F är påförd kraft vid brott, b plåtbredden svarande mot en skruv, f_y är plåtens sträckgräns, t plåttjockleken och d skruvens diameter.

Om skruvarna är överstarka så att de håller även om plåtarna deformeras så kraftigt att deras böjmomentkapacitet kan utbildas dvs

$$M_2 = M_1 = \frac{1.15bt^2 f_u}{4}$$

blir

$$F = \frac{M_1 + M_2}{e} = \frac{2 \cdot 1.15bt f_u}{4e}$$

eller

$$t = t_{\min} = \sqrt{\frac{4Fe}{2.3bf_u}} = 0.65t_1 \sqrt{\frac{f_y}{f_u}} \quad (b)$$

f_u antas vara plåtens brottgränsspänning vid dragnings.

Aven om skruvarna görs mycket överstarka kan plättjockleken inte minskas under värde enligt ekv (b). Av ekv (b) framgår att en plåt med stort förhållande mellan brottspänning f_u och sträckgräns f_y (t ex de mjuka konstruktionsstålen SS-stål 131X och 141X med $f_u/f_y \approx 1.63$) kan göras förhållandevis tunnare än vid stål med litet förhållande mellan brottspänning och sträckgräns (t ex SS-stål 261X och 262X med $f_u/f_y \approx 1.22$ respektive 1.12).

Granströms försök visar att fullt utvecklad bändning kan uppkomma om skruvhållfastheten F_s är ungefär dubbelt så stor som påförd kraft F .

För $1 < F_s/F < 1.8$ föreslår Höglund det rätlinjiga sambandet

$$\frac{t}{t_1} = 1 - (1.25 - 0.85 \sqrt{\frac{f_y}{f_u}}) \left(\frac{F_s}{F} - 1 \right) \quad (c)$$

Enligt BSK skall f_u divideras med en "extra" koefficient 1.2 vid dimensionering.

För de mjuka konstruktionsstålen blir då $f_{ud}/f_{yd} = 1.63/1.2 \approx 1.36$. f_y/f_u satt lika med 1.36 i ekv (c) och (b) ger

$$\frac{t}{t_1} = 1 - 0.55 \left(\frac{F_s}{F} - 1 \right) \geq 0.56t_1 \quad (d)$$

För de seghärdade stålen blir $f_{ud}/f_{yd} = 1.12/1.2 \approx 0.93$ om det lägsta värdet väljs.

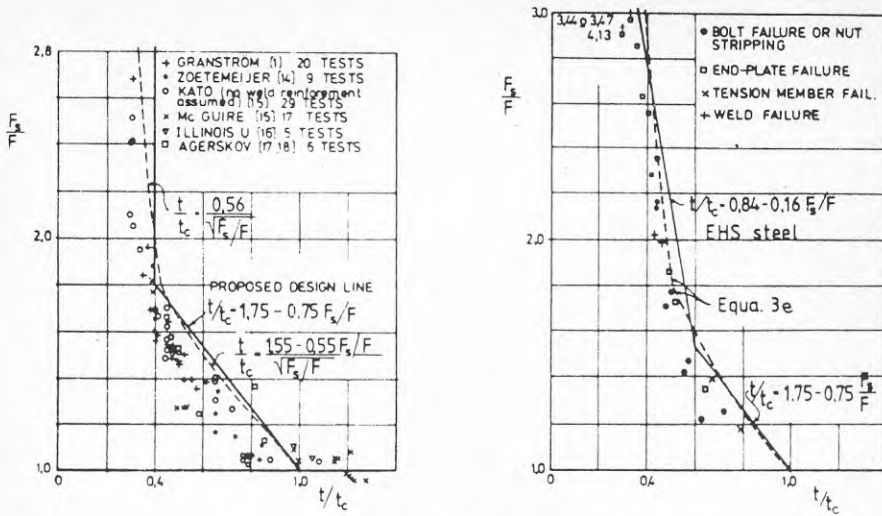
$$\frac{t}{t_1} = 1 - 0.40 \left(\frac{F_s}{F} - 1 \right) \geq 0.68t_1 \quad (e)$$

I figur 11.34a och b har streckade kurvor svarande mot ekv (d) och (e) inritats i Granströms sammanställningar av provningsresultat.

Observera att skalan på x-axeln i diagrammet är t/t_c där

$$t_c = \sqrt{\frac{4F_s e}{bf_y}} \quad (f)$$

dvs samma som i ekv (a) men med F ersatt av F_s .



Figur 11.34 Erforderlig tjocklek hos ändplåten som funktion av "överhållfasthet" F_s/F hos skruv. Jämförelser mellan försök och teoretiska kurvor. Figur a) avser "mjuka" konstruktionsstål, figur b) "extra höghållfasta" stål.

Sambandet mellan t_1 och t_c blir

$$\frac{t_1}{t_c} = \sqrt{\frac{F}{F_s}}$$

vilket ger de i diagrammet i figur 11.34a givna sambanden

$$\frac{t}{t_c} = \left(1.55 - 0.55 \frac{F_s}{F}\right) \sqrt{\frac{F}{F_s}} \geq 0.56 \sqrt{\frac{F}{F_s}}$$

Skalan t/t_c på x-axeln leder till ett icke rätlinjigt samband i diagrammet.

Den ovan refererande enkla beräkningsmodellen överensstämmer som synes väl med provningsresultaten.

12 REFERENSER

Fisher and Struik, 1974, Guide to design criteria for bolted and riveted joints. (John Wiley & sons).

Granström, 1979, The strength of bolted end-plate connections. Stålbyggnadsinstitutet, report 15:13.

Granström, 1980, Bolted end-plate connections. Stålbyggnadsinstitutet, report 86:3.

Granström, 1984, Bolted end-plate connections II. Stålbyggnadsinstitutet, report 86:5

Hotz, 1983, Traglastversuche für stützen-riegelverbindungen mit verbesserter wirtschaftlichkeit. Der stahlbau, 11/1983.

Jaramillo, 1950, Deflections and moments due to a concentrated load on a cantilever plate of infinite length. Journal of applied mechanics, ASME, 17 1:67-72.

Höglund, 1979, Z-plåt i balkskarv. Nordiska forskningsdagar för stålbyggnad, Helsingfors 1979

Höglund, 1983, Om BSK och detaljutformning av stålkonstruktioner. Väg- och vattenbyggaren, 10/1983.

Bijlaard, 1981, Requirements for welded and bolted beam- to column connections in non-sway frames. Joints in Structural Steelwork, Teeside polytechnic, 1981.

Johnson and Law, 1981, Semi-rigid joints for composite frames. Joints in Structural Steelwork, Teeside polytechnic, 1981.

Maxwell, Howlett Jenkins and Bose, 1981, A realistic approach to the performance and application of semi-rigid joints in steel structures. Joints in Structural Steelwork, Teeside polytechnic, 1981.

Maxwell, Jenkins and Howlett 1981, A theoretical approach to the analysis of connections. Joints in Structural Steelwork, Teeside polytechnic, 1981.

Phillips och Packer, 1981, The effects of plate thickness on flush end-plate connections. Joints in Structural Steelwork, Teeside polytechnic, 1981.

Stark och Bercum, 1977, Stützen-Riegel-Verbindungen ohne Aussteifungen (kapitel 3 i Steifenlose Stahlskeletttragwerke und dünnwandige vollwandträger). Verlag von Wilhelm Ernst o sohn.

van Douwen, 1981, Design for economy in bolted and welded connections. Joints in Structural Steelwork, Teeside polytechnic, 1981.

Voorn, 1971, Welded beam-to-column connections in non-sway-frames. Report IBBC-TNO no. BI-71-24.

Zoetermeijer, 1974, A design method for the tension side of statically loaded beam-to-column connections. Heron, vol. 20, 1974, no 1.

Zoetermeijer, 1981, Semi-rigid bolted beam-to-column connections with stiffened column flanges and flush-end-plates. Joints in Structural Steelwork, Teeside polytechnic, 1981.

BSK, Bestämmelser för Stålkonstruktioner. Statens Planverk förslag 1985.

Classification notes, note no 30.1. Buckling strength analysis of mobile offshore units. Det Norske Veritas, June 1984.

Handboken Bygg, band K, Konstruktionsteknik. Liber Förlag Stockholm 1985.

Dessutom har följande litteratur använts:

Agerskov, Analysis of Bolted End Plate Connections. Byggnadsstatiska Meddelelser 48 (1977) No 3, Köbenhavn.

Bjorhovde, Effect of End Restraint on Column Strength Practical Applications. Engineering journal / American institute of steel construction, first quarter 1984.

Blodgett, Design of Welded Structures. The James F Lincoln arc welding foundation, Cleveland Ohio.

Granström, Detaljutformning av svetsade Stålkonstruktioner, RHS-knutpunkter, Stålbyggnadsskriv. Stålbyggnadsinstitutet rapport 14:26, juni 1980.

Iwankiw, Note on Beam- Column Moment Amplification Factor. Engineering journal / American institute of steel construction, first quarter 1984.

Pynnönen, Förstärkning av pelarflänsar vid skruvade balk- pelarinfästningar. Nordiska forskningsdagar för stålbyggnad, 1982.

Salomon och Johnson, Steel structures. Harper & Row, Publishers, New York.

Joints in Structural Steelwork, Teeside polytechnic, 1981.

**Denna rapport hänför sig till forskningsanslag 821419-8
från Statens råd för byggnadsforskning till avdelningen
för Stålbyggnad, Kungliga Tekniska Högskolan, Stockholm.**

R99: 1986

ISBN 91-540-4627-0

Statens råd för byggnadsforskning, Stockholm

Art.nr: 6706099

**Abonnemangsgrupp:
Z. Konstruktioner och material**

**Distribution:
Svensk Byggtjänst, Box 7853
103 99 Stockholm**

Cirkapris: 40 kr exkl moms