

Undersøkelse av effekten av stegavstivningsplater under punktlast på IPE-bjelker.

Investigation of the effect of web stiffener plates at the location of point-load in an I-beam.

Heidi Mohn Nil sen

UNIVERSITETET FOR MILJØ- OG BIOVITENSKAP  
INSTITUTT FOR MATEMATISKE REALFAG OG TEKNOLOGI  
Masteroppgave 30 stp. 2013



## **Forord**

Denne oppgaven ble skrevet våren 2013, ved Universitetet for miljø og biovitenskap, Instituttet for matematiske realfag og teknologi. Det har vært utfordrende, men ikke minst veldig lærerikt å jobbe med denne oppgaven, og inntrykket jeg sitter igjen med etter endt oppgaveskriving er veldig positivt.

Jeg vil spesielt få takke min veileder, Christian Sørensen for all hjelp og støtte underveis. I tillegg vil jeg gjerne takke Egil Leirgul for råd og veiledning, og Bjørn Brenna og de ansatte ved verkstedet for all hjelp ved utførelse av de praktiske forsøkene.

Til slutt vil jeg takke familien min for korrekturlesing og all støtte underveis.

Ås, mai 2013

Heidi Mohn Nilsen

---

## Innholdsfortegnelse

<b>Forord</b> .....	<b>1</b>
<b>Innholdsfortegnelse</b> .....	<b>2</b>
<b>Sammendrag</b> .....	<b>4</b>
<b>Summary</b> .....	<b>5</b>
<b>1 Innledning</b> .....	<b>6</b>
<b>2 Teori</b> .....	<b>7</b>
2.1 Bruddformer for platebærere .....	7
2.2 Hensikten med bruk av stivere .....	8
2.3 Skiveteori.....	9
2.4 Effektivt tverrsnitt .....	10
2.5 Størrelsen på stiver .....	11
2.6 Von Mises flytkriterium .....	12
2.7 Elementtyper.....	13
<b>3 Beregninger</b> .....	<b>15</b>
3.1 Bakgrunn for beregningene .....	15
3.2 NS-EN 1993-1-1 punkt 6.2.4 - Trykk .....	16
3.3 NS-EN 1993-1-1 punkt 6.3 - Påvisning av stavers stabilitet.....	17
3.4 NS-EN 1993-1-5 punkt 6 - Motstand mot tverrgående krefter .....	19
3.5 Oppsummering av beregningene .....	22
<b>4 Forsøk</b> .....	<b>23</b>
4.1 Metode.....	23
4.2 Resultater.....	26
4.2.1 Uten avstivning .....	26
4.2.2 Ett stiverpar.....	27
4.3 Oppsummering av forsøkene.....	28

---

<b>5</b>	<b>Simulering</b> .....	<b>29</b>
5.1	Metode .....	29
5.2	Resultater .....	31
5.2.1	Uten avstivning .....	31
5.2.2	Ett stiverpar .....	32
5.3	Oppsummering av simuleringene .....	33
<b>6</b>	<b>Konklusjon</b> .....	<b>34</b>
6.1	Oppsummering .....	34
6.2	Diskusjon .....	35
6.3	Konklusjon .....	36
6.4	Videre arbeid .....	37
<b>7</b>	<b>Kilder</b> .....	<b>38</b>
<b>8</b>	<b>Vedlegg</b> .....	<b>39</b>
8.1	Beregninger .....	39
8.1.1	Inndata .....	40
8.1.2	NS-EN 1993-1-1 punkt 6.2.4 - Trykk .....	41
8.1.3	NS-EN 1993-1-1 punkt 6.3 - Påvisning av stavers stabilitet .....	42
8.1.4	NS-EN 1993-1-5 punkt 6 - Motstand mot tverrgående krefter .....	43
8.2	Bakgrunnsinformasjon .....	44
8.2.1	Tverrsnittsklasser .....	44
8.2.2	Materialegenskaper .....	45
8.3.3	Elementmetoden .....	46
8.3	Dimensjonstabell .....	47
8.4	Symboler .....	48
8.5	Tabelliste .....	50
8.6	Figurliste .....	51

## Sammendrag

Når stålbjelker er fritt opplagt og blir belastet midt på bjelken, oppstår det ofte brudd i steget. For å unngå dette, tilpasser man gjerne tverrsnittet til belastningen. Dette krever imidlertid mer stål som fører til høyere kostnader. For å minske kostnadene kan man isteden øke kapasiteten ved å sette inn tverrgående stivere. Hensikten ved bruk av stivere er å overføre kraften via stiverne til steget.

Denne oppgaven går ut på å se på hvordan kapasiteten til tverrsnittet endres, ved å sette inn avstivning midt på bjelken. Den går også ut på å undersøke om kapasitetsendringene stemmer overens med beregningsreglene som er beskrevet i Eurocode 3 [2, 7].

For å kunne se nærmere på de aktuelle problemstillingene har jeg foretatt beregninger, forsøk i lab, og simuleringer i form av FEM-analyser.

Kapasiteten til en bjelke, kan man beregne på to forskjellige måter. Den ene metoden er å se på konstruksjonen som en søyle, og den andre er å tenke på steget i tverrsnittet som en påkjent skive. Det kommer frem av beregningene etter NS-EN 1993-1-1, at resultatene er like ved samme tilfelle, siden den relative slankheten er liten. I beregningen i NS-EN 1993-1-5 ser vi at det er avstanden mellom stiverne som er en usikker faktor. Denne faktoren settes derfor til uendelig, for både bjelkene med ett stiverpar, og de uten avstivning.

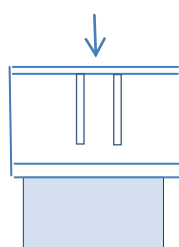
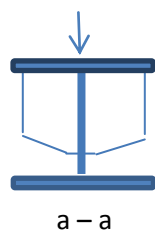
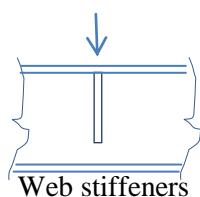
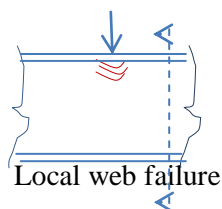
Forsøkene ble utført ved Universitetet for miljø og biovitenskap, instituttet for matematiske realfag og teknologi. Fritt opplagte stålbjelker ble påført vertikale punktlaster, til steget oppnådde brudd. Det ble testet bjelker både med og uten avstivede steg. De bjelkene som var avstivede hadde tilpassede stivere. Ved å sammenligne resultatene fra både bjelker med og uten avstivede steg, kom det frem at svarene var entydige. Det ble derfor bare utført noen få forsøk av hver bjelke.

Simuleringene i form av FEM-analyser ble utført i SolidWorks Simulation. Det ble plassert en stålplate mellom den vertikale kraften og stålbjelken, for å overføre lasten til bjelken. Ved utforming av bjelkene ble den belastede stålplaten og opplagerne lagd som en del av bjelken.

Ved å sammenligne resultatene fra de praktiske forsøkene med beregningene og simuleringene, ser man at de stemmer omtrentlig overens. Dette indikerer at beregningsmetoden fra NS-EN 1993-1-5 kan benyttes til beregning av avstivede stålbjelker.

## Summary

The installation of stiffener plates in WF- or I-beams at the location of an applied point load is, in some cases, necessary to prevent web buckling. Web stiffeners transfer the point load directly into the web thru welds between stiffeners and web. An alternative solution is to increase the section, but this is often economically less feasible due to excessive use of steel.



This experimental and computational work, including FEM-analyses, focuses on how the local point load carrying capacity is affected by one pair of web stiffeners (one plate at each side of the web) at the point of load application, and how this corresponds to current Eurocode 3 computational directions [2, 7].

One commonly used hand-calculation method is the column-approach, by which the axial load-carrying of a 1 mm wide vertical web-strip is computed, and multiplied by the length of the load-distribution along the web-top.

Another approach, more complicated, is to regard the portion of the web underneath the load as a plate, susceptible to buckling failure.

A preceding research effort investigated the effect of 2 pairs of stiffeners placed directly above the support, with the load applied directly above, ref. to the figure at left. The results indicated that the code provisions are far on the conservative side.

This new thesis is a continuation of the former work, but the load/stiffener configuration represents a more common situation. Also, only one stiffener pair is used, as the code does not cover this case. One stiffener pair is frequently used in practice.

By comparing the results from the practical experiments with calculations and simulations, you find that they match. This indicates that the calculation method from NS-EN 1993-1-5 may be used for the calculation of reinforced steel beams.

## 1 Innledning

Når stålbjelker er fritt opplagt og blir belastet midt på bjelken, kan det oppstå brudd i steget. For å unngå dette, kan man tilpasse tverrsnittet til belastningen. En konsekvens av dette er imidlertid at mer stål gir høyere kostnader. For å minske kostnadene kan man isteden sette inn tverrgående stivere. Disse plasseres mellom flensene for å øke kapasiteten til tverrsnittet. Dette er grunnlaget for tanken bak beregningene til avstivede bjelker.

Nikolai Anders Hansen skrev våren 2012 en masteroppgave om stegavstivning av IPE-profiler. Oppgaven hans gikk ut på å undersøke om beregningsmetoden for dimensjonering av konsentrerte laster på platerand ga riktige resultater, ved hjelp av doble tverrstivere etter NS-EN 1993-1-5. I tillegg, tok han også for seg forholdet mellom antall stivere. Denne oppgaven er en videreføring av Nikolai Anders Hansen sin masteroppgave.

For ved å studere Hansens oppgave [1] ser vi tydelig at resultatene fra forsøk og beregningsmetode etter NS-EN 1993-1-5 ikke stemmer overens. Konklusjonen i oppgaven var at beregningsmetoden ga en altfor konservativ kapasitet. I denne oppgaven har jeg derfor valgt å se på en fritt opplagt bjelke med belastning på midten, noe som er mer realistisk.

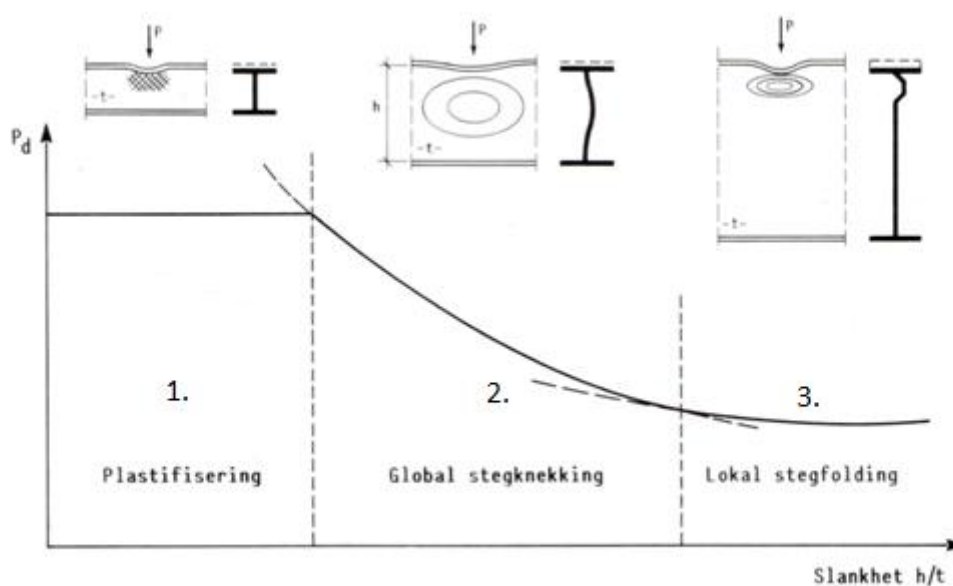
Et annet problem som kommer frem i oppgaven [1], er at det ikke fremgikk noen resultater ved bruk av ett stiverpar ved beregning etter NS-EN 1993-1-5. Dette synes jeg er et interessant funn, og derfor har jeg valgt å se nærmere på nettopp dette i denne oppgaven.

For å kunne se nærmere på de aktuelle problemstillingene har jeg foretatt simuleringer, forsøk, og beregninger, for å kunne komme frem til en mer realistisk konklusjon.

## 2 Teori

### 2.1 Bruddformer for platebærere

Avhengig av slankheten til steget, kan man få tre bruddformer for platebærere uten vertikalstiver[3]:



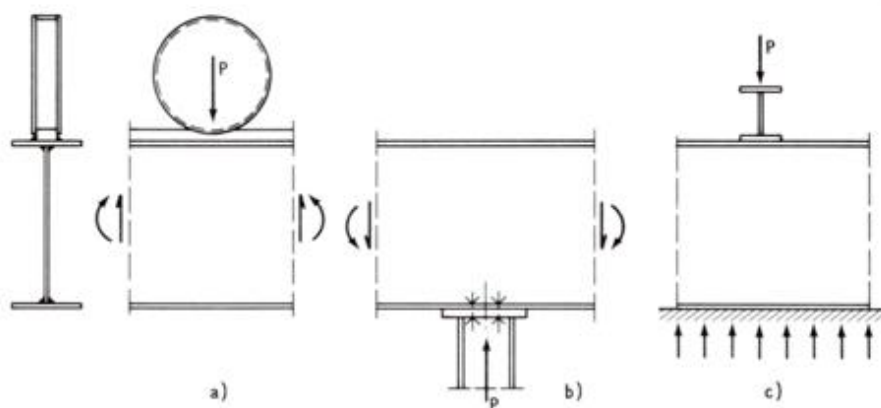
Figur 2.1 - Bruddformer for punktlaster på platebærer

1. Ved små slankheter får man plastifisering i en lokal sone under punktlasten.
2. Ved middels slanke steg oppstår en global knekking som omfatter det meste av steghøyden.
3. Ved store slankheter blir det meste av steget udeformert, med unntak av en lokal foldingsmekanisme under punktlasten.



## 2.2 Hensikten med bruk av stivere

Konsentrerte laster på en platerand kan opptre ved hjullast på en kranbjelke, opplagerkrefter på platebærere, innføring av søylelaster, eller som følge av søyle-bjelke forbindelser [3].

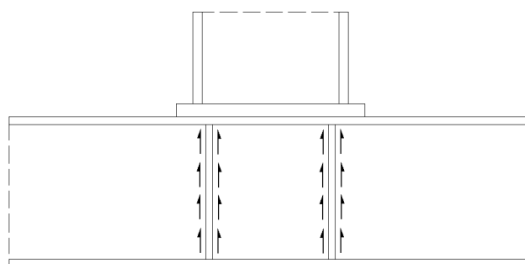


Figur 2.2 - Konsentrerte laster på platebærere

I denne oppgaven skal jeg ta for meg det siste tilfellet, altså forbindelser mellom søyle og bjelke, som vist i figur 2.2.

Man må skille mellom stasjonær eller bevegelig last. Dersom lasten er en stasjonær punktlast bør stiveren plasseres direkte under lasten for å føre kraften inn i steget, da stegets kapasitet generelt er for liten for slike lasttilfeller alene. Dersom lasten er bevegelig kan ikke kraftoverføringen løses ved bruk av stiver[4].

Hensikten ved bruk av stivere er å overføre kraften via stiverne til steget. Dette skjer først ved trykkoverføring øverst i stiverne. Trykket går deretter over til skjærspenning i stiveren som videre overføres til steget gjennom sveiser mellom stiver og steg [5].



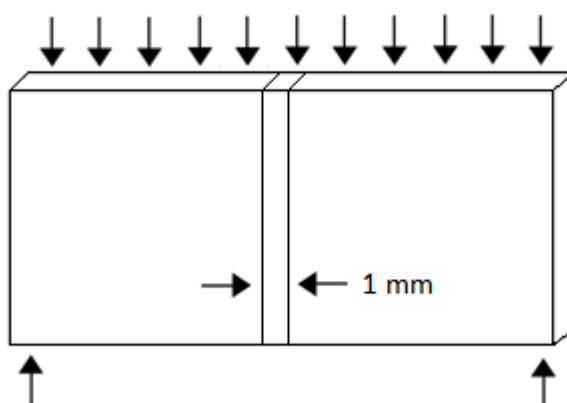
Figur 2.3 - Eksempel på kraftoverføring ved avstivede steg

## 2.3 Skiveteori

Definisjonen på en skive er at den er påført krefter som virker i sitt eget plan. Skiveteorien er utviklet for å kunne gi en mer nøyaktig løsning på høye bjelker. Jo større bjelkehøyden blir, jo mer usikker blir den lineære fordelingen av spenningene.

Ved å påføre krefter på et IPE-profil kan vi dermed se på steget som en skive.

Skiveteorien forutsetter at den belastede konstruksjonsdelen er i en plan spenningstilstand, noe som betyr at det finnes en spenningsfri retning.



Figur 2.4 - Belastet skive

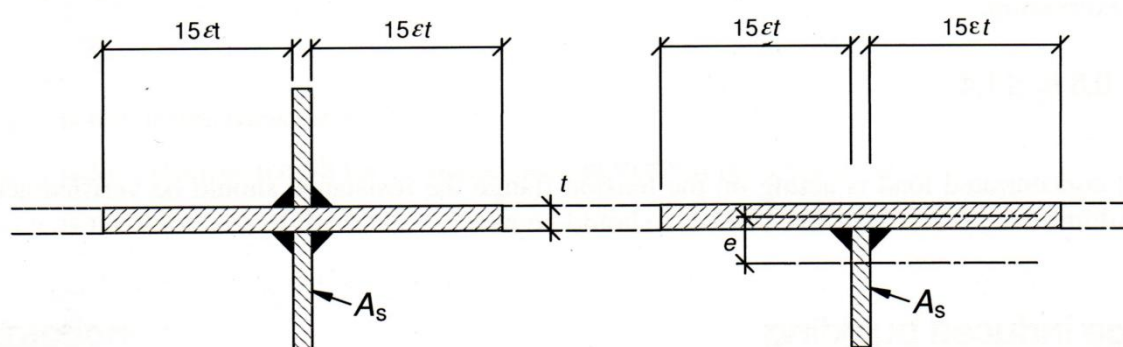
Ved dimensjonering av en skive, kan man for eksempel se på en 1 mm bred vertikal stripe midt i skiven, og betrakte den som en søyle. Se figur 2.4.

Når man belaster en skive, vil spenningen øke lineært frem til den når flytgrensen. Frem til dette punktet vil spenningen være jevnt fordelt over tykkelsen, slik at det ikke oppstår sideveis knekking. En søyle kan knekke ut før flytgrensen er nådd. Den kan derimot ikke ta opp mer krefter, men den betraktede stripen er fastholdt på to sider. Dette gjør det mulig for skiven å ta opp krefter, selv om deler av den allerede har begynt å knekke.

## 2.4 Effektivt tverrsnitt

For å bestemme det effektive tverrsnittet, benyttes NS-EN 1993-1-5 punkt 9.1.

Ved kontroll av knekkingsmotstanden, skal det brukes et bruttoareal som omfatter stiver, pluss en bredde av platen lik  $15\epsilon t$ . Det skal ikke være mer enn den faktiske dimensjonen som er tilgjengelig. På hver side av stiverne må man unngå eventuelle overlappinger mellom de medvirkende arealene til de tilstøtende stiverne [6].

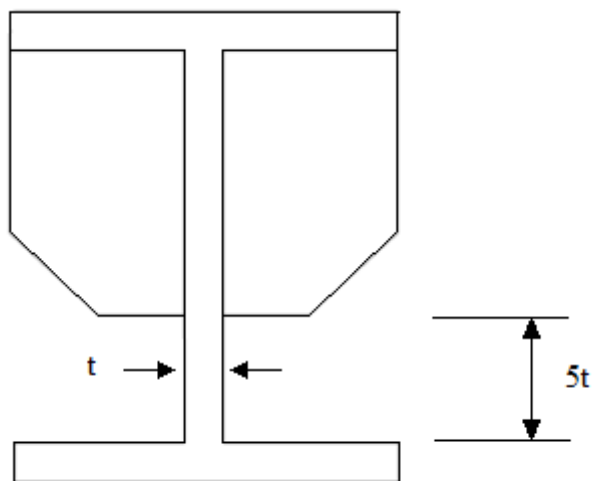


Figur 2.5 - Effektivt tverrsnitt for stivere

For å bestemme aksialkraften i en tverrgående stiver, må summen av skjær og eventuell ytre belastning beregnes.

## 2.5 Størrelsen på stiver

Ved å bruke stivere som fyller hele steget, må man være nøyaktig i arbeidet med å tilpasse stiveren til steget før sveising. Ved å sette inn en stiver som ikke fyller hele steget, blir det enklere å tilpasse og montere.



Figur 2.6 - Tverrsnitt med tilpasset stiver

Tidligere beregningsregel tillot at stiverne ble stoppet 5 ganger stegtykkelsen fra motsatt flens [5]. Se figur 2.6.

## 2.6 Von Mises flytkriterium

Et flytkriterium er et uttrykk for hvilke kombinasjoner av skjær- og normalspenninger som forårsaker flyt, noe som er begynnelsen på plastisk deformasjon. Von Mises flytkriterium blir vanligvis benyttet ved dimensjonering av stålkonstruksjoner.

For generell spenningstilstand er von Mises flytkriterium definert slik:

$$(\sigma_x - \sigma_y)^2 + (\sigma_y - \sigma_z)^2 + (\sigma_z - \sigma_x)^2 + 6(\tau_{xy}^2 + \tau_{yz}^2 + \tau_{zx}^2) = 2\sigma_y^2 \quad (2.1)$$

I plan spenningstilstand hvor  $\sigma_z = \tau_{zx} = \tau_{yz} = 0$  kan flytkriteriet reduseres til

$$\sigma_x^2 + \sigma_y^2 - \sigma_x\sigma_y + 3\tau_{xy}^2 = \sigma_y^2 \quad (2.2)$$

Denne formen av von Mises flytkriterium hvor plan spenningstilstand er antatt, benyttes i skallanalyse.

## 2.7 Elementtyper

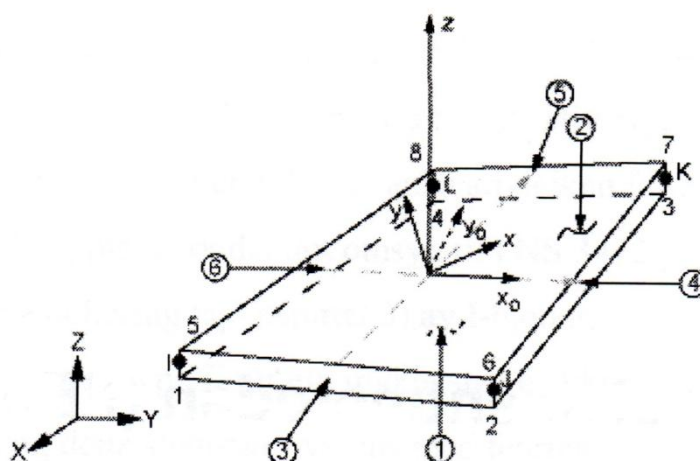
Det er tre elementtyper som brukes ved analysering: bjelke, skall og volumelement. De største forskjellene ved disse elementene er utregningstiden og nøyaktigheten.

Når det skal analyseres en standard bjelke, kan et bjelkeelement bli brukt. Et bjelkeelement har to noder, og hver node har tre frihetsgrader. Bjelkeelementet har bare endringer i lengderetningen til bjelken. Siden det er tverrsnittsendringer, og ikke bare endringer i lengderetningen som skal analyseres i denne oppgaven, er ikke denne elementtypen aktuell. Det må derfor brukes enten skallmodell eller volummodell til analysering i denne oppgaven.



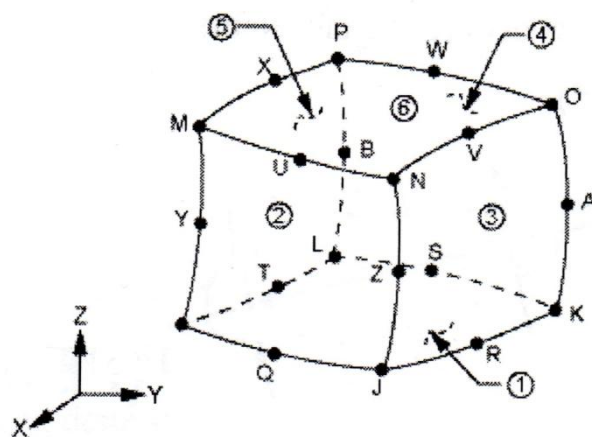
Figur 2.7 - Bjelkeelement

Skallelement er en elementtype som deler opp konstruksjonen i plater med en gitt stivhet ut av planet. Elementet er delt opp i noder, hvor hver node har seks frihetsgrader. Disse frihetsgradene er: forskyvning i x-, y- og z-retning, og rotasjon om hver av disse. Analysen tar for seg endringer både i, og på tvers av lengderetningen til bjelken. En slik modell har flere noder, og dermed flere elementer enn bjelkeelementet, noe som gir lengre utregningstid.



Figur 2.8 - Skallelement

Volumelement er den generelle elementtypen. Den er utformet slik at volumet kan ha en utstrekning i tre retninger. Hver node har tre frihetsgrader, forskyvning i x-, y- og z-retning. Volumelementet kan ha flere forskjellige former, men de mest vanlige er terning, prisme og pyramideform. Ved å benytte volumelement kan modellen av konstruksjonen bli ganske nøyaktig. Analyse av volumelement gir mange elementer, noe som gir store stivhetsmatriser. Dette gjør at utregningstiden blir lang.



Figur 2.9 - Volumelement

## 3 Beregninger

### 3.1 Bakgrunn for beregningene

Det er flere metoder som kan benyttes for å beregne kapasiteten til et bjelkesteget med stiver. En metode er å se på konstruksjonen som en søyle. En annen metode er å tenke på steget i tverrsnittet som en påkjent skive. Begge disse tilnæringsmetodene vil jeg ta for meg videre.

Beregningene som ser på konstruksjonen som en søyle, er hentet fra NS-EN 1993-1-1. Her benyttes det effektive arealet av steget, og stiverne som den påkjente konstruksjonsdelen. Beregningene legger her vekt på sentrisk trykk og påvisning mot knekking. Siden den relative slankheten er liten ( $\bar{\lambda} \leq 0,2$ ) kreves ikke påvisning av knekking. Det er da tilstrekkelig å påvise tverrsnittets kapasitet [8].

Beregningsmetoden for påkjenning av steget som blir kalt "motstand mot tverrgående krefter", er hentet fra NS-EN 1993-1-5. I den norske standarden NS 3472 finnes en tilsvarende metode. I Eurocode, er det tatt hensyn til avstanden mellom stiverne. Denne avstanden er med på å bestemme den effektive lengden, dvs. belastningslengden på steget. Denne begrensningen finnes ikke i den norske standarden [9]. Når det da bare er ett stiverpar på bjelken, hva har det å si for resultatene? Vil denne begrensningen gjelde med ett stiverpar?

I beregningene som følger, er det satt som forutsetning at alle konstruksjonsdeler er av samme stål kvalitet. I dette tilfelle settes denne verdien til  $355 \text{ N/mm}^2$ .



### 3.2 NS-EN 1993-1-1 punkt 6.2.4 - Trykk

Denne metoden er en enkel form for beregningskontroll og gjelder når det ikke er andre bruddformer. Dimensjonerende tverrsnittskapasitet for sentrisk trykk er gitt i NS-EN 1993-1-1 punkt 6.2.4 (2):

$$N_{c,Rd} = \frac{Af_y}{\gamma_{M0}} \quad (3.1)$$

Funksjon 3.1 blir benyttet for profiler som har tverrsnittsklasse 1, 2 eller 3. Se kapittel 8.2.1.

For tverrsnitt med samme stålqualität er det tverrsnittsarealet som avgjør kapasiteten ved sentrisk trykk.



Figur 3.1 - Tverrsnittsareal av steg

For å komme frem til tverrsnittsarealet som benyttes, se kapittel 2.4. Tverrsnittsarealet øker ved å tilføre stiverene til steget. Dette fører videre til økt kapasitet når bjelken blir avstivet.

Etter beregningene i kapittel 8.1.2 får vi følgende resultater:

Antall stivere	Kapasitet i kN
Ingen stivere	31
Ett stiverpar	99

Tabell 3.1 - Kapasiteter etter NS-EN 1993-1-1 punkt 6.2.4

### 3.3 NS-EN 1993-1-1 punkt 6.3 - Påvisning av stavers stabilitet

Denne beregningsmetoden tar hensyn til bøyningsekking i det belastede området. Den dimensjonerende knekkingskapasiteten for en stav med konstant tverrsnitt og sentrisk trykk, er gitt i NS-EN 1993-1-1 punkt 6.3.1.1 (3):

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A f_y}{\gamma_{M1}} \quad (3.2)$$

Funksjon 3.2 blir benyttet for profiler som har tverrsnittsklasse 1, 2 eller 3. Se kapittel 8.2.1.

Bestemmelse av tverrsnittsarealet som blir benyttet følger regelen etter kapittel 2.4.

$\chi$  er reduksjonsfaktor for relevant knekkform for staver med tilsiktet sentrisk trykk. Den bestemmes på grunnlag av den tilhørende knekkkurven. Uttrykket er gitt i NS-EN 1993-1-1 punkt 6.3.1.2 (1):

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \text{ hvor } \chi \leq 1,0 \quad (3.3)$$

$$\Phi = 0,5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2] \quad (3.4)$$

Imperfeksjonsfaktoren  $\alpha$  til de forskjellige knekkkurvene bestemmer man ved å se på de to tabellene 6.1 og 6.2 og figur 6.4 i NS-EN 1993-1-1. Imperfeksjonsfaktoren bestemmes på bakgrunn av den relative slankheten til tverrsnittet.

Relativ slankhet  $\bar{\lambda}$  bestemmes etter NS-EN 1993-1-1 punkt 6.3.1.3 (1):

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A f_y}{N_{cr}}} = \frac{L_{cr}}{i \lambda_1} \quad (3.5)$$

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (3.6)$$

Etter beregningene i kapittel 8.1.3 får vi følgende resultater:

Antall stivere	Kapasitet i kN
Ingen stivere	31
Ett stiverpar	99

Tabell 3.2 - Kapasiteter etter NS-EN 1993-1-1 punkt 6.3

Det kreves ikke påvisning av knekking når den relative slankheten til tverrsnittet er liten ( $\bar{\lambda} \leq 0,2$ ), se kapittel 3.1. Reduksjonsfaktoren  $\chi$  blir dermed lik 1. Dette betyr at det er tilstrekkelig å påvise tverrsnittets kapasitet.

### 3.4 NS-EN 1993-1-5 punkt 6 - Motstand mot tverrgående krefter

Denne beregningsmetoden ser på stegets kapasitet. Kapasiteten for avstivede eller ikke avstivede steg mot lokal knekking ved vertikale krefter er gitt i NS-EN 1993-1-5 punkt 6.2

(1):

$$F_{Rd} = \frac{f_y L_{eff} t_w}{\gamma_{M1}} \quad (3.7)$$

$L_{eff}$  er uttrykket for den effektive lengden for motstand mot vertikale krefter. Denne bestemmes av følgende uttrykk:

$$L_{eff} = \chi_F l_y \quad (3.8)$$

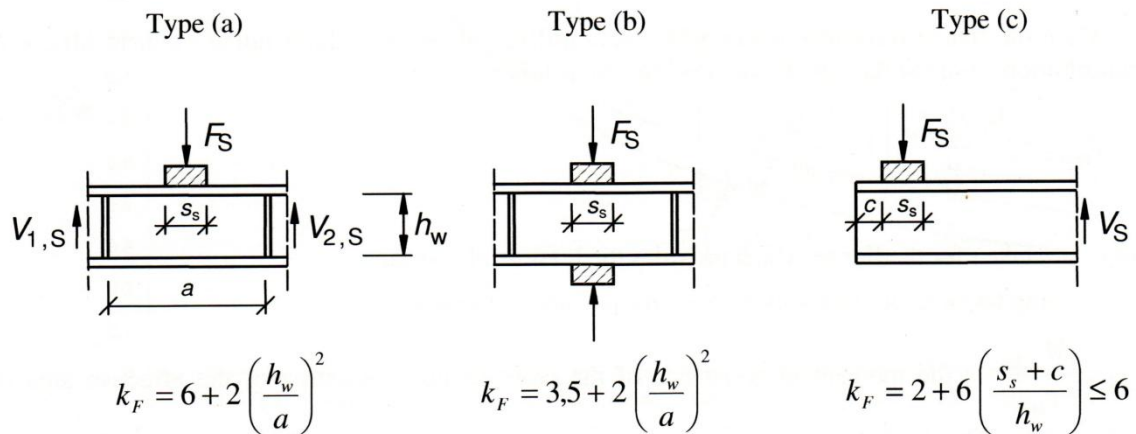
$l_y$  er den effektive lengden for påført last og  $\chi_F$  er en reduksjonsfaktor på grunn av lokal knekking, og bestemmes etter NS-EN 1993-1-5 punkt 6.4:

$$\chi_F = \frac{0,5}{\bar{\lambda}_F} \leq 1,0 \quad (3.9)$$

$$\bar{\lambda}_F = \sqrt{\frac{l_y t_w f_y}{F_{cr}}} \quad (3.10)$$

$$F_{cr} = 0,9 k_f E \frac{t_w^3}{h_w} \quad (3.11)$$

For å komme frem til disse verdiene må man vite knekkingskoeffisienten  $k_f$ , den bestemmes ut fra hvilken lastsituasjon man har.



Figur 3.2 - Knekkingskoeffisient for ulike lastsituasjoner med konsentrert last på steg

I figur 3.2 kan man angi hvilken lastsituasjon som er aktuell. I type (a) påføres belastningen gjennom flensen og blir tatt opp av skjærkrefter i steget. I type (b) påføres belastningen gjennom flensen, hvor den blir overført gjennom steget direkte til den motstående flensen. I type (c) påføres belastningen gjennom flensen til en ikke avstivet ende. I denne oppgaven er bjelken fritt opplagt, noe som gjør at det er type (a) som blir benyttet.

$l_y$  er den effektive lengden for påført last og bestemmes ved NS-EN 1993-1-5 punkt 6.5:

$$l_y = S_s + 2t_f(1 + \sqrt{m_1 + m_2}) \quad (3.12)$$

$$m_1 = \frac{b}{t_w} \quad (3.13)$$

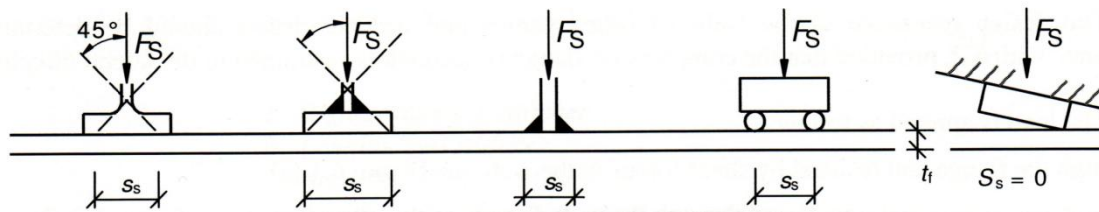
$$m_2 = \left( \frac{h_w}{t_f} \right)^2 \text{ hvis } \bar{\lambda}_F > 0,5 \quad (3.14)$$

$$m_2 = 0 \text{ hvis } \bar{\lambda}_F \leq 0,5 \quad (3.15)$$

Men den effektive lengden kan ikke være større enn avstanden mellom de tverrgående stiverne:

$$l_y \leq a \quad (3.16)$$

Lastens utbredelse ( $S_s$ ) på flensens overflate, bestemmes av stivheten til konstruksjonskomponenten som overfører lasten.



Figur 3.3 - Lastutbredelse for konsentrerte laster

Lastutbredelsen skal ikke settes til større enn den frie høyden mellom flensene.

$$S_s \leq h_w \quad (3.17)$$

I mine beregninger, har jeg sett på avstanden mellom de tverrgående stiverne på en bjelke, både ved avstivning med ett stiverpar, og uten avstivning.

Når beregningene ble utført, ble stiveravstanden satt til uendelig når steget ikke var avstivet. Det samme ble gjort ved bruk av ett stiverpar. Avstanden ble satt til uendelig i begge tilfellene, fordi det ikke er klart hva verdien skal settes til. Når det er to stiverpar på en bjelke derimot, er avstanden mellom tverrgående stivere lett å bestemme, fordi avstanden er bestemt direkte fra konstruksjonen.

Etter beregningene i kapittel 8.1.4 får vi følgende resultater:

Antall stivere	Kapasitet i kN
Ingen stivere	119
Ett stiverpar	119

Tabell 3.3 - Kapasiteter etter NS-EN 1993-1-5 punkt 6

Tabell 3.3 viser at resultatene blir like ved både beregninger uten, og med ett stiverpar. Dette tilsier at kapasiteten ikke øker ved å tilføre avstivning av steget.

### 3.5 Oppsummering av beregningene

I tabell 3.4 vises kapasitetene fra de forskjellige beregningsmetodene for både bjelker med og uten avstivning.

Antall stivere	Kapasitet i kN		
	NS-EN 1993-1-1, 6.2.4	NS-EN 1993-1-1, 6.3.1	NS-EN 1993-1-5, 6
Ingen stivere	31	31	119
Ett stiverpar	99	99	119

Tabell 3.4 - Oppsummering av de forskjellige beregningene

Ved å sammenligne resultatene fra beregningene i NS-EN 1993-1-1 punkt 6.2.4 og NS-EN 1993-1-1 punkt 6.3.1, ser vi at resultatene er helt identiske. Årsaken til dette, er at når den relative slankheten  $\bar{\lambda}$  er mindre enn 0,2 i den sammensatte konstruksjonsdelen, kreves det ikke påvisning av knekking [2]. Det er dermed tverrsnittets kapasitet som er dimensjonerende.

Det vises tydelig at resultatene fra NS-EN 1993-1-5 skiller seg ut fra de to andre beregningsmetodene. Årsaken til dette er at tilnæringsmetoden er en helt annen. Begge beregningsmetodene fra NS-EN 1993-1-1 baserer seg på å se på konstruksjonen som en påkjent søyle, mens beregningen fra NS-EN 1993-1-5 derimot ser på tverrsnittets steg på en påkjent skive, noe som kanskje i realiteten er mer riktig. Dette fordi stiverne er med på å holde fast steget slik det blir forklart i skiveteorien, se kapittel 2.3.

## 4 Forsøk

### 4.1 Metode

Forsøkene gikk ut på å finne kapasiteten til de aktuelle bjelkene. Dette ble gjort ved å påføre bjelken et trykk, slik at bjelken oppnådde plastisk deformasjon.

Forsøkene som ble gjort er utført i en lab ved Universitetet for miljø og biovitenskap, institutt for matematiske realfag og teknologi. Maskinen som ble brukt til å trykkteste er en hydraulisk to-trinns håndpresse av merke Stenhøj. Denne maskinen ble valgt fordi den har tilstrekkelig kapasitet, og fordi den var lett tilgjengelig.



Figur 4.1 - Hydraulisk to-trinns håndpresse ved UMB, IMT



Beregningene tidligere i oppgaven, kapittel 3, har forutsatt at selve bjelken er fritt opplagt i hver ende. Dette ble dermed tatt med i betraktningen og tatt hensyn til før forsøkene ble utført.

Bjelken ble lagt på to tverrgående stålstenger som fungerte som opplag. Siden det ble påført en vertikallast, trengte ikke bjelken å bli festet til opplagerne.

Mellom punktlasten og stålbjelken ble det plassert en stålplate med dimensjoner som tilsvarte bredden på stålbjelken, slik at både lengden og bredden på platen var 46 mm. Denne platen overførte kraften til bjelken, slik at lastutbredelsen kunne beregnes.

Det ble testet bjelker både med og uten stivere. De bjelkene som var tilført stivere, hadde tilpassede stivere, se kapittel 2.5. Stiverne var plassert under den vertikale kraften, noe som var midt på bjelken.



Figur 4.2 - Illustrasjon av forsøkene

Kraften i pressen ble økt gradvis, til steget i bjelken ga etter for trykket.

Resultatet fikk vi ved å se på kraftmåleren som er plassert på siden av maskinen. Denne måleren viser resultatet både i tonn og Newton.

Det ble først utført en trykktest på en bjelke med en lengde på 70 cm. Denne bjelken vippet ut. Som det kommer frem i Kristian Mæland Rasmussen sin masteroppgave fra 2006 "*Bruk av stivarar for å auka IPE-bjelkar sin motstand mot vipping*" [10], kan det ikke påvises noen kapasitetsøkning når det ble tilført stivere til tverrsnittet. Det er derfor ikke aktuelt for denne oppgaven å benytte en bjelke som vipper.

Det ble bestemt at det derfor skulle benyttes kortere bjelker i de neste forsøkene. Det endte opp med at bjelkene på 40 cm kunne brukes.

Etter å ha utført noen forsøk, så jeg at resultatene ikke varierte mye fra hverandre, og det ble derfor bare utført tre forsøk av hver bjelke, altså 3 forsøk med og 3 forsøk uten stivere.

## 4.2 Resultater

### 4.2.1 Uten avstivning

De første bjelkene som ble trykktestet var uten avstivning. I figur 4.3 er en illustrasjon av bjelkens utforming.



Figur 4.3 - Illustrasjon av en bjelke uten avstivning

For en IPE 80 bjelke, er den gjennomsnittlige kapasiteten 111 kN.

	Kapasitet i kN
Forsøk 1	110
Forsøk 2	111
Forsøk 3	113
Snitt	111

Tabell 4.1 - Kapasitet uten stiver

## 4.2.2 Ett stiverpar

Det ble også utført trykktester på bjelker som var avstivet med ett stiverpar plassert rett under den vertikale kraften, som er plassert midt på bjelken.

I figur 4.4 er en illustrasjon av bjelkens utforming, og plasseringen av stiverne.



Figur 4.4 - Illustrasjon av en bjelke med avstivning

For en IPE 80 bjelke, er den gjennomsnittlige kapasiteten 121 kN.

	Kapasitet i kN
Forsøk 1	120
Forsøk 2	122
Forsøk 3	121
Snitt	121

Tabell 4.2 - Kapasitet med ett stiverpar

### 4.3 Oppsummering av forsøkene

I tabell 4.3, vises kapasitetene fra forsøkene for både bjelker med og uten avstivning. Her fremkommer også gjennomsnittsverdien fra forsøkene.

	Kapasitet i kN	
	Ingen stivere	Ett stiverpar
Forsøk 1	110	120
Forsøk 2	111	122
Forsøk 3	113	121
Snitt	111	121

Tabell 4.3 - Oppsummering av forsøkene

Siden stålplaten som overfører kreftene ikke er festet til bjelken, kan dette være med på å gi unøyaktigheter under påføring av kraften, men ved å sammenligne resultatene så jeg tydelig at kapasitetene var noenlunde like. Dette indikerer at resultatene er pålitelige.

Fra forsøksresultatene ble gjennomsnittsverdien beregnet. Det er denne verdien som blir brukt videre som sammenligningsgrunnlag for kapasiteten til bjelkene.

Ved å sammenligne resultatene til forsøkene for bjelker med og uten stivere, kan jeg se at kapasiteten til bjelkens tverrsnitt øker ved å tilføre avstivning.

## 5 Simulering

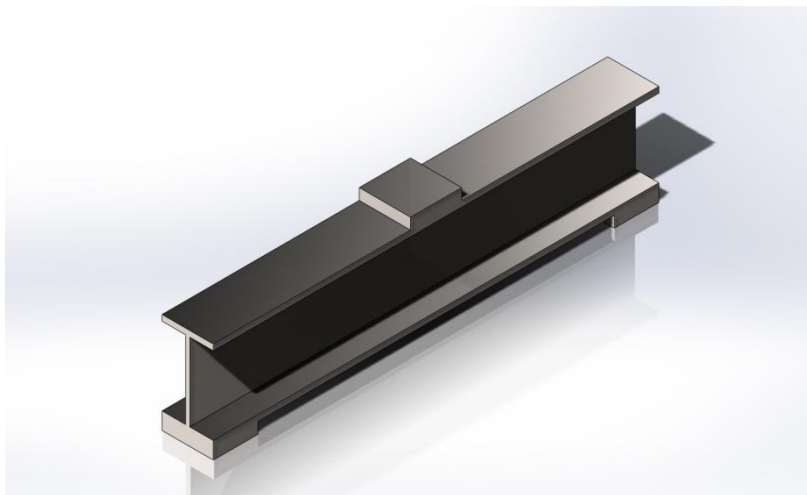
### 5.1 Metode

Simuleringene i form av FEM-analyser ble utført i SolidWorks Simulation. Det ble tatt utgangspunkt i utførelsen av forsøkene fra kapittel 4 ved oppstart av simuleringen.

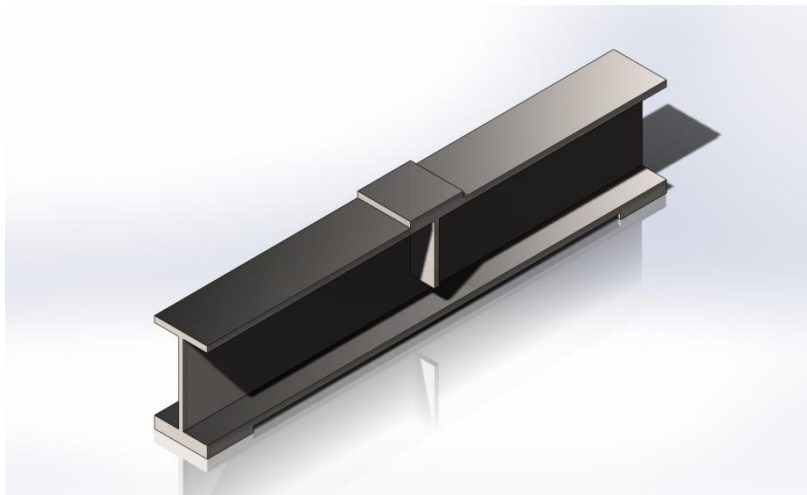
Det ble plassert to plater som tilsvarer opplagerne på hver side av bjelken. Disse ble fastholdt.

Det ble også plassert en plate mellom lasten og stålbjelken, som overførte kraften til bjelken. Det var denne delen av konstruksjonen som fikk belastningen i simuleringen. Stålplaten ble fastholdt slik at den forhindret rotasjon av flensen. Flensen ble dermed holdt horisontal under belastning, og beveget seg kun vertikalt. Dette er den samme bevegelsen som håndpressen hadde når forsøkene ble utført.

Figurene 5.1 og 5.2 viser hvordan bjelkene med og uten avstivning er konstruert i SolidWorks Simulation.



Figur 5.1 - Illustrasjon av bjelke uten stiver



Figur 5.2 - Illustrasjon av bjelke med ett stiverpar

Resultatene i form av flytspenning i SolidWorks Simulation blir gitt etter von Mises flytkriterium. Se kapittel 2.6.

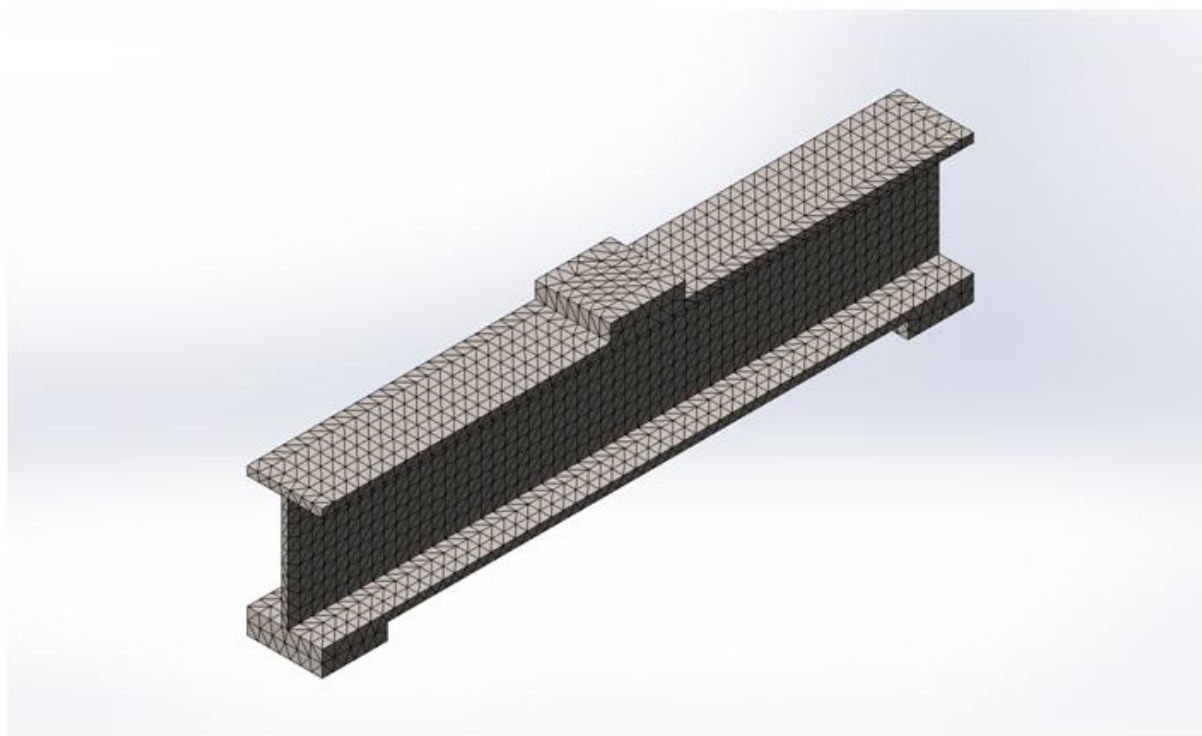
For å komme frem til kapasiteten til de enkelte bjelkene, ble det benyttet en metode som går ut på å finne knekklasten som påvirker bjelken. Knekklasten finner man ved å påføre bjelken en last på 1 N. Det er denne lasten som bjelken simuleres etter. Resultatet som kommer ut etter at simuleringene er gjort er en knekkfaktor. Denne faktoren tilsvarer knekklasten i Newton. Dette er kapasiteten til bjelken, og det som danner grunnlaget for videre sammenligning.

Det ble benyttet en volummodell for å komme frem til resultatene. For mer informasjon om denne elementtypen, se kapittel 2.7.

## 5.2 Resultater

### 5.2.1 Uten avstivning

Kapasiteten til en 40 cm lang IPE 80 bjelke, uten avstivning av steget er 121 kN.

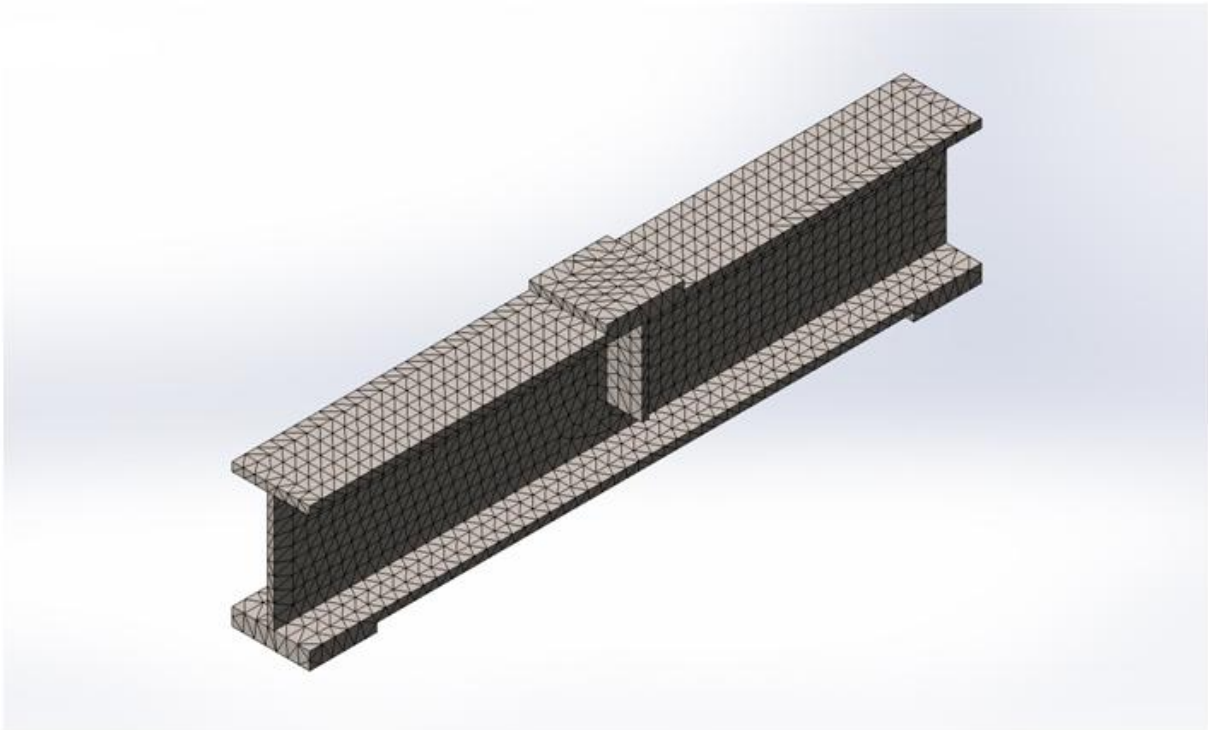


Figur 5.3 - Volummodell av bjelke uten stiver



## 5.2.2 Ett stiverpar

Kapasiteten til en 40 cm lang IPE 80 bjelke, som er avstivet med ett stiverpar midt på bjelken er 132 kN.



Figur 5.4 - Volummodell av bjelke med ett stiverpar

### 5.3 Oppsummering av simuleringene

I tabell 5.1 vises kapasitetene fra simuleringene som ble utført i SolidWorks Simulations for både bjelker med og uten avstivning.

Antall stivere	Kapasitet i kN
Ingen stivere	121
Ett stiverpar	132

Tabell 5.1 - Oppsummering av simuleringene

Hulkilen til bjelken er ikke blitt tatt med i modellen ved simulering. Årsaken til dette er at disse gir et veldig lite bidrag til både areal og arealregghetsmomentet, og fordi det ikke er i overgangen mellom steget og flensen at de største spenningene oppstår.

Under simuleringen oppsto det spenninger i steget der belastningen møtte bjelken, noe som bekrefter teorien om bruddformer for platebærere. Se kapittel 2.1.

Ved å sammenligne resultatene, kan jeg se at ved å innføre ett stiverpar, fører dette til økt kapasitet.

## 6 Konklusjon

### 6.1 Oppsummering

I tabell 6.1, vises alle resultater for utførte beregninger, forsøk og simuleringer.

	Kapasitet i kN	
	Ingen stivere	Ett stiverpar
NS-EN 1993-1-1, 6.2.4	31	99
NS-EN 1993-1-1, 6.3.1	31	99
NS-EN 1993-1-5, 6	119	119
Forsøk	111	122
Volummodell i FEM-analyse	121	132

Tabell 6.1 - Oppsummering av resultatene

Resultatene i tabell 6.1 er hentet fra kapitlene tidligere i denne oppgaven, og blir fremstilt i forhold til hverandre. Det er her lett å sammenligne kapasitetene ved de enkelte situasjonene.

Resultatene fra forsøkene blir her representert ved gjennomsnittsverdien av resultatene til den enkelte situasjonen.

## 6.2 Diskusjon

Min oppgave gikk ut på å se om beregningene for punktlaster på platerand etter NS-EN 1993-1-5 punkt 6, stemte overens med kreftene som blir brukt i virkeligheten. Jeg har også lagt vekt på å se på hvorfor det ikke fremgikk noen tydelige resultater i Nikolai Anders Hansen sin masteroppgave fra 2012, etter beregningen i NS-EN 1993-1-5 ved bruk av ett stiverpar. Jeg har foretatt beregninger, forsøk, samt simuleringer for å besvare disse problemstillingene.

Med utgangspunkt i beregningene jeg har utført fra NS-EN 1993-1-5, kan vi se at kapasitetene til bjelkene både med og uten avstivning er helt identiske. Se tabell 6.1. Årsaken til dette er at ved begge beregningene, ble avstanden mellom de tverrgående stiverne satt til uendelig. Det kommer derfor ikke frem noen økning i kapasitet ved avstivning av steget ved denne beregningsmetoden.

De to andre beregningene som er blitt utført fra NS-EN 1993-1-1, tar ikke med i betraktningen hvor stiverne er plassert. De blir her bare tatt med som et tilskudd til tverrsnittsarealet, noe som øker kapasiteten ved å innføre stivere.

Ved både forsøkene og simuleringene ser vi at kapasiteten øker ved å avstive steget. Dette virker veldig sannsynlig. Økningen derimot er kanskje ikke så stor som man kanskje ville anta.

Det som kom frem ved å studere teorien bak oppgaven, støtter resultatene som har kommet frem underveis.

### 6.3 Konklusjon

Ut ifra forutsetningene som er satt i denne oppgaven, og basert på utførte beregninger, forsøk og simuleringer har jeg kommet frem til følgende:

Det gir ikke noen forandring i resultatene for bjelker uten avstivning og med ett stiverpar, ved å bruke beregningsmetoden etter NS-EN 1993-1-5. Det er derfor ikke mulig å bruke denne beregningen for å finne økt kapasitet i steget ved bare å benytte ett stiverpar.

Ved å se på resultatene som har kommet frem i denne oppgaven, ser vi at beregningen etter NS-EN 1993-1-5 stemmer bra overens med resultatene etter forsøkene og simuleringene. Dette indikerer at beregningsmetoden fra NS-EN 1993-1-5 kan benyttes til beregning av avstivede stålbjelker. Dette stemmer ikke overens med det som kom frem i Hansens masteroppgave [1]. Det vil derfor være lurt å utføre flere forsøk, slik at en endelig konklusjon kan trekkes.

## 6.4 Videre arbeid

Under kommer noen forslag til videre arbeid som relaterer seg til denne oppgaven:

- ✓ Benytte andre og større profiler på bjelkene enn det som er blitt brukt i denne oppgaven. Profilene kan også gjerne være av andre tverrsnittsklasser, det vil si tverrsnittsklassene 2, 3 og 4.
- ✓ Bruke tverrsnitt med høyere relativ slankhet enn det som ble benyttet i denne oppgaven, slik at det ikke bare er tverrsnittets kapasitet som er dimensjonerende, men også knekking av tverrsnittet, etter beregningen i NS-EN 1993-1-1 punkt 6.3.
- ✓ Ved å benytte større profiler, kan også lengden på bjelkene som er opplagt i hver ende bli lengre, men man må da passe på at maskinen som brukes er kraftig nok.
- ✓ Det kan testes bjelker der avstanden mellom stiverne varierer, dette for å se på hvordan denne avstanden påvirker kapasiteten til tverrsnittet.

---

## 7 Kilder

1. Hansen, N. A., *Stegavstivning av IPE-profil*, Universitetet for miljø og biovitenskap, Institutt for matematiske realfag og teknologi, 2012
2. *Stål Håndbok Del 3: 2010*, Norsk Stålforbund, 2010
3. Larsen, P. K., *Dimensjonering av stålkonstruksjoner*, Tapir 1997
4. Selberg, A., *Stålkonstruksjoner*, Tapir forlag, Revidert utgave
5. Sørensen, C. O., *Stålkonstruksjoner*, Universitetet for miljø og biovitenskap, 2003
6. Standard, N., *Eurokode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner, Del 1-5: Plater påkjent i plateplanet*, 2009
7. Waløen, Å. Ø., *Dimensjonering ved hjelp av elementmetoden*, Universitetet i Trondhjem, Norges tekniske høgskole, Institutt for maskinkonstruksjon og materialteknikk, 1995
8. Standard, N., *Eurokode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner, Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger*, 2008
9. Standard, N., *NS 3472, Prosjektering av stålkonstruksjoner, beregnings- og konstruksjonsregler*, 3. utgave september 2001
10. Rasmussen, K. M., *Bruk av stivarar for å auke IPE-bjelkar sin motstand mot vipping*, Universitetet for miljø og biovitenskap, Institutt for matematiske realfag og teknologi, 2006

## **8 Vedlegg**

### **8.1 Beregninger**

Dette kapitlet inneholder alle beregninger som er blitt utført i form av regneark.

I kapittel 8.1.1 er inndataene. Det er en nedtrekksmeny for valg av tverrsnitt, noe som gjør det enkelt å endre dette. Rutene som er markert skal fylles ut.



## 8.1.1 Innndata

IPE80 ▼

Tverrsnitt

Stålkvalitet		355	N/mm <sup>2</sup>
Elastisitetsmodul		210000	N/mm <sup>2</sup>
Lastutbredelse	$S_s$	46	mm
Imperfeksjonsfaktor	$\alpha$	0,21	

Materialfaktorer

$\gamma_{M0}$	1,05	- hentet fra NS-EN 1993-1-1 NA.6.1
$\gamma_{M1}$	1,05	- hentet fra NS-EN 1993-1-1 NA.6.1
$\gamma_{M2}$	1,25	- hentet fra NS-EN 1993-1-1 NA.6.1

Bjelke

Bjelkelengde	$l$	400	mm
Bjelkehøyde	$h$	80	mm
Bjelkebredde	$b$	46	mm
Stegtykkelse	$s$	3,8	mm
Flenstykkelse	$t$	5,2	mm
Hulkilradius	$r$	5	mm

Stiver

Antall stiver	$n_s$	0	stk
Stivebredde	$b_s$	20	mm
Stivetykkelse	$t_s$	5	mm
Avstand mellom stiverene	$a$	$\infty$	mm

Stegets areal	$A_{steg}$	92,8	mm <sup>2</sup>
Stiverenes areal	$A_{stiver}$	0,0	mm <sup>2</sup>
Totalt tverrsnittareal	$A$	92,8	mm <sup>2</sup>
Stegets 2. arealmoment	$I_{steg}$	1829,1	mm <sup>4</sup>
Stiverenes 2. arealmoment	$I_{stiver}$	0,0	mm <sup>4</sup>
Totalt 2. arealmoment	$I$	1829,1	mm <sup>4</sup>

---

**8.1.2 NS-EN 1993-1-1 punkt 6.2.4 - Trykk**

$\gamma_{M0}$	1,05
$f_y$	355 N/mm <sup>2</sup>
A	92,8 mm <sup>2</sup>
$N_{c,Rd}$	31 kN

---

**8.1.3 NS-EN 1993-1-1 punkt 6.3 - Påvisning av stavers stabilitet**

$f_y$	355 N/mm <sup>2</sup>
$\gamma_{M1}$	1,05
E - modul	210000 N/mm <sup>2</sup>
$L_{cr}$	92,8 mm
$\alpha$	0,21
A	92,8 mm <sup>2</sup>
I	1829,1 mm <sup>4</sup>
i	4,4 mm
$\lambda_1$	76,4
$\lambda$	0,3
$\phi$	0,5
$\chi$	1,0
$\chi$	1,0
$N_{b,Rd}$	31 kN

**8.1.4 NS-EN 1993-1-5 punkt 6 - Motstand mot tverrgående krefter**

$f_y$	355	N/mm <sup>2</sup>	
$\gamma_{M1}$	1,05		
E - modul	210000	N/mm <sup>2</sup>	
$h_w$	69,6	mm	
$t_w$	3,8	mm	
$t_f$	5,2	mm	
$b$	46	mm	
$S_s$	46	mm	
$a$	$\infty$	mm	
$m_1$	12,1		
$m_2$	3,6		- hvis $\lambda_f > 0,5$
$m_2$	0,0		- hvis $\lambda_f \leq 0,5$
$I_y$	92,6		
$k_f$	6,2		
$F_{cr}$	930125,6		
$\lambda_f$	0,366		
$\chi_f$	1,4		
$\chi_f$	1,0		
$L_{eff}$	92,6		
$F_{Rd}$	118,95	kN	

---

## 8.2 Bakgrunnsinformasjon

### 8.2.1 Tverrsnittsklasser

Klassifiseringen av tverrsnitt avhenger av forholdet mellom bredde og tykkelse i de trykkpåkjente delene av tverrsnittet. Siden det generelt er slik at tverrsnittsklassen til de ulike trykkpåkjente delene i tverrsnittet (f.eks steg og flens) er ulike, klassifiseres tverrsnittet etter den minst gunstige tverrsnittsklassen.

De forskjellige tverrsnittsklassene er definert som følgende [2]:

- Tverrsnitt av klasse 1, kan danne flyteledd med rotasjonskapasitet som kreves for plastisk analyse, uten at tverrsnittets dimensjonerende momentkapasitet reduseres.
- Tverrsnitt av klasse 2, kan utvikle dimensjonerende plastisk momentkapasitet, men har begrenset rotasjonskapasitet på grunn av lokal knekking av tverrsnittsdeler.
- I tverrsnitt av klasse 3, kan spenningen i tverrsnittets mest påkjente punkt nå flytgrensen under forutsetning av elastisk fordeling av spenninger, men lokal knekking forhindrer at dimensjonerende plastisk momentkapasitet utvikles.
- I tverrsnitt av klasse 4, vil lokal knekking oppstå innen flytgrensen nås, i en eller flere deler av tverrsnittet.

Grensene mellom tverrsnittsklasse 1, 2 og 3 finner vi i tabell 5.2 i NS-EN 1993-1-1.

Tverrsnittsdeler som ikke følger begrensningene for klasse 3 kan antas å være av tverrsnittsklasse 4.

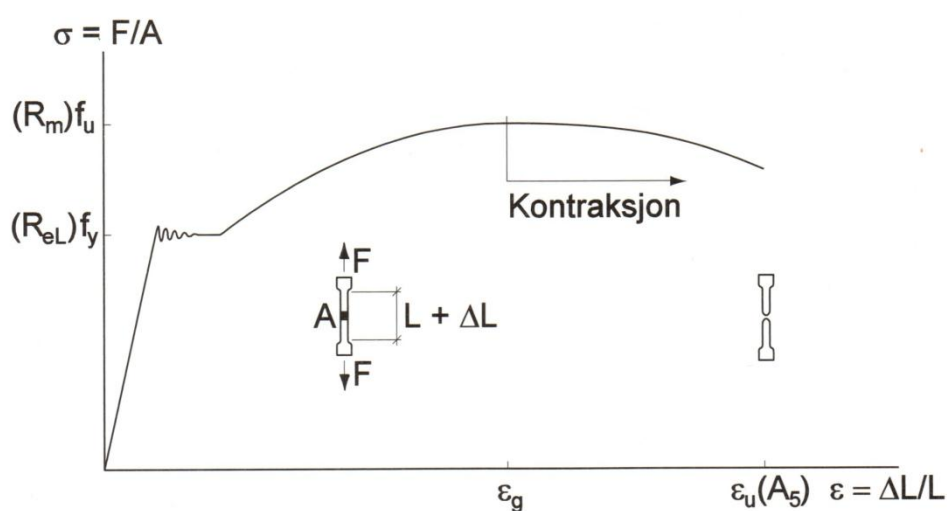
Et tverrsnitt i klasse 4, kan ikke benytte elastisk dimensjonering basert på fullt tverrsnitt, fordi lokal elastisk knekking kan opptre før flytspenningen er nådd. For tverrsnittsklasse 4 blir det dermed benyttet et effektivt areal.

I denne oppgaven benyttes IPE 80, som tilhører tverrsnittsklasse 1.

## 8.2.2 Materialegenskaper

Stålets arbeidsdiagram viser forholdet mellom spenningen som oppstår ved påføring av kraft, og tøyningen som oppstår som følge av kraften.

Figur 8.1 viser et typisk spennings-tøyningsdiagram for konstruksjonsstål. På vertikalaksen oppgis spenningen i forhold til strekkstavens opprinnelige areal, og på horisontalaksen refereres tøyningen til den opprinnelige lengden [2].



Figur 8.1 - Spennings-tøyningsdiagram for konstruksjonsstål

Det er vanlig å spesifisere stålmaterialene etter fasthetsklasse og materialkvaliteten (bearbeiding og den kjemiske sammensetningen). De viktigste parametrene for kapasitetsberegning, er flytspenning,  $f_y$ , og strekkfastheten (bruddspenning),  $f_u$ . Disse kan bestemmes ved å utføre en strekkprøve [2].

Når flytgrensen,  $f_y$ , er nådd, begynner den plastiske deformasjonen å opptre. Det høyeste punktet på kurven tilsvarer materialets strekkfasthet,  $f_u$ . Etter dette kommer en tverrkontraksjon som fører til brudd i staven.

### 8.2.3 Elementmetoden

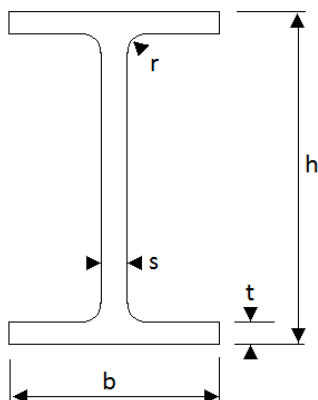
Elementmetoden eller "The Finite Element Method" (FEM), er en numerisk løsningsmetode for å finne løsninger på partielle differensiallikninger. FEM er den mest brukte numeriske metoden innenfor konstruksjonsanalyse. Hensikten med FEM-analyse er å kunne bestemme virkningene, dvs. forskyvningene og spenningene, i en konstruksjon ved en gitt belastning.

Elementmetoden går ut på å dele opp konstruksjonen i mange små elementer. Dette gjøres for å kunne se på hvert individuelle element som en egen konstruksjon. Hvert element har en enkel utforming som er enkel å analysere. Elementene blir videre koblet sammen i knutepunkter, også kalt noder. Hver node har et gitt antall frihetsgrader. Disse frihetsgradene settes sammen i en stivhetsmatrise. Stivhetsmatrisen bestemmer dermed nodenes forskyvning, og de indre kreftene til elementene [7].

En av grunnene til at FEM-analyse er så mye brukt, er at det kan ta for seg et problem med en hvilken som helst utforming. I tillegg er det ingen begrensninger med tanke på laster og randbetingelser, og det kan benyttes generelle materiallover, og ikke bare isotropiske.

Det er flere programmer som klarer å utføre slike analyser, men til denne oppgaven er det blitt benyttet SolidWorks Simulation.

### 8.3 Dimensjonstabell



IPE	Dimensjoner (mm)					Masse kg/m	A mm <sup>2</sup>
	h	b	s	t	r		
IPE80	80	46	3,8	5,2	5	6,0	764
IPE100	100	55	4,1	5,7	7	8,1	1030
IPE120	120	64	4,4	6,3	7	10,4	1320
IPE140	140	73	4,7	6,9	7	12,9	1640
IPE160	160	82	5,0	7,4	9	15,8	2010
IPE180	180	91	5,3	8,0	9	18,8	2390
IPE200	200	100	5,6	8,5	12	22,4	2850
IPE220	220	110	5,9	9,2	12	26,2	3340
IPE240	240	120	6,2	9,8	15	30,7	3910
IPE270	270	135	6,6	10,2	15	36,1	4590
IPE300	300	150	7,1	10,7	15	42,2	5380
IPE330	330	160	7,5	11,5	18	49,1	6260
IPE360	360	170	8,0	12,7	18	57,1	7270
IPE400	400	180	8,6	13,5	21	66,3	8450
IPE450	450	190	9,4	14,6	21	77,6	9880
IPE500	500	200	10,2	16,0	21	90,7	11600
IPE550	550	210	11,1	17,2	24	106,0	13400
IPE600	600	220	12,0	19,0	24	122,0	15600



## 8.4 Symboler

Under følger en liste over symboler samt forklaringer til disse symbolene som har blitt brukt i denne oppgaven.

$a$	Avstanden mellom de tverrgående stiverne
$A$	Areal
$b$	Bredden til tverrsnittets flens
$E$	Elastisitetsmodul
$F_{cr}$	Funksjon for å bestemme reduksjonsfaktoren $\chi_F$
$F_{Rd}$	Dimensjonerende kapasitet for avstivede eller ikke avstivede steg mot lokal knekking ved vertikale krefter
$f_y$	Flytspenningen til tverrsnittet
$h_w$	Avstanden mellom de motstående flensene i et tverrsnitt
$i$	Treghetsradius om den relevante tverrsnittsaksen, bestemt for bruttotverrsnittet
$k_f$	Knekkingskoeffisienten
$L_{cr}$	Knekk lengde i det betraktede knekkplanet
$L_{eff}$	Effektiv lengde for motstand mot vertikale krefter
$l_y$	Effektiv lengde for påført last
$m_1$	Funksjon for å bestemme den effektive lengden $l_y$
$m_2$	Funksjon for å bestemme den effektive lengden $l_y$
$N_{b,Rd}$	Dimensjonerende knekkapasitet i staven ved sentrisk trykk
$N_{cr}$	Ideel kraft for den tilhørende knekkformen basert på bruttotverrsnitt
$N_{c,Rd}$	Dimensjonerende tverrsnittskapasitet for sentrisk trykk
$S_s$	Lastutbredelse
$t_f$	Tykkelsen til tverrsnittets flens
$t_w$	Tykkelsen til tverrsnittets steg
$\alpha$	Imperfeksjonsfaktor for gjeldende knekkurve
$\gamma_{M0}$	Partialfaktor for tverrsnittskapasitet uansett tverrsnittsklasse

---

$\gamma_{M1}$	Partialfaktor for stavens kapasitet mot inhabilitet påvist for hele staven
$\gamma_{M2}$	Partialfaktor for tverrsnittskapasitet mot brudd forårsaket av strekkspenninger
$\bar{\lambda}$	Relativ slankhet
$\lambda_1$	Slankhetsverdi for å bestemme den relevante slankheten
$\bar{\lambda}_F$	Funksjon for å bestemme reduksjonsfaktoren $\chi_F$
$\Phi$	Funksjon for å bestemme reduksjonsfaktoren $\chi$
$\chi$	Reduksjonsfaktor for relevant knekkform
$\chi_F$	Reduksjonsfaktor for lokal knekking

---

## 8.5 Tabelliste

Tabell 3.1	Kapasiteter etter NS-EN 1993-1-1 punkt 6.2.4 .....	16
Tabell 3.2	Kapasiteter etter NS-EN 1993-1-1 punkt 6.3 .....	18
Tabell 3.3	Kapasiteter etter NS-EN 1993-1-5 punkt 6 .....	21
Tabell 3.4	Oppsummering av de forskjellige beregningene .....	22
Tabell 4.1	Kapasitet uten stiver .....	26
Tabell 4.2	Kapasitet med ett stiverpar .....	27
Tabell 4.3	Oppsummering av forsøkene .....	28
Tabell 5.1	Oppsummering av simuleringene .....	33
Tabell 6.1	Oppsummering av resultatene .....	34

## 8.6 Figurliste

Figur 2.1	Bruddformer for punktlaster på platebærer .....	7
Figur 2.2	Konsentrerte laster på platebærer .....	8
Figur 2.3	Eksempel på kraftoverføring ved avstivede steg .....	8
Figur 2.4	Belastet skive .....	9
Figur 2.5	Effektivt tverrsnitt for stivere .....	10
Figur 2.6	Tverrsnitt med tilpasset stiver .....	11
Figur 2.7	Bjelkeelement .....	13
Figur 2.8	Skallelement .....	13
Figur 2.9	Volumelement.....	14
Figur 3.1	Tverrsnittsareal av steg .....	16
Figur 3.2	Knekkingskoeffisient for ulike lastsituasjoner med konsentrert last på steg....	20
Figur 3.3	Lastutbredelse for konsentrerte laster .....	21
Figur 4.1	Hydraulisk to-trinns håndpresse ved UMB, IMT .....	23
Figur 4.2	Illustrasjon av forsøkene .....	24
Figur 4.3	Illustrasjon av en bjelke uten avstivning .....	26
Figur 4.4	Illustrasjon av en bjelke uten avstivning .....	27
Figur 5.1	Illustrasjon av bjelke uten stiver .....	29
Figur 5.2	Illustrasjon av bjelke med ett stiverpar .....	30
Figur 5.3	Volummodell av bjelke uten stiver .....	31
Figur 5.4	Volummodell av bjelke med ett stiverpar .....	32
Figur 8.1	Spennings-tøyingsdiagram for konstruksjonsstål .....	45