



## 0 Generelt

### 01 Innhold

Denne anvisningen inneholder dimensjoneringstabeller for fritt opplagte stålbjelker av typene HE-A, HE-B, IPE og KFHUP med spennvidder 3–9 m. Bæreevnen er oppgitt som kapasiteten med hensyn til moment, skjærkraft og vipping. Det er også angitt hvilken belastning som gir nedbøyning  $L/400$  og hvordan man ut fra denne belastningen kan beregne dimensjonerende last for en hvilken som helst nedbøyning. Anvisningen gjengir bare grunnlaget for dimensjoneringen og forutsetter at brukeren har nødvendig teoretisk dimensjoneringsbakgrunn.

Anvisningen omhandler ikke dimensjonering for brann, ulykkeslaster og seismiske laster.

### 02 Bruksområde

Anvisningen omfatter konstruksjoner i pålitelighetsklasse 1 i henhold til NA (nasjonalt tillegg) til NS-EN 1990, som småhus, rekkehus og mindre lagerbygg. Videre gjelder begrensninger i forhold til laster som angitt i tabellene.

### 03 Henvisninger

Lov om planlegging og byggesaksbehandling (pbl)  
Forskrift om tekniske krav til byggverk (TEK10) med veiledning

Standarder:

NS 3420-PR Beskrivelsestekster for bygg, anlegg, installasjoner – Del PR: Korrosjonsbeskyttelse

NS-EN 206-1 Betong – Del 1: Spesifikasjon, egenskaper, fremstilling og samsvar

NS-EN 338 Konstruksjonstrevirke – Fasthetsklasser

NS-EN 1990 + NA Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner

NS-EN 1991-1-1 + NA Eurokode 1: Laster på konstruksjoner – Del 1-1: Allmenne laster – Tetthet, egenvekt og nyttelaster i bygninger

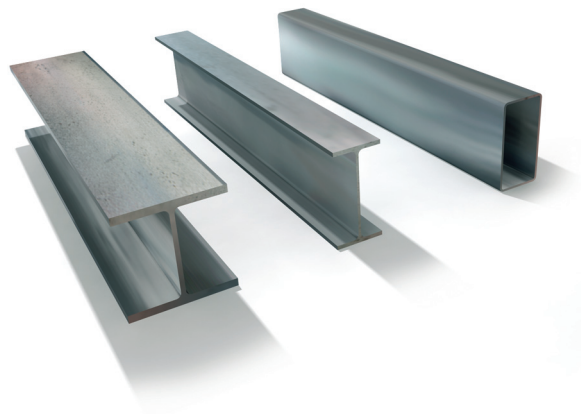
NS-EN 1991-1-2 + NA Eurokode 1: Laster på konstruksjoner – Del 1-2: Allmenne laster – Laster på konstruksjoner ved brann

NS-EN 1991-1-3 + NA Eurokode 1: Laster på konstruksjoner – Del 1-3: Allmenne laster – Snølaster

NS-EN 1991-1-4 + NA Eurokode 1: Laster på konstruksjoner – Del 1-4: Allmenne laster – Vindlaster

NS-EN 1993-1-1 + NA Eurokode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner – Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger

NS-EN 1996-1-1 + NA Eurokode 6: Prosjektering av murkonstruksjoner – Del 1-1: Allmenne regler for armerte og uarmerte murkonstruksjoner



NS-EN ISO 12944-5 Maling og lakk – Korrosjonsbeskyttelse av stålkonstruksjoner med beskyttende malingssystemer – Del 5: Beskyttende malingssystemer

Byggdetaljer:

471.031 Egenlaster for bygningsmaterialer, byggevarer og bygningsdeler

471.041 Snølast på tak. Dimensjonerende laster

520.233 Søylar av tre. Dimensjonering

520.235 Søylar av stål. Dimensjoneringstabeller

522.351 Trebjelkelag. Dimensjonering og utførelse

## 1 Materialer

### 11 Bruk og betegnelser

Stålbjelker kan være aktuelle å bruke:

- som takbjelker
- som understøtting av bjelker i bjelkelag
- som utvekslingsbjelker i bjelkelag
- til avstivning over vinduspartier
- til omfordeling av store, konsentrerte laster

De ulike bjelkebetegnelsene står for:

- HE-A: lette, bredflensede H-bjelker
- HE-B: normale, bredflensede H-bjelker
- IPE: middels brede I-bjelker
- KFHUP: kaldformede, rektangulære hulprofiler

### 12 Stålkvaliteter

De dimensjonerende bjelkekapasitetene som er oppgitt i tabellene i pkt. 32, forutsetter stålkvalitet S355 med nominell flytespenning  $f_y = 355 \text{ N/mm}^2$ .

Materialkoeffisienten  $\gamma_{m0}$  for stål er satt til 1,05 i NA

(nasjonalt tillegg) til NS-EN 1993-1-1, og dette dekker de fleste bruksområder innen småhusbygging.

### 13 Korrosjonsbeskyttelse

Stålbjelker i bæresystemet bør alltid påføres korrosjonshindrende maling. Innvendig, innkledd stål kan man utføre uten korrosjonsbeskyttelse, men faren for kondens må man da vurdere spesielt. I fuktig og aggressiv miljø må man vurdere korrosjonsfaren spesielt, jamfør NS 3420-PR og NS-EN ISO 12944-5.

Korrosjonsbeskyttelse av bjelkene må stå i forhold til aggressiviteten i miljøet. Aktuell overflatebehandling er maling, varmforsinking, elektrolytisk forsinking og varmsprøyting med sink eller aluminium.

### 14 Forbindelsesmidler

Innfesting til og av stålbjelker kan man utføre med bolter og treskruer. Utborede hull i bjelkespennet reduserer kapasiteten til bjelkene. Man kan imidlertid bore hull innenfor oppleggskanten uten at det er nødvendig å gjennomføre spesiell kapasitetskontroll.

### 15 Dokumentasjon av produktegenskaper

TEK10 krever at produktegenskaper som er av betydning for de grunnleggende kravene til byggverk skal være dokumentert før produktet omsettes og brukes. Dokumentasjonen utføres som regel i henhold til produktstandarder eller som tekniske godkjenninger. En oppdatert oversikt over produkter med Teknisk Godkjenning eller Produktsertifikat utarbeidet av SINTEF Byggforsk er gitt på [www.sintefcertification.no](http://www.sintefcertification.no).

## 2 Prosjektering

### 21 Dokumentasjon av beregninger

Generelt må en rådgiver med sentral eller lokal godkjenning utføre alle statiske beregninger. Ved enkle tilfeller, for eksempel utvekslingsbjelker av stål i småhus, kan man imidlertid dimensjonere som vist i denne anvisningen.

### 22 Profilvalg

221 *Generelt.* Når man velger bjelkeprofil, bør man ta hensyn til profilets estetiske og konstruksjonstekniske egnethet, bjelkeøkonomi, håndteringsmulighet og tverrsnittshøyde/-bredde.

222 *Utseende.* Profilet kan inngå som en synlig del av konstruksjonen, eller det kan bygges inn, for eksempel i et bjelkelag. En plan og jevn overflate er ønskelig hvis profilet ikke skal kles inn. Brannbeskyttelse av stålkonstruksjoner er vist spesielt i Byggdetaljer 520.315 *Brannbeskyttelse av stålkonstruksjoner.*

223 *Håndtering.* Tyngden er avgjørende for om bjelkene lar seg håndtere manuelt. For eksempel veier en 3 meter lang bjelke av typen HE-200A 127 kg. Behovet for løfteutstyr bør man vurdere i hvert enkelt tilfelle.

224 *Dimensjoner.* Bjelkehøyden må ikke være for stor hvis bjelken for eksempel skal være understøtting for bjelkelag i et lavt rom. Flensbredden i et åpent bjelketverrsnitt kan være avgjørende for muligheten til å kunne legge opp sekundærbjelker på stålbjelkens underflens.

Dersom bjelken skal tjene som bæring over vindusparti i yttervegg, må dimensjon/plassering være slik at det er minst 20 mm klaring mellom vinduskarm og stålbjelke. Bjelkebredden bør i dette tilfellet være liten, slik at man får lagt inn tilstrekkelig isolasjon på begge sider av bjelken og dermed reduserer kuldebroer.

### 23 Dimensjoneringsprinsipper

231 *Generelt.* Bæreevnen eller kapasiteten til stålbjelken må minst være lik de dimensjonerende lastene. Se pkt. 24 for beregning av dimensjonerende laster.

232 *Bruddgrensetilstand.* I bruddgrensetilstanden blir kapasiteten til bjelken kontrollert mot dimensjonerende laster.

233 *Bruksgrensetilstand.* I bruksgrensetilstanden blir nedbøyningen,  $\delta$ , normalt kontrollert mot et krav til maksimal nedbøyning. For dekkekonstruksjoner anbefales det at nedbøyningen ikke overstiger  $L/200$ , hvor  $L$  er bjelkens spennvidde i mm. Når det gjelder oppleggsbjelker for golvbjelkelag, bør imidlertid største nedbøyning være  $L/300$  eller strengere. Dette sikrer dekket mot sjenerende rystelser. I enkelte andre situasjoner bør man også vurdere å bruke bjelker med mindre nedbøyning enn  $L/200$ . Det gjelder ved lange spenn, hvor store nedbøyninger i golv eller tak i verste fall kan gi skader på andre bygningsdeler samt gi ubehagelige deformasjoner og svingninger i konstruksjonen. I denne anvisningen er det lagd tabeller der kapasitetene til bjelkene er oppgitt for en dimensjonerende nedbøyning på  $\delta_d \leq L/400$ . Omregning til andre nedbøyningskrav er beskrevet i pkt. 33.

### 24 Dimensjonerende laster

241 *Dimensjonerende laster* blir beregnet i henhold til NS-EN 1990 og NS-EN 1991-1-1, 1991-1-3 og 1991-1-4. Følgende belastninger er spesielt aktuelle for bjelker i bygninger:

- egenlast: Tabellene i pkt. 32 angir egenlastene til bjelkene, og Byggdetaljer 471.031 inneholder karakteristiske egenlaster for aktuelle konstruksjonsdeler. 1 kN tilsvarer 100 kg.
- nyttelast: Karakteristiske nyttelaster er gitt i NS-EN 1991-1-1.
- snølast: Karakteristisk snølast på mark er gitt i NS-EN 1991-1-3 og i Byggdetaljer 471.041. Snølast på tak forekommer som produkt av karakteristisk snølast på mark og formfaktoren for den aktuelle takkonstruksjonen. Formfaktorer for snølast på tak er angitt i NS-EN 1991-1-3 og i Byggdetaljer 471.041.

Dimensjonerende last beregnes som summen av karakteristiske laster multiplisert med respektive lastfaktorer.

242 *Lastfaktorene* er sikkerhetsfaktorer gitt i henhold til NS-EN 1991-1-1. Lastfaktorene i bruddgrensetilstanden er 1,2 for egenlast, 1,5 for nyttelast i bygninger og 1,5 for snølast.

For konstruksjoner i pålitelighetsklasse 1, som småhus, rekkehus og mindre lagerbygninger, kan lastfaktorene for variable laster (nyttelast og snølast) reduseres ved å multiplisere med en faktor på 0,9 (jamfør NS-EN 1990). Lastfaktorene i bruddgrensetilstanden blir da 1,2 for egenlast, 1,35 for nyttelast i bygninger og 1,35 for snølast.

243 *Lastbredde.* Dimensjonerende belastning på stålbjelken beregnes per løpemeter bjelke ut fra den lastbredden og de lastene som bjelken skal bære, se eksempel i fig. 243.

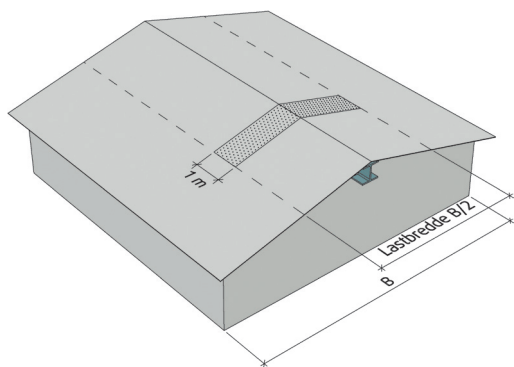


Fig. 243  
Eksempel på lastbredde per meter mønebjelke i tak

### 3 Dimensjonering

#### 31 Forutsetninger

311 Lastkapasitet i bruddgrensetilstand,  $q_m$ , i tabellene i pkt. 32 forutsetter at:

- lasten er jevnt fordelt
- bjelken er forhindret fra å vippe
- bjelken er støttet med kubber i opplegg (begge ender)

312 Lastkapasitet for vipping i bruddgrensetilstand,  $q_v$ , i tabellene i pkt. 32 forutsetter at:

- lasten er jevnt fordelt
- bjelken er støttet med kubber i opplegg (begge ender)

313 Lastkapasitet for nedbøyning,  $q_{\delta 400}$ . For å slippe separat beregning i bruksgrensetilstanden er tabellene i pkt. 32 for enkelhets skyld lagd slik at beregnet lastkapasitet i bruddgrensetilstand kan brukes for å kontrollere en nedbøyning (bruksgrensetilstand) på  $\delta_{400} = L/400$  og for å beregne en aktuell nedbøyning.

Det er lagt til grunn gjennomsnittlig lastfaktor for bruddgrensetilstand på 1,3. Verdier for nedbøyning i tabellene er korrigert for forholdet mellom lastfaktorene i brudd- og bruksgrensetilstand. Beregnede dimensjonerende laster i bruddgrensetilstand kan derfor brukes direkte i tabellene ved nedbøyningsberegninger/-vurderinger. Selv om det i praksis er tenkelig med inntil 5 % avvik i nedbøyningsberegninger ved bruk av lette bjelkelag, vil konsekvensene være uvesentlige.

Tyngre bjelkelag, som ulike typer bjelkelagsplank i lettbetong, vil gi større egenlast og dermed mindre utnyttbar nyttelast på bærebjelkene enn antatt. Man bør da benytte noe større bjelke dimensjon enn tabellene angir for å hindre for store nedbøyninger.

#### 32 Tabeller for kapasitet

I tabellene 32 a, b, c og d angis tre lastkapasiteter for hvert profil og hver spennvidde. Slik forklares symbolene som brukes i tabellene og i pkt. 4:

- L er bjelkens spennvidde, det vil si avstand mellom senterpunkt opplegg (m).
- $Q_d$  er opptredende dimensjonerende jevnt fordelt last (kN/m).
- $P_d$  er opptredende dimensjonerende punktlast (kN).
- k er omregningsfaktor mellom punktlast og jevnt fordelt last, se pkt. 34.
- $k_m$  er omregningsfaktor mellom punktlast og jevnt fordelt last i bruddgrensetilstanden, se pkt. 34.

- $k_\delta$  er omregningsfaktor mellom punktlast og jevnt fordelt last i bruksgrensetilstanden for nedbøyning, se pkt. 34.
- $q_m$  er lastkapasitet i bruddgrensetilstand (kN/m) når bjelken er vippingsavstivet.
- $q_v$  er lastkapasitet i bruddgrensetilstand (kN/m) når bjelken ikke er vippingsavstivet, men kun kubbet i endene.
- $q_{\delta 400}$  er lastkapasitet i bruksgrensetilstand (kN/m) når tillatt nedbøyning er  $\delta_{400} = L/400$ .

Alle verdiene i tabellene gjelder for jevnt fordelt last for belastning i bruddgrensetilstand, slik at de er direkte sammenliknbare.

Kontroll av andre nedbøyningskrav enn  $L/400$  er vist i pkt. 33. Omregning til andre lasttilfeller (punktbelastninger) er vist i pkt. 34.

#### 33 Omregning til forskjellige nedbøyningskrav

Tabellene i pkt. 32 angir bare lastkapasitet ved nedbøyning  $L/400$ . Dette er gjort for å begrense tabellverket og for oversiktens skyld. Nedbøyningene er imidlertid direkte proporsjonale med lasten, og det er enkelt å regne om last ved nedbøyning  $L/400$ ,  $q_{\delta 400}$ , til last ved en generell nedbøyning  $L/W$ ,  $q_{\delta W}$ . Sammenhengen er gitt av formelen:

$$q_{\delta W} = \frac{q_{\delta 400} \cdot 400}{W} \quad \left( \frac{\text{kN}}{\text{m}} \right)$$

hvor:

- $q_{\delta W}$  er last som gir nedbøyning  $\delta_W = L/W$  (kN/m) hvor L er bjelkens spennvidde oppgitt i mm.
- W er ønsket nedbøyningsgrense.
- $q_{\delta 400}$  er last som gir nedbøyning  $\delta_{400} = L/400$  (kN/m) hvor L er bjelkens spennvidde oppgitt i mm

De mest aktuelle omregningene vil være til nedbøyning  $L/200$  og  $L/300$ . Da multipliserer man lastkapasiteten  $q_{\delta 400}$  i tabellen med henholdsvis  $400/200 = 2,00$  og  $400/300 = 1,33$ . Denne lasten må imidlertid aldri overstige verdien for kapasitet i bruddgrensetilstanden. Se også pkt. 41 og 42.

#### 34 Omregningsfaktorer $k_m$ og $k_\delta$ for ulike punktlasttilfeller

Tabellene i pkt. 32 gjelder for jevnt fordelt belastning, Q, jmfør tabell 34. Punktlast(er) kan også være aktuelle. Overgang fra tabellenes lastverdier til de andre lasttilfellene skjer ved hjelp av omregningsfaktorene,  $k_m$  eller  $k_\delta$ , gitt i tabell 34. Omregningsfaktorene gjelder for omregning til bjelkens punktlast(er), P, der P er summen av punktlastene. Omregningsformelen er:

$$P = k \cdot Q \cdot L \quad (\text{kN}) \quad \text{eller omskrevet} \quad Q = P / k \cdot L \quad (\text{kN/m})$$

Ved valg av omregningsfaktor, k, må man ta hensyn til hvilket dimensjoneringskrav som er utslagsgivende for det enkelte bjelkeprofil og bjelkespennet, og hvilket lasttilfelle man har. Tabellene i pkt. 32 skiller mellom dimensjonerende nedbøyning, dimensjonerende moment-/skjærkapasitet og dimensjonerende vippement. Når nedbøyningen er dimensjonerende, skal man bruke faktoren  $k_\delta$  for omregning mellom punktlast og jevnt fordelt last. Når moment-/skjærkapasiteten eller vipping er utslagsgivende, bruker man faktoren  $k_m$ .

Tabell 32 a

Kapasiteter,  $q_m$ ,  $q_v$  og  $q_{6400}^{2)}$  (kN/m) for fritt opplagt HE-A bjelke ved jevnt fordelt last

Alle kapasitetene (også for nedbøyning) er beregnet med lastfaktorer for bruddgrensetilstand. De aktuelle lastene skal derfor multipliseres med tilhørende lastfaktorer og summeres før de sammenliknes med kapasitetene i tabellen. Se også pkt. 24, samt eksemplene i pkt. 4.

Type	Vekt kN/m	B×H mm × mm	Kapasitet kN/m	Spennvidde, L (m)															
				3,0	3,5	4,0	4,5	5,0	5,5	6,0	6,5	7,0	7,5	8,0	8,5	9,0			
HE-100A	0,17	100 × 96	$q_m$	24,9	18,3	14,0	11,1	9,0											
			$q_v$	20,6	14,5	10,6	7,9	6,1											
			$q_{6400}$	6,8	4,3	2,9	2,0	1,5											
HE-120A	0,20	120 × 114	$q_m$	35,8	26,3	20,1	15,9	12,9	10,6	8,9									
			$q_v$	29,5	20,6	14,9	11,2	8,6	6,7	5,3									
			$q_{6400}$	11,8	7,4	5,0	3,5	2,5	1,9	1,5									
HE-140A	0,25	140 × 133	$q_m$	52,0	38,2	29,2	23,1	18,7	15,5	13,0	11,1								
			$q_v$	43,7	30,5	22,1	16,6	12,7	9,9	7,9	6,4								
			$q_{6400}$	20,0	12,6	8,4	5,9	4,3	3,2	2,5	2,0								
HE-160A	0,30	160 × 152	$q_m$	73,9	54,3	41,6	32,9	26,6	22,0	18,5	15,7	13,6	11,8						
			$q_v$	63,9	44,8	32,7	24,5	18,9	14,8	11,9	9,6	7,9	6,6						
			$q_{6400}$	32,4	20,4	13,7	9,6	7,0	5,3	4,1	3,2	2,6	2,1						
HE-180A	0,36	180 × 171	$q_m$	94,6	71,5	54,8	43,3	35,1	29,0	24,3	20,7	17,9	15,6	13,7	12,1	10,8			
			$q_v$	85,8	60,3	44,0	33,0	25,4	19,9	15,9	12,9	10,6	8,8	7,3	6,1	5,1			
			$q_{6400}$	48,7	30,7	20,6	14,4	10,5	7,9	6,1	4,8	3,8	3,1	2,6	2,1	1,8			
HE-200A	0,42	200 × 190	$q_m$	125	94,9	72,7	57,4	46,5	38,4	32,3	27,5	23,7	20,7	18,2	16,1	14,4			
			$q_v$	116	82,2	60,2	45,5	35,1	27,6	22,1	18,0	14,8	12,3	10,3	8,7	7,3			
			$q_{6400}$	71,6	45,1	30,2	21,2	15,5	11,6	9,0	7,0	5,6	4,6	3,8	3,1	2,7			
HE-220A	0,50	220 × 210	$q_m$	163	121	96,0	75,9	61,5	50,8	42,7	36,4	31,4	27,3	24,0	21,3	19,0			
			$q_v$	150	111	81,8	62,0	48,1	37,9	30,4	24,7	20,4	17,0	14,3	12,1	10,3			
			$q_{6400}$	105	66,1	44,3	31,1	22,7	17,0	13,1	10,3	8,3	6,7	5,5	4,6	3,9			
HE-240A	0,60	240 × 230	$q_m$	212	158	122	99,4	80,5	66,5	55,9	47,6	41,1	35,8	31,4	27,9	24,8			
			$q_v$	199	144	110	83,9	65,4	51,9	41,8	34,2	28,2	23,6	19,9	16,9	14,5			
			$q_{6400}$	151	94,9	63,6	44,6	32,5	24,4	18,8	14,8	11,9	9,6	7,9	6,6	5,6			
HE-260A <sup>1)</sup>	0,68	260 × 250	$q_m$	261	195	150	123	99,5	82,3	69,1	58,9	50,8	44,2	38,9	34,4	30,7			
			$q_v$	247	179	139	106	82,7	65,8	53,2	43,5	36,0	30,1	25,4	21,6	18,6			
			$q_{6400}$	203	128	85,6	60,1	43,8	32,9	25,4	19,9	16,0	13,0	10,7	8,9	7,5			
HE-280A <sup>1)</sup>	0,76	280 × 270	$q_m$	311	233	181	144	120	99,4	83,5	71,2	61,4	53,5	47,0	41,6	37,1			
			$q_v$	298	217	164	130	102	81,3	65,8	53,9	44,6	37,3	31,5	26,8	23,0			
			$q_{6400}$	265	167	112	78,6	57,3	43,1	33,2	26,1	20,9	17,0	14,0	11,7	9,8			

<sup>1)</sup> Oppgitte kapasiteter er orienterende. Ved så store laster må prosjekteringen utføres av en rådgivende ingeniør.<sup>2)</sup> Øvre verdi er kapasitet i bruddgrensetilstand,  $q_m$  eller  $q_w$  og nedre verdi er kapasitet i bruksgrensetilstand,  $q_{6400}$ , ved nedbøyning L/400.

Tabell 32 b

Kapasiteter,  $q_m$  og  $q_{6400}^{2)}$  (kN/m) for fritt opplagt KFHUP bjelke ved jevnt fordelt last

Alle kapasitetene (også for nedbøyning) er beregnet med lastfaktorer for bruddgrensetilstand. De aktuelle lastene skal derfor multipliseres med tilhørende lastfaktorer og summeres før de sammenliknes med kapasitetene i tabellen.

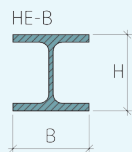
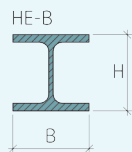
Type H×B×t (målt i mm)	Vekt kN/m	B×H mm × mm	Kapasitet kN/m	Spennvidde, L (m)														
				3,0	3,5	4,0	4,5	5,0	5,5	6,0	6,5	7,0	7,5	8,0	8,5	9,0		
KFHUP 80 × 40 × 4	0,07	40 × 80	$q_m$	6,3	4,6													
			$q_{6400}$	1,3	0,8													
KFHUP 100 × 50 × 3,2	0,07	50 × 100	$q_m$	8,0	5,9	4,5												
			$q_{6400}$	2,1	1,3	0,9												
KFHUP 100 × 50 × 5	0,11	50 × 100	$q_m$	12,3	9,0	6,9	5,4											
			$q_{6400}$	3,1	1,9	1,3	0,9											
KFHUP 150 × 100 × 5	0,19	100 × 150	$q_m$	35,2	25,8	19,8	15,6	12,7	10,5	8,8	7,5	6,5	5,6					
			$q_{6400}$	14,0	8,8	5,9	4,1	3,0	2,3	1,7	1,4	1,1	0,9					
KFHUP 150 × 100 × 6,3	0,23	100 × 150	$q_m$	41,2	30,2	23,2	18,3	14,8	12,2	10,3	8,8	7,6	6,6	5,8				
			$q_{6400}$	16,2	10,2	6,8	4,8	3,5	2,6	2,0	1,6	1,3	1,0	0,9				
KFHUP 150 × 100 × 8	0,29	100 × 150	$q_m$	50,8	37,3	28,6	22,6	18,3	15,1	12,7	10,8	9,3	8,1	7,1	6,3			
			$q_{6400}$	19,6	12,3	8,3	5,8	4,2	3,2	2,4	1,9	1,5	1,3	1,0	0,9			
KFHUP 200 × 100 × 5	0,23	100 × 200	$q_m$	54,4	40,0	30,6	24,2	19,6	16,2	13,6	11,6	10,0	8,7	7,6	6,8			
			$q_{6400}$	28,3	17,8	11,9	8,4	6,1	4,6	3,5	2,8	2,2	1,8	1,5	1,2			
KFHUP 200 × 100 × 10 <sup>1)</sup>	0,43	100 × 200	$q_m$	95,6	70,2	53,8	42,5	34,4	28,4	23,9	20,4	17,6	15,3	13,4	11,9			
			$q_{6400}$	47,4	29,9	20,0	14,1	10,2	7,7	5,9	4,7	3,7	3,0	2,5	2,1			
KFHUP 250 × 150 × 6,3 <sup>1)</sup>	0,38	150 × 250	$q_m$	114	83,5	63,9	50,5	40,9	33,8	28,4	24,2	20,9	18,2	16,0	14,2	12,6		
			$q_{6400}$	75,4	47,5	31,8	22,4	16,3	12,2	9,4	7,4	5,9	4,8	4,0	3,3	2,8		
KFHUP 250 × 150 × 10 <sup>1)</sup>	0,58	150 × 250	$q_m$	175	129	98,4	77,7	63,0	52,0	43,7	37,3	32,1	28,0	24,6	21,8	19,4		
			$q_{6400}$	113	71,2	47,7	33,5	24,4	18,4	14,1	11,1	8,9	7,2	6,0	5,0	4,2		
KFHUP 300 × 200 × 6,3 <sup>1)</sup>	0,48	200 × 300	$q_m$	177	130	99,4	78,5	63,6	52,6	44,2	37,6	32,5	28,3	24,9	22,0	19,6		
			$q_{6400}$	143	90,1	60,4	42,4	30,9	23,2	17,9	14,1	11,3	9,2	7,5	6,3	5,3		

<sup>1)</sup> Oppgitte kapasiteter er orienterende. Ved så store laster må prosjekteringen utføres av en rådgivende ingeniør.<sup>2)</sup> Øvre verdi er kapasitet i bruddgrensetilstand,  $q_m$ , og nedre verdi er kapasitet i bruksgrensetilstand,  $q_{6400}$ , ved nedbøyning i L/400.

Tabell 32 c

Kapasiteter,  $q_m$ ,  $q_v$  og  $q_{\delta 400}^{(2)}$  (kN/m) for fritt opplagt HE-B bjelke ved jevnt fordelt last

Alle kapasitetene (også for nedbøyning) er beregnet med lastfaktorer for bruddgrensetilstand. De aktuelle lastene skal derfor multipliseres med tilhørende lastfaktorer og summeres før de sammenliknes med kapasitetene i tabellen. Se også pkt. 24, samt eksemplene i pkt. 4.

Type	Vekt kN/m	B × H mm × mm	Kapasitet kN/m	Spennvidde, L (m)													
				3,0	3,5	4,0	4,5	5,0	5,5	6,0	6,5	7,0	7,5	8,0	8,5	9,0	
HE-100B	0,20	100 × 100	$q_m$	31,3	23,0	17,6	13,9	11,3									
			$q_v$	27,0	19,1	14,1	10,7	8,3									
			$q_{\delta 400}$	8,7	5,5	3,7	2,6	1,9									
HE-120B	0,27	120 × 120	$q_m$	49,6	36,4	27,9	22,0	17,9	14,8	12,4	10,6						
			$q_v$	43,3	30,8	22,7	17,3	13,5	10,7	8,6	7,1						
			$q_{\delta 400}$	16,8	10,6	7,1	5,0	3,6	2,7	2,1	1,6						
HE-140B	0,34	140 × 140	$q_m$	73,9	54,3	41,6	32,9	26,6	22,0	18,5	15,7	13,6	11,8				
			$q_v$	65,4	46,5	34,4	26,2	20,5	16,3	13,2	10,8	9,0	7,5				
			$q_{\delta 400}$	29,3	18,5	12,4	8,7	6,3	4,8	3,7	2,9	2,3	1,9				
HE-160B	0,43	160 × 160	$q_m$	106	78,2	59,8	47,3	38,3	31,7	26,6	22,7	19,5	17,0	15,0	13,3	11,8	
			$q_v$	95,9	68,4	50,8	38,9	30,5	24,4	19,8	16,3	13,6	11,4	9,7	8,3	7,1	
			$q_{\delta 400}$	48,3	30,4	20,4	14,3	10,4	7,8	6,0	4,8	3,8	3,1	2,5	2,1	1,8	
HE-180B	0,51	180 × 180	$q_m$	140	106	81,5	64,4	52,1	43,1	36,2	30,9	26,6	23,2	20,4	18,0	16,1	
			$q_v$	129	94,5	70,2	53,9	42,3	33,8	27,5	22,7	18,9	15,9	13,5	11,6	10,0	
			$q_{\delta 400}$	74,4	46,8	31,4	22,0	16,1	12,1	9,3	7,3	5,9	4,8	3,9	3,3	2,8	
HE-200B	0,61	200 × 200	$q_m$	186	138	109	85,8	69,5	57,4	48,2	41,1	35,4	30,9	27,1	24,0	21,4	
			$q_v$	173	128	95,3	73,3	57,7	46,3	37,8	31,2	26,1	22,0	18,7	16,1	13,9	
			$q_{\delta 400}$	111	69,7	46,7	32,8	23,9	18,0	13,8	10,9	8,7	7,1	5,8	4,9	4,1	
HE-220B <sup>1)</sup>	0,71	220 × 220	$q_m$	237	176	136	111	89,6	74,0	62,2	53,0	45,7	39,8	35,0	31,0	27,6	
			$q_v$	223	162	125	95,9	75,6	60,7	49,6	41,0	34,3	29,0	24,7	21,3	18,4	
			$q_{\delta 400}$	157	98,9	66,3	46,5	33,9	25,5	19,6	15,4	12,4	10,1	8,3	6,9	5,8	
HE-240B <sup>1)</sup>	0,83	240 × 240	$q_m$	300	224	173	141	114	94,2	79,2	67,5	58,2	50,7	44,5	39,5	35,2	
			$q_v$	285	208	161	124	98,1	79,0	64,6	53,6	44,9	38,0	32,5	28,0	24,2	
			$q_{\delta 400}$	219	138	92,2	64,8	47,2	35,5	27,3	21,5	17,2	14,0	11,5	9,6	8,1	
HE-260B <sup>1)</sup>	0,93	260 × 260	$q_m$	361	270	210	167	139	115	96,3	82,1	70,8	61,6	54,2	48,0	42,8	
			$q_v$	346	253	192	153	121	97,3	79,6	66,1	55,4	47,0	40,1	34,6	30,0	
			$q_{\delta 400}$	290	182	122	85,8	62,6	47,0	36,2	28,5	22,8	18,5	15,3	12,7	10,7	

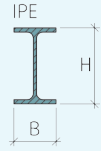
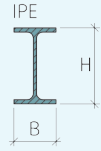
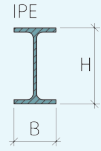
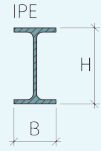
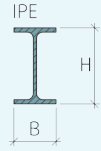
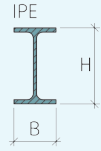
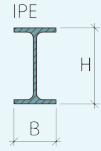
<sup>1)</sup> Oppgitte kapasiteter er orienterende. Ved så store laster må prosjekteringen utføres av en rådgivende ingeniør.

<sup>2)</sup> Øvre verdi er kapasitet i bruddgrensetilstand,  $q_m$  eller  $q_v$  og nedre verdi er kapasitet i bruksgrensetilstand,  $q_{\delta 400}$ , ved nedbøyning L/400.

Tabell 32 d

Kapasiteter,  $q_m$ ,  $q_v$  og  $q_{\delta 400}^{(2)}$  (kN/m) for fritt opplagt IPE bjelke ved jevnt fordelt last

Alle kapasitetene (også for nedbøyning) er beregnet med lastfaktorer for bruddgrensetilstand. De aktuelle lastene skal derfor multipliseres med tilhørende lastfaktorer og summeres før de sammenliknes med kapasitetene i tabellen. Se også pkt. 24, samt eksemplene i pkt. 4

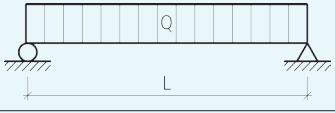

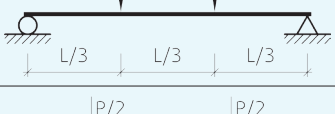
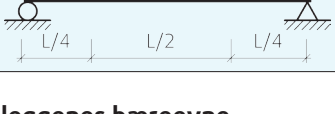
Type	Vekt kN/m	B × H mm × mm	Kapasitet kN/m	Spennvidde, L (m)														
				3,0	3,5	4,0	4,5	5,0	5,5	6,0	6,5	7,0	7,5	8,0	8,5	9,0		
IPE80	0,06	46 × 80	$q_m$	7,0	5,1	3,9												
			$q_v$	2,9	1,9	1,3												
			$q_{\delta 400}$	1,6	1,0	0,7												
IPE100	0,08	55 × 100	$q_m$	11,8	8,7	6,7	5,3											
			$q_v$	5,2	3,3	2,2	1,6											
			$q_{\delta 400}$	3,3	2,1	1,4	1,0											
IPE120	0,10	64 × 120	$q_m$	18,3	13,4	10,3	8,1	6,6										
			$q_v$	8,1	5,2	3,5	2,5	1,8										
			$q_{\delta 400}$	6,2	3,9	2,6	1,8	1,3										
IPE140	0,13	73 × 140	$q_m$	26,6	19,5	14,9	11,8	9,6	7,9									
			$q_v$	12,3	7,7	5,2	3,7	2,7	2,0									
			$q_{\delta 400}$	10,5	6,6	4,4	3,1	2,3	1,7									
IPE160	0,16	82 × 160	$q_m$	37,3	27,4	21,0	16,6	13,4	11,1	9,3	7,9							
			$q_v$	18,6	11,6	7,8	5,5	4,0	3,0	2,3	1,8							
			$q_{\delta 400}$	16,9	10,6	7,1	5,0	3,6	2,7	2,1	1,7							
IPE180	0,19	91 × 180	$q_m$	49,9	36,7	28,1	22,2	18,0	14,8	12,5	10,6	9,2	8,0					
			$q_v$	26,5	16,4	10,9	7,7	5,6	4,2	3,2	2,6	2,1	1,7					
			$q_{\delta 400}$	25,6	16,1	10,8	7,6	5,5	4,2	3,2	2,5	2,0	1,6					
IPE200	0,22	100 × 200	$q_m$	66,1	48,6	37,2	29,4	23,8	19,7	16,5	14,1	12,1	10,6	9,3				
			$q_v$	34,3	22,3	15,3	11,0	8,0	6,0	4,6	3,7	2,9	2,4	2,0				
			$q_{\delta 400}$	37,7	23,7	15,9	11,2	8,1	6,1	4,7	3,7	3,0	2,4	2,0				
IPE220	0,26	110 × 220	$q_m$	86,0	63,1	48,3	38,2	30,9	25,6	21,5	18,3	15,8	13,8	12,1	10,7	9,6		
			$q_v$	47,0	30,5	20,9	15,0	11,0	8,2	6,3	5,0	4,0	3,3	2,7	2,2	1,9		
			$q_{\delta 400}$	53,8	33,9	22,7	15,9	11,6	8,7	6,7	5,3	4,2	3,4	2,8	2,4	2,0		
IPE240 <sup>1)</sup>	0,31	120 × 240	$q_m$	110	80,8	61,9	48,9	39,6	32,7	27,5	23,4	20,2	17,6	15,5	13,7	12,2		
			$q_v$	64,5	42,0	28,8	20,6	15,3	11,6	8,9	7,0	5,6	4,6	3,8	3,1	2,7		
			$q_{\delta 400}$	75,5	47,6	31,9	22,4	16,3	12,3	9,4	7,4	5,9	4,8	4,0	3,3	2,8		

<sup>1)</sup> Oppgitte kapasiteter er orienterende. Ved så store laster må prosjekteringen utføres av en rådgivende ingeniør.

<sup>2)</sup> Øvre verdi er kapasitet i bruddgrensetilstand,  $q_m$  eller  $q_v$  og nedre verdi er kapasitet i bruksgrensetilstand,  $q_{\delta 400}$ , ved nedbøyning L/400.

Tabell 34

Faktorer for forskjellige lasttilfeller. Faktoren  $k_\delta$  blir brukt når nedbøyningen er dimensjonerende, mens faktoren  $k_m$  blir brukt når moment-/skjærkapasiteten er dimensjonerende.

Lasttilfelle	$k_m$	$k_\delta$
1. 	1,00	1,00
2. 	0,50	0,63
3. 	0,75	0,73
4. 	1,00	0,91

### 35 Oppleggenes bæreevne

Man må kontrollere at opplegskraften blir fordelt over tilstrekkelig stor flate, slik at oppleggsmaterialet ikke får varige deformasjoner eller brudd. Oppleggslengden,  $O$ , beregnes etter følgende formel:

$$O = \frac{R_d}{B \cdot \sigma_d} \quad (\text{mm})$$

hvor:

- $B$  er bjelkebredden (mm), se tabeller i pkt. 32.
- $\sigma_d$  er oppleggsmaterialets dimensjonerende trykkspenning ( $\text{N/mm}^2$ ), se tabell 35.
- $R_d$  er dimensjonerende reaksjonskraft på opplegg (kN):

$$R_d = \frac{Q_d \cdot L}{2} \text{ for jevnt fordelt last, } R_d = \frac{P_d}{2} \text{ for punktlast.}$$

Tabell 35

Dimensjonerende trykkspenninger,  $\sigma_d$

Oppleggsmateriale	$\sigma_d$ $\text{N/mm}^2$
Betong B20 <sup>1)</sup> , vanlig kvalitet	11,3
Konstruksjonstrevirke med fasthetsklasse C18 <sup>2)</sup> (normalt på fibre)	1,4
Konstruksjonstrevirke med fasthetsklasse C24 <sup>2)</sup> (normalt på fibre)	1,6
Tegl <sup>3)</sup>	2,85
Lettklinker <sup>4)</sup>	0,85

<sup>1)</sup> I henhold til NS-EN 206-1

<sup>2)</sup> I henhold til NS-EN 338

<sup>3)</sup> Forutsatt hulltegl og mørtel med kvalitet bedre eller lik: Hulltegl (hullandel < 25 %) med trykkfasthet  $40 \text{ N/mm}^2$ , mørtelklasse M5, samt kontrollklasse for utførelse: begrenset kontroll i henhold til NS-EN 1996-1-1

<sup>4)</sup> Forutsatt lettklinkerblokk og mørtel med kvalitet bedre eller lik: Hullblokk standard 3/770, mørtelklasse M5, samt kontrollklasse for utførelse: begrenset kontroll i henhold til NS-EN 1996-1-1

Videre må man kontrollere at konstruksjonen under opplegget har tilstrekkelig kapasitet til å bære lasten fra bjelken. Se Byggdetaljer 520.235, 520.233 og NS-EN 1996-1-1.

### 36 Vipping

Tar man ikke hensyn til vipping i beregningene, må man være oppmerksom på vippefaren og sørge for avstiving, slik at vridning eller sideveis utbøyning av trykkflensen (her: overflensen) hindres effektivt. Bjelker/sperrer opplagt med vanlig avstand  $c/c$  0,6 m oppå stålbjelken gir vanligvis tilstrekkelig vippeavstivning, se fig. 36 a. Det samme gjelder innfelte bjelker, se fig. 36 b.

Ensidig opplegg av bjelker på stålbjelken vil gi lite vippeavstivning og stålbjelken må regnes som vippingsutsatt. Se fig. 36 c og d. Innfelte bjelker ensidig opplagt på stålbjelken må stikkspikres til lekt som er skrudd fast til stålbjelkeflensen gjennom forborede hull. Se fig. 36 c.

Bjelkene bør alltid opplagres med kubbing for å forhindre rotasjon/velting om bjelkens lengdeakse. Se fig. 36 e.

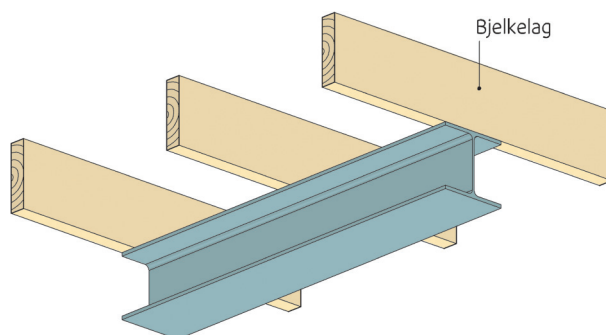


Fig. 36 a

Eksempel på bjelker eller sperrer som er opplagt med vanlig avstand  $c/c$  0,6 m på stålbjelke

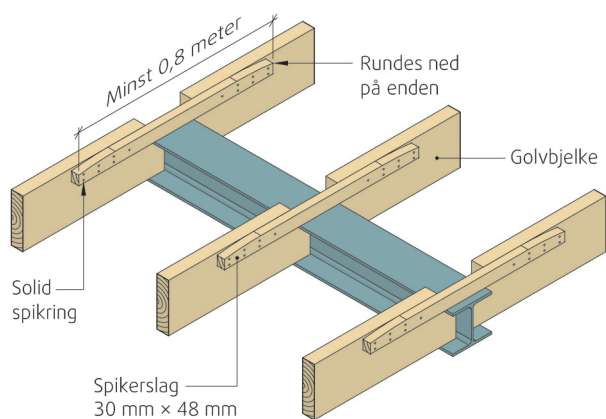


Fig. 36 b

Eksempel på stålbjelke med innfelte bjelker

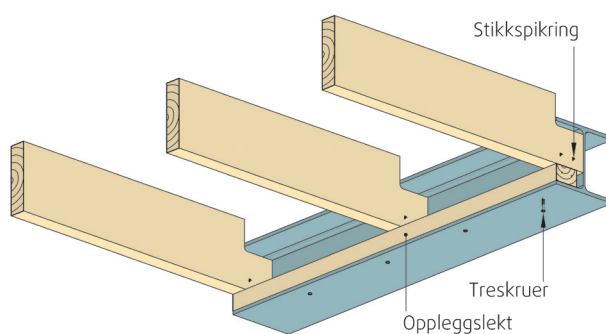


Fig. 36 c

Eksempel på stålbjelke med ensidig innfelt bjelkelag. Bjelkene stikkspikres i oppleggslekt for å sikre at bjelkelaget ikke sklir av opplegget.

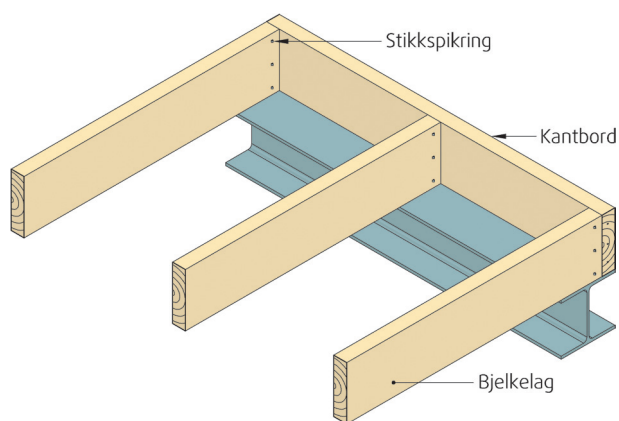


Fig. 36 d  
Eksempel på stålbjelke med bjelkelag som er ensidig opplagt på stålbjelken

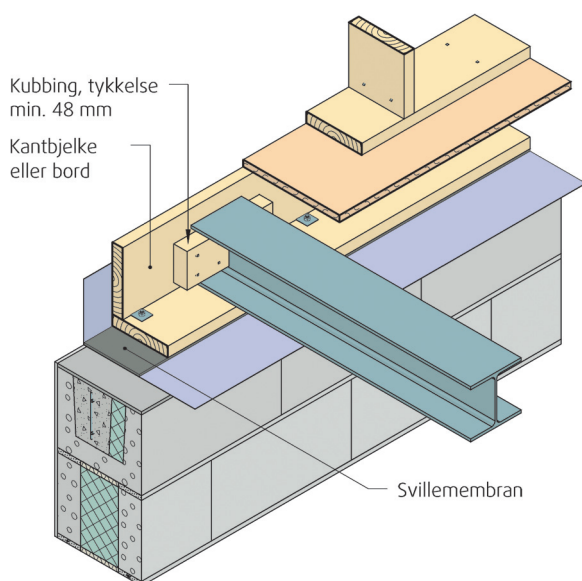


Fig. 36 e  
Eksempel på opplagring ved kantbjelke med kubbing for å hindre rotasjon/velting om bjelkens lengde akse

## 4 Beregningseksempler

### 41 Eksempel 1

411 *Konstruksjon.* En 5,0 m lang bærebjelke av stål som understøtter et trebjelkelag i et bolighus, skal dimensjoneres, se fig. 411. Husbredden er 8,0 m, og bjelkene har avstand  $c/c$  0,6 m. Trebjelkene er innfelt i stålbjelken, som derfor bærer en 4,0 m bred stripe av trebjelkelaget. Dersom bjelkene er kontinuerlige over opplegget, økes lastbredden med 25 %.

412 *Forutsetninger.* Det forutsettes at nedbøyningen ikke overskrider  $L/400$  og at stålbjelken sikres mot vipping.

413 *Belastning.* Tabell 413 viser beregning av belastning basert på egenlaster fra Byggdetaljer 471.031, nyttelaster fra NS-EN 1991-1-1 og lastfaktorer etter NS-EN 1990.

414 *Kapasitet.* Lasten i tabell 413 kan direkte sammenholdes med bjelkenes lastkapasiteter i tabellene i pkt. 32.

Siden nedbøyningen ikke skal overskride  $\delta_{400} = L/400$  og bjelkelaget forhindrer vipping, blir kravet  $Q_d < q_m$  og  $Q_d < q_{\delta 400}$ . Dersom vipping ikke er forhindre, blir kravet i tillegg  $Q_d < q_v$ . Tabell 414 viser hvilke profiler som har tilstrekkelig kapasitet i forhold til dimensjonerende last.

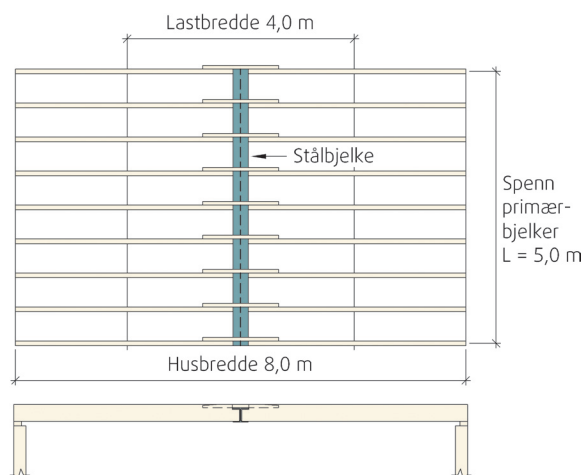


Fig. 411  
Bærekonstruksjon i bjelkelag

Ut fra en totalvurdering, jamfør pkt. 22, velger man IPE240. Profilet har lavere egenvekt enn antatt.

Tabell 413

Beregning av dimensjonerende last,  $Q_d$ , som linjelast på bjelke. Gjelder pålitelighetsklasse 1

Egenlast og nyttelast		
Egenlast trebjelkelag	$0,5 \text{ kN/m}^2 \cdot 4,0 \text{ m} =$	2,0 kN/m
Egenlast stålbjelke	antar $0,4 \text{ kN/m} =$	0,4 kN/m
Sum egenlast		2,4 kN/m
Sum nyttelast	$2,0 \text{ kN/m}^2 \cdot 4,0 \text{ m} =$	8,0 kN/m
Dimensjonerende last, $Q_d$		
$Q_d = \text{Egenlast} \cdot \text{lastfaktor} + \text{nyttelast} \cdot \text{lastfaktor}$		
$Q_d = (2,4 \cdot 1,2 + 8,0 \cdot 1,35) \text{ kN/m}$		13,7 kN/m

Tabell 414

Profiler med tilstrekkelig kapasitet, jamfør tabell 32 a-d

Profil	$q_{\delta 400}$ (kN/m)	Egenlast bjelke
IPE240	16,3	0,31 kN/m
HE-200A	15,5	0,42 kN/m
HE-180B	16,1	0,51 kN/m
KFHUP 250 × 150 × 6,3	16,3	0,38 kN/m

415 *Nødvendig oppleggslengde.* Først beregnes last på opplegg,  $R_d$ , i hver ende av bjelken:

$$R_d = \frac{Q_d \cdot L}{2} = \frac{13,7 \text{ kN/m} \cdot 5 \text{ m}}{2} = 34,25 \text{ kN}$$

Deretter beregnes nødvendig oppleggslengde,  $O$ , på oppleggsmateriale av trekvalitet C18:

$$O = \frac{R_d}{B \cdot \sigma_d} = \frac{34\,250 \text{ N}}{120 \text{ mm} \cdot 1,4 \text{ N/mm}^2} = 204 \text{ mm}$$

416 *Vipping.* Bjelken dimensjoneres ikke for sideveis vipping. Den må derfor fastholdes mot sideveis vipping. Dette gjøres effektivt ved hjelp av bjelkelaget, jamfør fig. 36 b. I oppleggene må bjelken støttes med kubber, jamfør fig. 36 e.

417 *Nedbøyning.* For en IPE240 er kapasiteten ved nedbøyning  $L/400$  gitt som  $q_{\delta 400} = 16,3 \text{ kN/m}$ . Sammenheng mellom last ved nedbøyning  $L/W$ ,  $q_{\delta W}$  og last ved nedbøyning  $L/400$ ,  $q_{\delta 400}$  er gitt i pkt. 33.  $W$  kan beregnes

for aktuell belastning ved å sette  $q_{\delta W} = Q_d$  og beregne nedbøyning  $\delta_W = L/W$ :

$$W = \frac{q_{\delta 400} \cdot 400}{q_{\delta W}} = \frac{16,3 \cdot 400}{13,7} = 476$$

$$\delta_W = \frac{L}{W} = \frac{5\,000 \text{ mm}}{476} = 10,5 \text{ mm}$$

## 42 Eksempel 2

421 *Konstruksjon og forutsetninger.* Figur 421 viser en 6 m lang stålbejelke der summen av punktlaster er  $P = 52 \text{ kN}$ . Det forutsettes at nedbøyningen ikke skal overskride  $L/200$  og at bjelken ikke er avstivet for vipping. Av praktiske årsaker foretrekker vi her en HE-A eller HE-B profil.

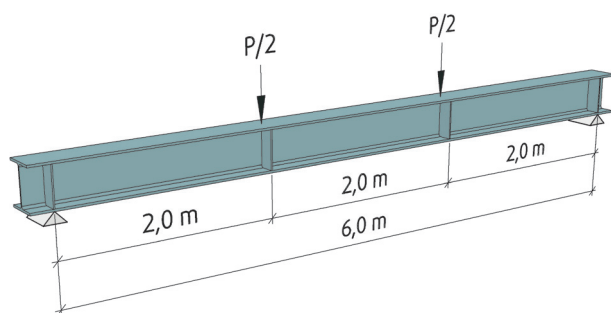


Fig. 421  
Bærekonstruksjon med punktlaster

422 *Belastningen* tilsvarende lasttilfelle 3 i tabell 34. For å kunne bruke tabell 32 a og c, må punktlaster regnes om til jevnt fordelt last. Ettersom stålbejelken ikke er avstivet for vipping, må den dimensjoneres for vipping. Jevnt fordelt last i bruddgrensetilstanden,  $Q_1$ , finnes ved å bruke faktoren  $k_m$  (bruddgrensetilstand) i tabell 34. Formelen i pkt. 34 gir:

$$Q_1 = \frac{P}{k_m \cdot L} = \frac{52 \text{ kN}}{0,75 \cdot 6,0 \text{ m}} = 11,6 \text{ kN/m}$$

Nedbøyningskravet er  $\delta_{200} = L/200$ . Vi regner om til jevnt fordelt last med hensyn til nedbøyning,  $Q_2$ , ved å benytte faktoren for nedbøyning,  $k_{\delta}$ , i tabell 34:

$$Q_2 = \frac{P}{k_{\delta} \cdot L} = \frac{52 \text{ kN}}{0,73 \cdot 6,0 \text{ m}} = 11,9 \text{ kN/m}$$

Beregning av dimensjonerende last er gitt i tabell 422.

Tabell 422  
Beregning av dimensjonerende last,  $Q_d$ , som linjelast på bjelke. Gjelder pålitelighetsklasse 1

Egenlast og nyttelaster	
Antatt egenlast stålbejelke	0,5 kN/m
Nyttelast, bruddgrensetilstand	11,6 kN/m
Nyttelast, bruksgrensetilstand	11,9 kN/m
Dimensjonerende last, $Q_{d1}$ , for vipping	
$Q_{d1} = \text{Egenlast} \cdot \text{lastfaktor} + \text{nyttelast} \cdot \text{lastfaktor}$	
$Q_{d1} = (0,5 \cdot 1,2 + 11,6 \cdot 1,35) \text{ kN/m} =$	16,3 kN/m
Dimensjonerende last, $Q_{d2}$ , for nedbøyning	
$Q_{d2} = \text{Egenlast} \cdot \text{lastfaktor} + \text{nyttelast} \cdot \text{lastfaktor}$	
$Q_{d2} = (0,5 \cdot 1,2 + 11,9 \cdot 1,35) \text{ kN/m} =$	16,7 kN/m

423 *Kapasitet.* Lastkapasitetene i tabellene i pkt. 32,  $q_{\delta 400}$ , er gitt for nedbøyning  $L/400$ . Ettersom vi tillater en nedbøy-

ning på  $L/200$ , må vi korrigere  $q_{\delta 400}$  med en faktor på  $400/200 = 2,0$  for å få lastkapasitet  $q_{\delta 200}$ , jmfør pkt. 33.

Belastningene  $Q_{d1} = 16,3 \text{ kN/m}$  og  $Q_{d2} = 16,7 \text{ kN/m}$  kan direkte sammenholdes med lastkapasitet for henholdsvis  $q_v$  og  $2,0 \cdot q_{\delta 400}$  ( $= q_{\delta 200}$ ).

Tabell 423  
Profil med tilstrekkelig kapasitet, jmfør tabell 32 a-d

Profil	$q_v$ (kN/m)	$2 \cdot q_{\delta 400}$ (kN/m)	Egenlast bjelke
HE-200A	22,1	18,0	0,42 kN/m
HE-180B	27,5	18,6	0,51 kN/m

Bjelkeprofilene HE-200A og HE-180B tilfredsstiller kravene  $Q_{d1} \leq q_v$  og  $Q_{d2} \leq 2,0 \cdot q_{\delta 400}$  ( $= q_{\delta 200}$ ). Egenlasten til begge disse bjelkene ligger under antatt egenlast, og HE-200A vil sannsynligvis bli rimeligst på grunn av lavest vekt.

424 *Nedbøyning.* For HE-200A er kapasiteten ved nedbøyning  $L/400$  gitt som  $q_{\delta 400} = 9,0 \text{ kN/m}$ . Sammenheng mellom last ved nedbøyning  $L/W$  og last ved nedbøyning  $L/400$  er:

$$q_{\delta W} = \frac{q_{\delta 400} \cdot 400}{W} \quad (\text{kN/m})$$

Ut fra dette kan man beregne  $W$  ved aktuell belastning ved å sette  $q_{\delta W} = Q_{d2}$  og videre beregne nedbøyning  $\delta_W = L/W$

$$W = \frac{q_{\delta 400} \cdot 400}{q_{\delta W}} = \frac{9,0 \cdot 400}{16,7} = 216$$

$$\delta_W = \frac{L}{W} = \frac{6\,000 \text{ mm}}{216} = 27,8 \text{ mm}$$

425 *Nødvendig oppleggsbredde.* Bjelkeopplegget må kontrolleres for flatetrykket. Oppleggskraften for midtbjelken blir:

$$R_d = \frac{\text{Egenlast} \cdot L \cdot \text{lastfaktor} + \text{Nyttelast} \cdot \text{lastfaktor}}{2}$$

$$R_d = \frac{0,42 \text{ kN/m} \cdot 6 \text{ m} \cdot 1,2 + 52 \text{ kN} \cdot 1,35}{2} = 36,6 \text{ kN}$$

Nødvendig oppleggslengde på tresvilla i kvalitet C18 blir:

$$O = \frac{R_d}{B \cdot \sigma_d} = \frac{36\,600 \text{ N}}{200 \text{ mm} \cdot 1,4 \text{ N/mm}^2} = 130 \text{ mm}$$

426 *Vipping.* Bjelken er dimensjonert for sideveis vipping. I oppleggene må bjelken støttes med kubber, se fig. 36 e. Underliggende konstruksjon må dimensjoneres for oppleggslasten.

## 5 Referanser

### 51 Utarbeidelse

Anvisningen er revidert av Daniel Hallingbye. Den erstatter anvisning med samme nummer utgitt i 2005. Prosjektleder har vært Brit Roald. Faglig redigering ble avsluttet i mai 2011.

### 52 Litteratur

521 Larsen, Per Kr. *Dimensjonering av stålkonstruksjoner.* Trondheim: Tapir, 1990