

Dimensionering av bärverk i stål enligt Eurokod

- En jämförelse med BKR på grundnivå



**LUNDS
UNIVERSITET**
Lunds Tekniska Högskola

**LTH Ingenjörshögskolan vid Campus Helsingborg
Institutionen för byggvetenskaper / Avdelningen för byggnadskonstruktion**

Examensarbete:
Alexander Öbrink
Karl Schlyter

© Copyright Alexander Öbrink, Karl Schlyter

LTH Ingenjörshögskolan vid Campus Helsingborg
Lunds universitet
Box 882
251 08 Helsingborg

LTH School of Engineering
Lund University
Box 882
SE-251 08 Helsingborg
Sweden

Tryckt i Sverige
Media-Tryck
Biblioteksdirektionen
Lunds universitet
Lund 2011

Sammanfattning

Nya gemensamma EU-normer för byggande, Eurokoder, har utvecklats och skall i praxis börja användas i Sverige senast den 2:e maj 2011 då den nya Plan- och Bygglagen (PBL) träder i kraft. Till Eurokoden hör en nationell bilaga där varje nation tillåts att göra vissa nationella val. Detta arbete redogör för hur allmänna dimensioneringsprinciper och beräkning av laster och dimensionering av enkla stålstommar ser ut i Eurokoden jämfört med den tidigare svenska normen BKR och handboken BSK.

Eurokoderna bygger liksom BKR på verifiering med partialkoefficientmetoden. En stor förändring är att säkerhetsklassen inte längre beaktas genom att reducera bärförmågan utan istället reducerar man de olika lasterna som verkar på en bärverksdel i en viss klass. Partialkoefficienten för laster och lastkombinationer är överlag större än i BKR. Brott- och bruksgränstillstånden är omdefinierade men likheter finns med lastkombinationer i BKR.

Även lasterna i sig kan hanteras annorlunda. Nyttig last ska i Eurokoderna betraktas som helt fri och det finns bara ett enda lastvärde att tillämpa för olika lokaliteter istället för som i BKR en fri och bunden lastdel. Detta får konsekvenser för bl.a. beräkning av maximalt fältmoment för kontinuerliga balkar. För beräkning av reduktion av nyttig last med avseende på belastad area och antal våningsplan ges analytiska samband. Snö- och vindlast hanteras i grova drag likvärdigt BKR.

Sambanden för beräkning av bärförmågor är i stort sett lika de i BSK med undantag av att partialkoefficienten för säkerhetsklasser är flyttad till lastsidan. Arbetsgången med klassificering av tvärsnitt bygger likt BSK på olika slankhetstal. Dock har tvärsnittsklass 2 i BKR blivit uppdelad i två klasser. I den slankare av dessa beräknas tvärsnittets bärförmåga enligt elasticitetsteori och i den andra enligt plasticitetsteori. Tvärsnitts- och elementkontroller för strukturelement är lik BSK men för t.ex. samtidig böjning och tryck ser det annorlunda ut. Interaktionssambanden för just böjning och tryck har blivit mycket invecklade.

Eurokoderna är mer omfattande och detaljerade än de tidigare svenska normerna vilket i vissa fall kommer att leda till avsevärt mer omständiga beräkningar med, för vissa speciella fall, en ökning i materialmängd. Dock kan en ökning av internationell handel och konkurrens leda till minskade kostnader.

Nyckelord: Eurokod, BKR, BSK, dimensionering, partialkoefficient, bärverk, stål, last, lastkombination, bärförmåga, tvärsnitt

Abstract

New EU-wide standards for construction, Eurocodes, have been developed and will practically have to be implemented in Sweden to the latest of May 2nd 2011, when the new PBL is introduced. A Eurocode comes with a national annex with which each country has been allowed to make national adjustments. This thesis covers general designing rules, calculations of actions and design of simple steel frames according to Eurocodes which is compared to the previous Swedish code BKR and the manual BSK.

Similarly to BKR, Eurocodes are also based on verification with the partial factor method. One difference is that you should no longer reduce the strength value of a load-bearing member for different classes of safety but instead reduce the different loads acting upon them. Furthermore, the partial factor for actions and combinations of actions is generally higher in Eurocodes than in BKR. The ultimate and serviceability limit states are redefined but there are similarities to combinations of actions in BKR.

The loads themselves can be calculated differently. In the Eurocodes, imposed loads are to be considered as entirely unrestrained i.e., there is only one single load value for different room types, instead of as in BKR, one for restrained and one for unrestrained. This has implications when calculating maximum field moment for continuous beams. The reduction of imposed loads with regards to loaded area and number of floors are given analytical formulas. Snow and wind loads are roughly handled the same way as in BKR.

Calculations of resistances are roughly the same as in BSK, with the exception of moving the partial factor for safety classes. The process of classifying cross-sections into different classes is, as in BSK, based on using different measures of slenderness. The second class from BSK, however, has been split into two classes. For the most slender out of these two classes the resistance is calculated with elasticity-theory the other one uses plasticity-theory. Verification of cross-sections and structural elements is similar to BSK but not when combining different factors, for instance simultaneous compression and flexural stress. The interaction between compression and flexion has become very complicated.

Eurocodes are extensive and more detailed than BKR and BSK which in some cases will lead to considerably more tedious calculations and also, for some specific cases, an increase in the quantity of material being used. However, an increase of international trade and competition can lead to reduced costs.

Keywords: Eurocode, BKR, BSK, designing, partial factor, load-bearing member, steel, load, combinations of actions, resistance, cross-section

Förord

Denna rapport har skrivits för att redovisa det obligatoriska examensarbetet för högskoleingenjörer vid programmet Byggteknik med arkitektur på Lunds tekniska högskola. Examensarbetet ska motsvara 15 veckors heltidsarbete, ekvivalent med 22,5 högskolepoäng. Målet med arbetet är att vi som studenter ska få tillämpa våra kunskaper inom byggnadskonstruktion. Som de flesta andra har vi blivit upplärda med Boverkets konstruktionsregler under våra tre års utbildning. Under ett studiebesök på ett konsultföretag fick vi känslan av att företagen behöver all hjälp de kan få med implementeringen av Eurokoder, vilket under en krisperiod som denna har blivit ett framskjutet projekt för många. Därför tyckte vi som studenter att vårt brinnande intresse för konstruktion skulle kunna komma till användning och det företag som välkomnade vår idé var Tyréns i Helsingborg.

Tack vare Joakim Ahlberg och Mats Persson har vi fått möjligheten att arbeta på Tyréns kontor i Helsingborg och utforma vår rapport på ett sätt som konstruktörer kan relatera till. Vår handledare Kenth Lindell på Tyréns har hjälpt oss mycket med detta och i tolkningsfrågor som vi är mycket tacksamma för.

Vi vill även ge ett stort tack till vår examinator TeknDr. Susanne Heyden på LTH, avdelningen för byggnadsmekanik, för granskning och synpunkter som har hjälpt oss att komma framåt i arbetet.

Slutligen riktas även tack till Susanna Ström på Trafikverket och Karin Florin för deras engagemang och synpunkter.

Helsingborg, juni 2010

Alexander Öbrink och Karl Schlyter

Innehållsförteckning

1 Verifiering med partialkoefficientmetoden	5
1.1 Allmänna regler	5
1.1.1 Dimensioneringssituationer	5
1.1.2 Klassificering av laster	6
1.1.2.1 Egentyngd	6
1.1.2.2 Variabla laster och representativa värden	7
1.2 Allmänt om partialkoefficienter	9
1.2.1 Partialkoefficient för laster och lastkombinationer	10
1.2.2 Partialkoefficient för material och produkter	11
1.2.3 Partialkoefficient för säkerhetsklasser	12
1.3 Dimensioneringsvärden	13
1.3.1 Dimensioneringsvärde för laster	13
1.3.2 Dimensioneringsvärde för lasteffekter	14
1.3.3 Dimensioneringsvärden för material- och produktgenskaper	14
1.3.4 Dimensioneringsvärden för geometriska storheter	15
1.3.5 Dimensionerande värde för bärförmåga	16
1.4 Brottgränstillstånd	17
1.4.1 Definitioner av brottgränstillstånden	17
1.4.1.1 EQU (<i>Equilibrium – Jämvikt</i>)	17
1.4.1.2 STR (<i>Strength – Hållfasthet</i>)	17
1.4.1.3 GEO (<i>Geology – Geologi</i>)	17
1.4.1.4 FAT (<i>Fatigue – Utmattning</i>)	18
1.4.2 Verifiering av statisk jämvikt och bärförmåga	18
1.4.3 Allmänt uttryck för dimensionerande lasteffekt	19
1.4.4 Allmänna uttryck för dimensionerande lastkombinationer	20
1.4.5 Dimensionerande lastkombinationer	21
1.4.5.1 Uppsättning A (EQU)	22
1.4.5.2 Uppsättning B (STR/GEO)	23
1.4.5.3 Uppsättning C (STR/GEO)	26
1.5 Bruksgränstillstånd	28
1.5.1 Verifieringar	28
1.5.2 Brukbarhetskriterier	28
1.5.3 Dimensionerande lastkombinationer	29
1.5.3.1 Karakteristisk kombination	29
1.5.3.2 Frekvent kombination	29
1.5.3.3 Kvasipermanent kombination	30
2 Laster	31
2.1 Egentyngd	31
2.2 Variabla laster	31

2.2.1	Nyttig last	31
2.2.1.1	Lokalklassificering.....	33
2.2.1.2	Lastvärden	35
2.2.1.3	Lastreduktionsfaktorer.....	36
2.2.1.4	Reduktion m.h.t. belastad area och antal våningar.....	37
2.2.2	Snölast	41
2.2.2.1	Snölast på tak med faktorer	41
2.2.2.2	Lastreduktionsfaktorer.....	42
2.2.2.3	Formfaktorer	46
2.2.2.4	Snööverhäng vid takfot	47
2.2.3	Vindlast	49
2.2.3.1	Terrängtyper	49
2.2.3.2	Referensvindhastighet	50
2.2.3.3	Karakteristiskt hastighetstryck.....	50
2.2.3.4	Utvändig vindlast.....	50
2.2.3.5	Invändig vindlast	61
2.2.3.6	Lastreduktionsfaktorer.....	63
3	Dimensionering av stålkonstruktioner	65
3.1	Materialparametrar.....	65
3.1.1	Partialkoefficient för material- och produktgenskaper	66
3.2	Global analys	67
3.2.1	Analys av första ordningen	67
3.2.2	Analys av andra ordningen.....	68
3.3	Imperfektioner	68
3.3.1	Global snedställning	69
3.3.2	Relativ initialkrokighet.....	70
3.3.3	Ekvivalenta horisontalkrafter	71
3.4	Klassificering av tvärsnitt	72
3.4.1	Definitioner	72
3.4.2	Elastisk och plastisk global analys.....	72
3.4.3	Klassificering av tvärsnittsdelar	73
3.4.3.1	Gränsvärden för inre tryckta delar.....	74
3.4.3.2	Gränsvärden för flänsar med fri kant.....	78
3.5	Dimensioneringsvärden för bärförmåga i tvärsnitt	79
3.5.1	Dragkraft	79
3.5.2	Tryckkraft	80
3.5.3	Böjmoment	81
3.5.4	Tvärkraft.....	82
3.5.5	Tryck och böjning	83
3.5.5.1	Tvärsnitt i klass 1 och 2.....	83
3.5.5.2	Tvärsnitt i klass 3	84
3.6	Bärförmåga med hänsyn till global instabilitet.....	85
3.6.1	Reduktion med hänsyn till knäckning.....	85

3.6.1.1	<i>Slankhetsparameter och kritisk knäckningslast</i>	85
3.6.2	Interaktionssamband för samtidigt tryck och böjning	89
3.6.2.1	<i>Interaktionsfaktor för böjknäckning i styv riktning</i>	91
4	Beräkningsexempel	93
4.1	Förutsättningar	94
4.2	Dimensionering av balk	94
4.2.1	Karakteristiska värden för laster	94
4.2.2	Dimensionerande moment	95
4.2.2.1	<i>BKR</i>	95
4.2.2.2	<i>Eurokod</i>	95
4.2.3	Dimensionerande momentkapacitet	96
4.2.3.1	<i>BKR</i>	96
4.2.3.2	<i>Eurokod</i>	96
4.2.4	Utnyttjandegrad och observationer.....	97
4.3	Dimensionering av mittpelare	98
4.3.1	Karakteristiska laster	98
4.3.2	Dimensionerande normalkraft	98
4.3.2.1	<i>BKR</i>	98
4.3.2.2	<i>Eurokod</i>	99
4.3.3	Dimensionerande normalkraftskapacitet	99
4.3.3.1	<i>BKR</i>	100
4.3.3.2	<i>Eurokod</i>	101
4.3.4	Skilnader i tvärsnittsklassificering	102
4.3.5	Utnyttjandegrad.....	103
5	Diskussion	105
	Referensförteckning	110
	Granskade normer och standarder	110
	Artikelförteckning	110
	Litteraturförteckning	111

Figur- och tabellförteckning

Not	Beteckning i rapport	Källa som scannats
[a]	Tabell 2.6	SS EN 1991-1-3: Tabell NB:1
[b]	Tabell 2.7	SS EN 1991-1-4: Tabell NA 1
[c]	Tabell 2.8	SS EN 1991-1-4: Tabell NA 2a
[d]	Tabell 2.9	SS EN 1991-1-4: Tabell NA 2b
[e]	Figur 2.9	SS EN 1991-1-4: Figur 7.5
[f]	Figur 2.10	SS EN 1991-1-4: Figur 7.7
[g]	Tabell 2.11	SS EN 1991-1-4: Tabell 7.3a
[h]	Tabell 2.12	SS EN 1991-1-4: Tabell 7.3b
[i]	Figur 2.11	SS EN 1991-1-4: Figur 7.8
[j]	Tabell 2.13	SS EN 1991-1-4: Tabell 7.4a
[k]	Tabell 2.14	SS EN 1991-1-4: Tabell 7.4b
[l]	Figur 2.12	SS EN 1991-1-4: Figur 7.13
[m]	Figur 3.1	SS EN 1993-1-1: Figur 5.1
[n]	Figur 3.2	SS EN 1993-1-1: Figur 5.2
[o]	Figur 3.3	SS EN 1993-1-1: Figur 5.4
[p]	Tabell 3.6	SS EN 1993-1-1: Tabell 5.2(blad1)
[q]	Tabell 3.7	SS EN 1993-1-1: Tabell 5.2(blad2)
[r]	Figur 3.5	BSK 07: Figur 6:232
[s]	Tabell 3.8	SS EN 1993-1-1: Tabell 6.2
[t]	Figur 3.6	SS EN 1993-1-1: Figur 6.4

Inledning

Bakgrund

När människan för många tusen år sedan började bygga hus hade man i åtanke att skydda sig från olämpligt klimat samt att skydda sig från inkräktare. En annan viktig egenskap hos husen, eller hyddorna, som man på den tiden även beaktade var att de skulle vara robusta nog att klara väder och vind så att de boende inte blev skadade. Det skulle kunna kallas det första ”dimensioneringstänkandet”. Ett tidigt tecken på att samhället intresserade sig för byggnaders hållfasthet var när Hammurabi, Babylons kung, ca 1670 f.kr. stiftade omfattande lagar som reglerade samhällsordningen. Han statuerade att om en byggmästare uppförde ett hus som kollapsar och dödar ägaren så skall han avrättas^[7].

Regler för byggandet i Sverige har haft många titlar och utgivare. Vissa är lagstadgade som Lagen om tekniska krav på byggnadsverk (BVL) och andra är statliga förordningar som Förordningen om tekniska krav på byggnadsverk (BVF). Förr fanns många myndigheter som hade rätten att utge bestämmelser eller normer som var bindande inom vissa områden. I följande stycke redogörs för de som berör stålkonstruktion^[7].

Att bygga hus med hjälp av konstruktionsberäkningar är ett ganska nytt påfund, som för husbyggare utvecklades under 1900-talet. Tidigare byggdes hus endast efter tidigare erfarenheter i Sverige. Denna utveckling har underlättat att formulera specifika krav på säkerhet mot haveri. Ett tidigt exempel är 1919 års Järnbestämmelser^[11] som primärt var avsedda för att bygga broar men som även kunde användas för hus. Den första moderna normen för stålkonstruktioner, Stålbyggnadsnorm 70^[13], utgavs 1938 och ersatte de gamla järnbestämmelserna. I samband med detta utarbetades en handbok för ”nymodigheter” som knäckning, vippning och buckling^[7].

En utgåva som skulle komma att förändra konstruktionsberäkning till det vi känner igen idag är SBN avd 2A^[12], utgiven av Statens planverk 1979. Här infördes partialkoefficientmetoden och systemet med säkerhetsklasser. Det sistnämnda var ett innovativt sätt att spara miljarder inom byggandet. Tidigare använde man nominella säkerhetsmarginaler mot haveri. Stålbyggnadsnorm 70 kom att ersättas då Bestämmelser för stålkonstruktioner (BSK) utgavs 1987^[7].

Under det förra seklet har reglerna för byggandet successivt rationaliserats till den grad att Boverket, före detta Statens planverk, har så kallad föreskriftsrätt för byggandet i Sverige. Nu är det dags för nästa stora förändring då Eurokoderna kommer vara obligatoriska att använda från årsskiftet 2010/2011

och övergångstiden tar slut den 2:e maj, då även den nya Plan- och Bygglagen träder i kraft^[2]. Eurokoderna är väldigt omfattande och har därför tagit lång tid att framställa^[7].

Så tidigt som 1975 beslutade EG-kommissionen om ett handlingsprogram för att avlägsna tekniska handelshinder och harmonisera tekniska specifikationer. Målet var att underlätta för företag att konkurrera internationellt, vilket i sin tur minskar kostnaderna för byggandet. I arbetet för att ta fram beräkningsregler deltog ett antal nationella representanter, även svenska, i kommittéer med olika ansvarsområden^[4]. Boverket, med föreskriftsrätten, har varit med och gjort nationella val (NDP) genom författningssamlingen Europeiska konstruktionsstandarder (EKS).

Underlaget för framtagandet var hämtat från handböcker, forskningsrapporter, internationella och nationella standarder. Det är förståeligt att komplikationer har uppstått under arbetet då traditionerna är olika i olika länder. Många länder liksom Sverige har funktionsbaserade regler medan andra är vana vid detaljerade regler^[1].

I slutet av 80-talet fick den Europeiska standardiseringskommittén (CEN) uppdraget att utarbeta och publicera beräkningsreglerna som europeiska standarder. Detta utmynnade i EN-Eurokoder som utgavs med början 2002^[4].

Syfte

Det huvudsakliga syftet i denna rapport är att skapa ett verktyg för att lättare kunna ta till sig elementära konstruktionsregler enligt Eurokoder för byggnader med bärverk i stål, med identifiering av skillnader gentemot BKR och BSK. De standarder som avses är översatta till svenska och följer nedan:

- *Eurokod – Grundläggande dimensioneringsregler för bärverk (SS-EN 1990);*
- *Eurokod 1 – Laster på bärverk: Del 1-1: Allmänna laster – Tunghet, egentvingd, nyttig last för byggnader (SS-EN 1991-1-1);*
- *Eurokod 1 – Laster på bärverk: Del 1-3: Allmänna laster – Snölast (SS-EN 1991-1-3);*
- *Eurokod 1 – Laster på bärverk: Del 1-4: Allmänna laster – Vindlast (SS-EN 1991-1-3);*
- *Eurokod 3 – Dimensionering av stålkonstruktioner: Del 1-1: Allmänna regler och regler för byggnader (SS-EN 1993-1-1).*

Det underliggande syftet är att väcka intresset hos konstruktörer för att mildra övergången till Eurokoderna samt att fungera som en handbok för blivande högskoleingenjörer som är upplärda med BKR.

Metod

Rapporten är till stor del en litteraturstudie.

För att uppfylla syftet med arbetet har ett urval ur det omfattande Eurokodmaterialet gjorts. Det utvalda materialet presenteras och jämförelser görs med BKR gällande allmänna dimensioneringssamband, uttryck för laster, dimensionerande lastkombinationer och slutligen gällande analyser av motsvarande bärförmågor för bärverk i stål.

För att underlätta förståelsen upprättas kontinuerligt mindre exempel för att påvisa skillnaderna gentemot BKR. För att skapa en helhetsbild görs mer ingående beräkningsexempel i slutet.

Disposition och läsanvisningar

Strukturen i denna rapport är huvudsakligen baserad på den i Eurokoderna där, för denna rapport, nödvändiga principer och råd oftast finns med inom samma kapitel. I stor mån används även samma rubriknamn för huvudkapitel och underkapitel och under varje huvudrubrik anges vilka Eurokoder som huvudsakligen studerats. Hänvisningar kan dock även göras till andra kapitel i Eurokoder t.ex. EN 1991-1-1:3.2(P) som då avser Eurokod 1 – Del 1-1, kapitel 3 och principen 2(P). För hänvisningar som är exakta eller nästan exakta tillämpas referenser i ovanstående struktur men i sidomarginalen.

Inga bilagor finns till denna rapport, så hänvisningar som görs till t.ex. nationell bilaga eller bilaga A avser bilagorna till den Eurokod som under huvudrubriken refererats till. Detta medför förutsättningen att läsaren ska ha tillgång till Eurokoderna.

Efter innehållsförteckningen finns en förteckning över inscannade figurer och tabeller med tillhörande referens till platsen för objektet i Eurokoden. Sådana figurer och tabeller indexeras med bokstavsnoter direkt efter dess beteckning, t.ex. Figur 3.2^[b].

I referensförteckningen längst bak i dokumentet finns fåtalet alternativa och sakkunniga källor i form av artiklar och litteratur som refereras till med nummernoter, t.ex. ^[3].

Avgränsningar

Rapporten riktar sig till blivande konstruktörer som är upplärda med dimensioneringsregler på grundnivå enligt BKR och BSK. För befintliga konstruktörer som har arbetat med normen en längre tid kan rapporten fungera som läsanvisning till eller handbok för elementära beräkningar enligt Eurokoderna. Inom tidsramen för detta arbete har ställningstagandet gjorts att främst elementära regler ska behandlas. Detta på grund av att vikt ska läggas vid att göra urval av material i Eurokoderna och redogöra för skillnader gentemot BKR och BSK. Det görs kontinuerliga, konkreta, avgränsningar i rapporten och hänvisningar görs till Eurokoden för de områden som avses.

1 Verifiering med partialkoefficientmetoden

I detta kapitel redogörs för allmänna regler kring Eurokodernas klassificering av laster. Därtill tas dimensioneringsvärden för laster och lasteffekter upp i allmän omfattning medan lastkombinationer samt nödvändiga partialkoefficienter redogörs för mer ingående. Allmänna råd och principer ur Eurokoder tas upp i den mån det innefattas av arbetets omfattning och om inget anges är de ifrån EN 1990 med nationell anpassning.

Partialkoefficientmetoden vilar på sannolikhetsteoretiska grunder samtidigt som den till stor del vilar på erfarenheter från praktisk dimensionering. Metoden avser att göra byggnaderna säkra samtidigt som de är ekonomiskt dimensionerade.

1.1 Allmänna regler

1.1.1 Dimensioneringssituationer

För att ta fram olika dimensioneringsvärden för laster ska åtskillnad göras mellan olika dimensioneringssituationer, som väljs med beaktande av de omständigheter under vilka bärverket skall uppfylla sin funktion. Dimensioneringssituationerna ska klassificeras enligt:

- Varaktiga dimensioneringssituationer, som avser förhållanden vid normal användning;
- Tillfälliga dimensioneringssituationer, som avser tillfälliga förhållanden som är tillämpliga för bärverket, t.ex. under utförandeskedet eller reparation;
- Exceptionella dimensioneringssituationer, som avser exceptionella förhållanden som är tillämpliga för bärverket eller dess exponering, t.ex. för brand, explosion, påkörning eller konsekvenserna av en lokal kollaps;
- Seismiska dimensioneringssituationer, som avser förhållanden som är tillämpliga för bärverket när det utsätts för seismisk påverkan.

1.1.2 Klassificering av laster

Klassificeringen av laster i Eurokoderna är i stort sett lik den i BKR. De laster som redogörs för i denna rapport är egentyngd, nyttig last, snölast och vindlast, se kapitel 2. Indirekta och dynamiska laster redogörs inte för vidare.

Uppdelningen av laster ser ut enligt:

- Permanenta laster (*G*)
 - Bärverkets egentyngd
 - Tyngd av fast utrustning och väggbeläggning
 - Indirekt last av krympning
 - Ojämna sättningar
 - Förspänningar (*P*)
 - Geotekniska laster, se (1)
- Variabla laster (*Q*)
 - Nyttig last
 - Snölast
 - Vindlast
- Olyckslaster (*A*)
 - Explosion
 - Påkörning från fordon

(1) Laster orsakade av vatten kan antas vara permanenta eller variabla laster beroende på deras storleksvariation med tiden.

Laster ska också klassificeras

- med hänsyn till deras ursprung, som direkt eller indirekta,
- med hänsyn till deras variation i rummet, som bundna eller fria och
- med hänsyn till deras natur eller bärverkets reaktion, som statiska eller dynamiska.

1.1.2.1 Egentyngd

Egentyngd av bärverksdelar är i Eurokoderna, liksom i BKR, klassificerad som en permanent bunden last (EN 1991-1-1:2.1(1)). Den sammanlagda egentyngden av bärverksdelar och icke-bärande konstruktionsdelar bör i lastkombinationer betraktas som en enda last (EN 1991-1-1:3.2(1)).

I de fall där egentyngden inte är bunden, t.ex. för flyttbara skiljeväggar, ska den anses vara en tillkommande nyttig last, speciellt då den ”permanent” lasten kan vara gynnsam (EN 1991-1-1:2.1(P)).

Detta görs, enligt EN 1991-1-1:5.2.2(2)P, genom att tillämpa en ekvivalent jämnt utbredd last som adderas till den nyttiga lasten.

1.1.2.2 Variabla laster och representativa värden

Vad gäller variabla laster införs nya begrepp i EN 1990 och nya reduktionsfaktorer ψ som inte har någon direkt motsvarighet i BKR. Faktorerna ψ används dock även i Eurokoder för att reducera karakteristisk variabel last och har, som illustreras i tabell 1.1, fått mer preciserade definitioner i Eurokoden. Värt att notera är att ψ har olika betydelse i Eurokoden resp. BKR. I avsnitt 2.2.1 t.o.m. 2.2.3 redogörs för värden på ψ -faktorer för respektive variabel last. Nedan anges definitioner på olika representativa värden enligt Eurokoderna. Då värdet på ψ är 1 benämns värdet som karakteristiskt och då den skiljer sig ifrån 1 är det ett samverkande värde, se även figur 1.1.

Tabell 1.1 – Illustration av representativa värden i EK gentemot BKR.

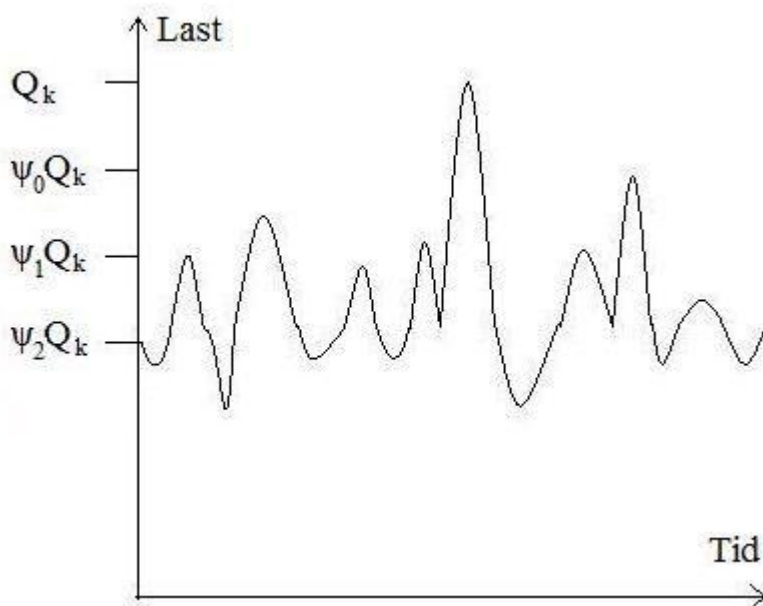
		EN-1990	BKR
	$\psi = 1$	Karakteristiskt värde, Q_k	Karakteristiskt värde, Q_k
Samverkande värden	$\psi \leq 1$	Kombinationsvärde, $\psi_0 Q_k$	Vanligt värde, ψQ_k
		Frekvent värde, $\psi_1 Q_k$	
		Kvasipermanent värde, $\psi_2 Q_k$	Långtidsvärde $\psi_1 Q_k$

där Q_k är det *karakteristiska* värdet för en variabel last.
 $\psi_0 Q_k$ är *kombinationsvärdet* som väljs så att sannolikheten att de effekter som orsakas av lastkombinationen kommer att överskridas är ungefär densamma som för det karakteristiska värdet av en individuell last, se (1).
 $\psi_1 Q_k$ är det *frekventa värdet* för en variabel last som bestäms så att antingen den totala tiden inom referensperioden under vilket värdet överskrids utgörs av endast en liten angiven del av referensperioden, eller så att frekvensen av ett överskridande begränsas till ett angivet värde, se (2).
 $\psi_2 Q_k$ är det *kvasipermanenta värdet* som bestäms så att den totala tidsperiod under vilket värdet kommer att överskridas är en stor del av referensperioden, se (3).

Anm: Det finns även ett ytterligare värde som benämns icke-frekvent värde som betecknas $\psi_{1,inf} Q_k$. Detta värde tillämpas för vissa bruksgränstillstånd, speciellt för brobanepplattor av betong eller betongdelar av dessa. Det definieras endast för vägtrafiklaster (se EN 1991-2), termiska laster (se EN 1991-1-5) och vindlaster (se EN 1991-1-4).

- (1) *Kombinationsvärdet* tillämpas för verifiering i brottgränstillstånd och i irreversibla bruksgränstillstånd, se även 1.4.5 samt 1.5.
- (2) Det *frekventa värdet* tillämpas för verifiering i brottgränstillstånd, som innefattar olyckslaster, och i reversibla bruksgränstillstånd, se även 1.5.
- (3) Det *kvasispermanenta värdet* tillämpas för verifiering i brottgränstillstånd, som innefattar olyckslaster, och i reversibla bruksgränstillstånd samt för att beakta långtidseffekter, se även 1.5.

Figur 1.1 beskriver principiellt storleksrangordningen av värdena ovan, där den största lasten representerar "50-årslasten", d.v.s. det största värdet en godtycklig variabel last kan anta med en återkomsttid på 50 år. Värdet på denna last benämns karakteristiskt värde, Q_k . Övriga representativa värden justeras med avseende på ψ -faktorer som vilar på sannolikheteoretiska grunder. Dessa värden tillämpas i lastkombinationer för samverkande variabla laster och karakteristiskt värde väljs för variabla huvudlaster.



Figur 1.1 – Principiell illustration av de representativa värdenas storlek i förhållande till en godtycklig variabel lasts storleksvariationer sett över en längre tidsperiod.

Benämningarna på de samverkande värdena ska inte förknippas med lastkombinationerna i bruksgränstillståndet enligt avsnitt 1.5, trots att de benämns likartat, eftersom lastkombinationerna där kan ha flera olika samverkande värden för olika laster beroende på vilket gränstillstånd som ska undersökas. Observera därför att t.ex. frekvent eller kvasispermanent *värde* inte är samma sak som frekvent resp. kvasispermanent *kombination*.

1.2 Allmänt om partialkoefficienter

Eurokoderna har infört en ny hierarki kring partialkoefficienterna (med avseende på berörda lasttyper enligt tabell 1.2 och bärförmågor enligt 3.1.1). Senaste versionen av BKR tar upp γ_m , γ_n resp. γ_f där faktorerna beaktar osäkerheter i ett visst material, säkerhetsklassificering resp. sannolikheten för ogynnsamma avvikelser hos lastvärden från de karakteristiska värdena. Dessutom fanns det i BKR olika partialkoefficienter för att beakta osäkerheter i last- eller bärförmågemodeller, γ_S och γ_R , som båda finns med i Eurokoden som γ_{Sd} resp. γ_{Rd} . En viktig skillnad är att Eurokoden har inkluderat dessa koefficienter i dimensioneringssamband och i tabellvärden, medan BKR föreskrev att man kunde utöka dem med avseende på γ_S eller γ_R då osäkerheterna i lasteffekt- eller bärförmågemodellen var för stora.

I tabell 1.2 följer en illustration av indelningen av partialkoefficienter enligt Eurokoderna gentemot deras motsvarighet i BKR. $\gamma_{M,i}$ (BKR: γ_m) är materialspecifik och indelningen visas här endast för materialet stål (EN 1993-1-1:6.1).

Tabell 1.2 – Illustration av partialkoefficienternas indelningar i EK

BKR	Motsv. i EK	Underindelningar för part.koeff. i EK		Partialkoefficient för:
		$\gamma_{Gk,j}$	$\gamma_{Gk,inf}$ $\gamma_{Gk,sup}$	
γ_f	$\gamma_{F,i} = \gamma_{f,i} \times \gamma_{Sd}$ Ekv. (1.1)	$\gamma_{F,i}$	$\gamma_{Q,1}$ $\gamma_{Q,i}$ γ_P	- Ogynnsamma perm. laster (övre gr.värde) - Gynnsamma perm. laster (undre gr.värde) - Huvudlast - Samverkande variabla laster - Spännkrafter Värden och definitioner för berörda lasttyper framgår i kapitel 1.4.5.
γ_m	$\gamma_{M,i} = \gamma_{m,i} \times \gamma_{Rd}$ Ekv. (1.2)	$\gamma_{M,i}$	γ_{M0} γ_{M1} γ_{M2}	tillämpning med olika bärförmågor, enligt: - bärförmåga för tvärsnitt oavsett TK - bärförmåga m.h.t. instabilitet - bärförmåga för tvärsnitt m.h.t. dragbrott Definitioner och värden framgår i kapitel 3.1.1.
γ_n	γ_d	γ_d	$\gamma_{d,SK1}$ $\gamma_{d,SK2}$ $\gamma_{d,SK3}$	- Säkerhetsklass 1 - Säkerhetsklass 2 - Säkerhetsklass 3 Värden framgår i tabell 1.3.

Anm: Notera i sambanden (1.1) och (1.2) ovan att index för aktuell partialkoefficient, enligt underindelningarna ovan, får versal bokstav då de beaktar partialkoefficienterna γ_{Sd} resp. γ_{Rd} . Partialkoefficienten γ_d för säkerhetsklasser justeras inte något med avseende på dessa (d.v.s. index är då gemen bokstav), se istället 1.2.3.

1.2.1 Partialkoefficient för laster och lastkombinationer

Partialkoefficienten γ_f beaktade i BKR sannolikheten för att erhålla en ogynnsam avvikelse från det karakteristiska lastvärdet. γ_f har i Eurokoderna, i lastkombinationer, förstorats med γ_{sd} (BKR: γ_s) enligt sambandet:

$$\gamma_{F,i} = \gamma_{f,i} \times \gamma_{sd} \quad (1.1)$$

där

$\gamma_{f,i}$	likt BKR, beaktar sannolikheten för ogynnsamma avvikelser gentemot det representativa lastvärdet för lasten i .
γ_{sd}	beaktar modellosäkerheter och variationer i mått, där ett värde i intervallet 1,05 till 1,15 kan tillämpas.
$\gamma_{F,i}$	beaktar båda ovanstående koefficienter i lastkombinationer för lasten i , med värden enligt kapitel 1.4.5.

I Eurokoderna utgörs $\gamma_{F,i}$ av en rad olika partialkoefficienter där indexet F,i ersätts med exempelvis G,j för den permanenta lasten j , Q,I för den variabla huvudlasten eller Q,i för den samverkande variabla lasten i . Notera de versala bokstäverna i indexet för aktuell last, som enligt anmärkningen i avsnitt 1.2, då indikerar att man även har beaktat koefficienten γ_{sd} i värdet.

Tendensen är även att värdena på $\gamma_{F,i}$ överlag är något högre än γ_f i BKR, se avsnitt 1.4.5 för ytterligare observationer angående detta då värdet beror av vilken lastkombination som ska studeras.

1.2.2 Partialkoefficient för material och produkter

Partialkoefficienten för beaktande av osäkerheter i material och produkter, γ_m , kvarstår i Eurokoderna som koefficient för reduktion av bärförmåga liksom i BKR. Den har också, likt $\gamma_{F,i}$ i föregående avsnitt, delats in i en partialkoefficient, $\gamma_{m,i}$, som endast beaktar sannolikheten för ogynnsamma avvikelser gentemot karakteristiskt värde för bärförmågan och en partialkoefficient, γ_{Rd} , som tillämpas för att ta hänsyn till osäkerheter i bärförmågemodellen och variationer i tvärsnittsmått.

Eftersom index har versal bokstav M enligt tabell 1.2 beaktar den även partialkoefficienten γ_{Rd} (BKR: γ_R) enligt samma resonemang som i kapitel 1.2.1. För bärverk i stål i byggnader har γ_{Rd} satts till 1,0 och därmed fås samma värden för $\gamma_{M,i}$ i Eurokoden som γ_m i BKR för olika bärförmågemodeller (se 3.1.1). Enda gången värdet på $\gamma_{M,i}$ skiljer sig ifrån 1,0 är när hänsyn ska tas till dragbrott, enligt 3.1.1.

Det allmänna sambandet för $\gamma_{M,i}$ ser ut enligt:

$$\gamma_{M,i} = \gamma_{m,i} \times \gamma_{Rd} \quad (1.2)$$

$\gamma_{m,i}$	likt BKR, beaktar sannolikheten för ogynnsamma avvikelser gentemot den karakteristiska bärförmågan för material- eller produktens egenskaper i .
γ_{Rd}	även beaktar osäkerheter i bärförmågemodellen och variationer i tvärsnittsmått.
$\gamma_{M,i}$	beaktar båda ovanstående koefficienter i bärförmågemodeller för material- eller produktens egenskaper i , se avsnitt 3.1.1 för värden på denna koefficient för materialet stål.

1.2.3 Partialkoefficient för säkerhetsklasser

Den mest markanta skillnaden mellan BKR och Eurokoderna när det gäller användandet av partialkoefficienter är då man ska justera lastmodellen för att beakta risken för personsador. I Sverige har tidigare partialkoefficienten för säkerhetsklasser, γ_n , använts för att reducera bärförmågan på en bärverksdel. Detta saknar motsvarighet i resterande medlemsländer i CEN där man inte tillåts reducera bärförmågan och där man alltid dimensionerar enligt SK3. För Sverige föreskrivs det nu att man för säkerhetsklass 1 och 2, ska reducera den dimensionerande lasten med partialkoefficienten γ_d , med värden enligt tabell 1.3 från den nationella bilagan.

Tabell 1.3 - Värden för partialkoefficient för säkerhetsklasser

	NA γ_d	BKR γ_n
Säkerhetsklass 1	0,83	1,0
Säkerhetsklass 2	0,91	1,1
Säkerhetsklass 3	1,00	1,2

γ_n har i Eurokoderna gjorts om som kvoten av värdet hos den aktuella säkerhetsklassens partialkoefficient från BKR gentemot det största värdet i SK3 i BKR (d.v.s. 1,2), principiellt enligt: $\gamma_d = \gamma_n/1,2$, se exempel 1.1. Detta för att man numera ska kunna multiplicera laster med koefficienten istället för att dividera bärförmågor som man gjort i BKR.

Exempel 1.1

Laster som verkar på bärverksdelar i säkerhetsklass 1 i Eurokoden får istället värdet: $1,0/1,2 \approx 0,83$ eller för SK2: $1,1/1,2 \approx 0,91$. Detta leder följaktligen till att SK3 får värdet $1,2/1,2 = 1,0$ och därför justeras alltså inte laster i SK3.

Det faktum att ingen justering av laster krävs för SK3 förenklar delvis den svenska harmoniseringen gentemot övriga medlemsländer i CEN eftersom de alltid dimensionerar enligt SK3.

En generell fördel, med principen att istället reducera laster snarare än själva bärförmågan, är att bärförmågan hos ett bärverkselement med ett visst utförande blir densamma oavsett var den placeras i konstruktionen.

En väsentlig fördel, med avseende på internationell handel, är att vi i Sverige får samma värden för bärförmåga hos t.ex. prefabricerade byggnadselement gentemot CENs övriga medlemsländer. Detta betyder att om de nu har samma

värde för karakteristisk bärförmåga för stål (i Eurokoden benämnd f_y och i BKR f_{yk}) får de även samma dimensionerande bärförmåga.

En praktisk nackdel är att lasten från t.ex. ett bjälklag i säkerhetsklass 2 måste ökas för verifiering av pelare i säkerhetsklass 3 vid lastnedräkning, vilket kommer att kräva en viss ändring i systematiken vid beräkningsförfarandet i Sverige^[4].

1.3 Dimensioneringsvärden

1.3.1 Dimensioneringsvärde för laster

Det dimensionerande värdet, F_d , för en last, F , kan uttryckas som:

$$F_d = \gamma_f \times \psi \times F_k \quad (1.3)$$

där

ψF_k	är lastens representativa värde även benämnd som F_{rep} .
F_k	är det karakteristiska värdet för lasten.
ψ	är antingen 1,0 eller ψ_0 , ψ_1 eller ψ_2 enligt avsnitt 1.1.2.2.
γ_f	är partialkoefficient enligt avsnitt 1.2.1.

Observera att partialkoefficienten γ_{sd} , enligt avsnitt 1.2.1, inte tillämpas då man ska ta fram dimensioneringsvärdet för en enskild last, utan då tillämpas istället γ_f p.g.a. att sambandet kan ses som linjärt när hänsyn inte tas till andra laster eller den kombinerade effekten av dessa. I index utgår då beteckningen i för lasten i ifrån (1.1) eftersom det i sambandet ovan handlar om en enskild last. Se även 1.3.2 för vidare information angående detta.

För att uttryck 1.3 även ska beakta säkerhetsklassificering ska, enligt Elisabeth Helsing^[4] på Boverket, lasten även multipliceras med partialkoefficienten γ_d , enligt 2.2.3:

$$F_d = \gamma_f \times \psi \times F_k \times \gamma_d \quad (1.4)$$

Anm: Se 1.4.5 för undantag gällande *gynnsamma* permanenta laster.

1.3.2 Dimensioneringsvärde för lasteffekter

Generellt för ett specifikt lastfall kan dimensioneringsvärden för lasteffekten uttryckas som:

$$E_d = \gamma_{sd} E\{\gamma_{f,i} F_{Rep,i}; a_d\} \quad \text{och } i \geq 1 \quad (1.5)$$

där a_d är dimensioneringsvärdet för geometriska storheter, se 1.3.4.
 γ_{sd} är partialkoefficient enligt 1.2.1.

I de flesta fall kan följande förenkling göras:

$$E_d = E\{\gamma_{F,i} F_{Rep,i}; a_d\} \quad \text{och } i \geq 1 \quad (1.6)$$

(1) I de fall då åtskillnad måste göras mellan gynnsamma och ogynnsamma permanenta laster kan partialkoefficienterna $\gamma_{G,sup}$ och $\gamma_{G,inf}$ tillämpas. Mer om detta i 1.4.5.

Enligt sambandet (1.5) framgår att γ_{sd} ses som en global partialkoefficient för hela lasteffektmodellen, medan den i (1.6) ingår i $\gamma_{F,i}$ för varje enskild last i , som visas i uttryck (1.1). γ_{sd} tillämpas alltså först då man analyserar effekten av en eller flera laster på ett bärverk, därav villkoret $i \geq 1$.

1.3.3 Dimensioneringsvärden för material- och produkttegenskaper

Dimensioneringsvärdet X_d för ett material- eller en produkttegenskap kan i generella termer uttryckas som:

$$X_d = \eta \left(\frac{X_k}{\gamma_m} \right) \quad (1.7)$$

där X_k är det karakteristiska värdet för en material- eller produkttegenskap.
 η är medelvärdet för omräkningsfaktorn som beaktar volym, skaleffekter, fukt- och temperatureffekter samt andra relevanta parametrar. Se även (1) nedan.
 γ_m är partialkoefficienten som beaktar sannolikheten för en ogynnsam avvikelse från det karakteristiska värdet för material- eller produkttegenskaper samt den slumpmässiga delen utav omräkningsfaktorn η , se (1).

Observera här att partialkoefficienten γ_{Rd} , enligt samband 1.2, inte tillämpas då man ska ta fram dimensioneringsvärdet för en enskild material- eller

produktgenskap utan den tillkommer när man ska skapa en bärförmågemodell och där geometriska avvikelser ska beaktas, enligt 1.3.4(2) och avsnitt 1.3.5.

EN 1990:6.3.3

(1) Alternativt kan omräkningsfaktorn, η , där så är lämpligt:

- Beaktas direkt i det karakteristiska värdet, eller
- genom tillämpning av γ_M istället för γ_m , enligt (1.2). Se även (1.11b) för exempel.

1.3.4 Dimensioneringsvärden för geometriska storheter

Dimensioneringsvärden för geometriska storheter, a_d , såsom dimensioner som används för att bestämma lasteffekter eller bärförmågor hos bärverksdelar, kan representeras av nominella värden, a_{nom} :

$$a_d = a_{nom} \quad (1.8)$$

Där effekterna av avvikelser hos geometriska storheter, såsom felaktigheter i påförandet av laster eller placering av upplag, är av betydelse för bärverkets tillförlitlighet ska dimensioneringsvärdena definieras som:

$$a_d = a_{nom} \pm \Delta a \quad (1.9)$$

där Δa beaktar risken för ogynnsamma avvikelser från karakteristiska eller nominella värden samt den sammanlagda effekten av flera geometriska avvikelser som uppträder samtidigt.

EN 1990:6.3.4

(1) a_d kan även beakta geometriska imperfektioner där $a_{nom} = 0$ (d.v.s. $\Delta a \neq 0$).

(2) Effekter av andra avvikelser bör täckas av partialkoefficienterna γ_F (på lastsidan) och/eller γ_M (på bärförmågesidan).

1.3.5 Dimensionerande värde för bärförmåga

Dimensioneringsvärden för bärförmågan R_d kan uttryckas enligt följande:

$$R_d = \frac{1}{\gamma_{Rd}} R\{X_{d,i}; a_d\} = \frac{1}{\lambda_{Rd}} R\left\{\eta_i \frac{X_{k,i}}{\gamma_{m,i}}; a_d\right\} \text{ och } i \geq 1 \quad (1.10)$$

där γ_{Rd} är en partialkoefficient som täcker osäkerheter i bärförmågemodellen, se 1.2.2, samt geometriska avvikelser såvida dessa inte beaktas särskilt i 1.3.4.
 $X_{d,i}$ är dimensioneringsvärdet för materialegenskapen i .

Anm: I uttrycket (1.10) har omskrivning av $X_{d,i}$ gjorts vilket går att härleda från sambandet (1.7).

Följande förenkling av (1.10) kan göras:

$$R_d = R\left\{\eta_i \frac{X_{k,i}}{\gamma_{M,i}}; a_d\right\} \text{ och } i \geq 1 \quad (1.11a)$$

Anm: η_i kan ingå i $\gamma_{M,i}$, enligt 1.3.3. Se (1.11b) nedan för exempel.

Notera att γ_{Rd} är beaktad då $\gamma_{m,i}$ skrivs om till $\gamma_{M,i}$, enligt (1.2).

Som ett alternativ till uttryck (1.11a) kan den dimensionerande bärförmågan erhållas direkt från det karakteristiska värdet för bärförmågan hos ett material eller produkt, utan att dimensioneringsvärdena för individuella grundvariabler bestäms särskilt, enligt:

$$R_d = \frac{R_k}{\gamma_M} \quad (1.11b)$$

Anm: Detta uttryck tillämpas för produkter eller bärverksdelar av ett enda material (t.ex. stål). Den liknar exempelvis sambandet i BKR för dimensionerande dragspänningskapacitet för ett stålelement: $f_{yd} = f_{yk}/(\gamma_m \cdot \gamma_n)$ (men nu utan reduktion för säkerhetsklasser, γ_n , på bärförmågesidan enligt 1.3.3).

1.4 Brottgränstillstånd

Följande avsnitt redogör för allmänna samband för dimensionerande lasteffekter och lastkombinationer samt värden på partialkoefficienter för lastkombinationer i olika brottgränstillstånd exklusive utmattning och utan hänsyn till exceptionella eller seismiska dimensioneringssituationer.

1.4.1 Definitioner av brottgränstillstånden

Brottgränstillstånden har delats in efter definitionerna enligt EN 1990:6.4.1 nedan. Brottgränstillstånden ska verifieras där så är aktuellt, se 1.4.2.

1.4.1.1 EQU (*Equilibrium – Jämvikt*)

Förlorad statisk jämvikt för bärverket eller en del av det när det betraktas som en stel kropp där:

- mindre variationer i värdet av eller den rumsliga fördelningen av laster från en enstaka källa är av betydelse, och
- hållfastheten hos konstruktionsmaterial eller undergrund i huvudsak inte är avgörande.

Exempel 1.2

En lätt konstruktion stjälpes eller börja glida till följd av horisontella laster.

1.4.1.2 STR (*Strength – Hållfasthet*)

Inre brott eller för stor deformation av bärverket eller bärverksdelarna, inklusive grundplattor, pålar, källarväggar, etc., där hållfastheten hos bärverkets material är avgörande.

Exempel 1.3

En pelare kollapsar p.g.a. otillräcklig bärförmåga.

1.4.1.3 GEO (*Geology – Geologi*)

Brott eller för stor deformation i undergrunden där hållfastheten hos jord eller berg är av betydelse för bärverkets förmåga.

Exempel 1.4

Ett hus får stora sättningar p.g.a. otillräcklig bärrighet i jorden.

1.4.1.4 FAT (Fatigue – Utmattning)

Brott p.g.a. utmattning hos bärverket eller bärverksdelarna.

Exempel 1.5

En järnvägsbro med stålbalkar utsätts kortvarigt för höga laster då ett tåg passerar. Över lång tid med sådana lastförutsättningar förändras stålets egenskaper som följd av utmattning.

För dimensionering m.h.t. utmattning anges lastkombinationer i EN 1992 t.o.m. EN 1999 och behandlas ej vidare i denna rapport.

1.4.2 Verifiering av statisk jämvikt och bärförmåga

När ett gränstillstånd bestående av statisk jämvikt för bärverket (EQU) beaktas, skall det verifieras att:

$$E_{d,dst} \leq E_{d,stb} \quad (1.12)$$

där $E_{d,dst}$ är dimensioneringsvärdet för effekten av stjälpande laster.
 $E_{d,stb}$ är dimensioneringsvärdet för effekten av stabiliserande laster.

När ett gränstillstånd bestående av brott eller omåttlig deformation av en sektion, en del eller ett förband (STR och/eller GEO) beaktas skall det verifieras att:

$$E_d \leq R_d \quad (1.13)$$

där E_d är dimensioneringsvärdet för lasteffekt såsom inre kraft, moment eller en vektor som representerar flera inre krafter eller moment.
 R_d är dimensioneringsvärdet för motsvarande bärförmåga.

Uttryck 1.13 innefattar inte alla verifieringssamband gällande knäckning eller buckling, d.v.s. kollaps som sker där andra ordningens effekter inte kan begränsas genom bärverkets reaktion. Se kapitel 3 för redogörelse för olika bärförmågemodeller.

I BKR benämner man lasteffekten med S och som framgår i sambandet 1.13 har det i Eurokoden ändrats till E_d . Partialkoefficienten för osäkerheter i lasteffektmodellen har dock fortfarande bokstaven S i index, se (1.1).

1.4.3 Allmänt uttryck för dimensionerande lasteffekt

Genom att kombinera laster som anses verka samtidigt ska man bestämma lasteffekter, E_d , för varje kritiskt lastfall. Där dessa verifieringar är mycket känsliga för variationer av storleken av en permanent från punkt till punkt på bärverket skall den gynnsamma resp. ogynnsamma delen av lasten ses som individuella laster, $G_{kj,inf}$ resp. $G_{kj,sup}$. När en variabel last anses verka gynnsamt påverkar den enligt Eurokoden inte den dimensionerande lasteffekten för verifiering av aktuellt bärverk eller bärverksdel och partialkoefficienten för lasten kan sättas till 0. Detta är dock inget nytt tankesätt gentemot BKR.

Det allmänna uttrycket för lasteffekter som bör tillämpas är:

$$E_d = E \{ \gamma_{G,j} G_{k,j}; \gamma_P P; \gamma_{Q,1} Q_{k,1}; \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \} j \geq 1; i > 1 \quad (1.14)$$

där	$G_{k,j}$	är karaktäristiskt värde för den permanenta lasten j .
	$\gamma_{G,j}$	är partialkoefficient för permanenta laster som även beaktar modellosäkerheter och variationer i tvärsnittsmått för lasten j .
	P	är relevant representativt värde för spännkraften.
	γ_P	är partialkoefficient för spännkraft.
	$Q_{k,1}$	är karaktäristiskt värde för den variabla huvudlasten.
	$\gamma_{Q,1}$	är partialkoefficient för den variabla huvudlasten som även beaktar modellosäkerheter och variationer i mått.
	$Q_{k,i}$	är karaktäristiskt värde för den samverkande variabla lasten i .
	$\gamma_{Q,i}$	är partialkoefficient för den samverkande variabla lasten i .
	$\psi_{0,i}$	är lastreduktionsfaktor för den samverkande variabla lasten i .

Anm: I uttrycket ovan har man tillämpat partialkoefficienten γ_{sd} på varje enskild last enligt (1.1). Notera att partialkoefficientens index för aktuell last får versal bokstav, t.ex. $\gamma_{G,j}$ istället för $\gamma_{g,j}$.

1.4.4 Allmänna uttryck för dimensionerande lastkombinationer

De allmänna sambanden för lastkombinationer är indelade efter vilket gränstillstånd som ska undersökas, per definitioner i 1.4.1.

Lastkombinationen inom parentesen { } i (1.14) kan för gränstillståndet EQU, uttryckas som (ekvation 6.10 i EN 1990):

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (1.15)$$

där "+" betyder "att kombineras med".
 "Σ" betyder "den kombinerade effekten av".

Den dimensionerande lastkombinationen för gränstillståndet STR, och i vissa fall GEO kan, som alternativ till (1.15) ovan, uttryckas som det minst gynnsamma av följande uttryck (ekvationerna 6.10a och 6.10b ur EN 1990):

$$\left\{ \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \right. \quad (1.15a)$$

$$\left. \sum_{j \geq 1} \xi_j \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \right. \quad (1.15b)$$

där ξ_j är en reduktionsfaktor för ogynnsamma permanenta laster $G_{kj,sup}$, se 1.4.5.2.

1.4.5 Dimensionerande lastkombinationer

I följande avsnitt redogörs för värden på partialkoefficienten för laster och lastkombinationer, $\gamma_{F,i}$. Indexet F,i kan, som visats i tabell 1.2, ersättas med $G_{j,\text{sup}}$ eller $G_{j,\text{inf}}$ som övre respektive undre gränsvärde för ogynnsamma respektive gynnsamma permanenta laster. För variabla laster gäller motsvarande Q,I för variabel huvudlast eller Q,i för samverkande variabla laster, medan man i BKR använde ett och samma index för samtliga laster. Generella iakttagelser har gjorts för berörda lastkombinationer gentemot deras motsvarigheter i BKR och $\gamma_{F,i}$ är i de flesta lastfall större än γ_f i BKR.

Partialkoefficienten för säkerhetsklasser, γ_d , tillämpas för samtliga laster förutom de gynnsamma permanenta lasterna. Partialkoefficienten för säkerhetsklass är ju till för att minska säkerhetsmarginalen för en konstruktion i en lägre säkerhetsklass. Om man reducerar en gynnsam last kommer säkerhetsmarginalen istället att öka.

En viktig generell skillnad är att lastkombinationerna i Eurokoden överlag ser ogynnsamma variabla laster som en sorts kombination av huvudlast och ”vanlig” last, efter definitioner i BKR. Som framgår i tabell 1.4 t.o.m. 1.6 ges de samverkande lasterna i EK dimensioneringsvärdet $1,5 \cdot \psi_0 \cdot Q_k$ där de i BKR fick det vanliga värdet $1,0 \cdot \psi \cdot Q_k$ d.v.s. en 50-procentig ökning. Skillnaden på dimensioneringsvärdet mellan huvudlaster och samverkande laster är istället endast kopplad till reduktionsfaktorn ψ vilket överlag borde leda till större dimensionerande lasteffekter på bärverk för fall med många samverkande laster.

1.4.5.1 Uppsättning A (EQU)

Enligt definitionen i avsnitt 1.4.1 gäller denna lastkombination för de fall där man vill verifiera stabilitet och statisk jämvikt för ett bärverk. Verifiering av statisk jämvikt baserad på tabellen nedan får inte innefatta verifiering av bärförmåga hos bärverksdelar eller undergrund. Lastkombination A baseras på ekvation 6.10 i EN 1990, i denna rapport representerad av (1.15).

Tabell 1.4 – Uppsättning A: Lastkombination A (EQU)

Varaktiga och tillfälliga dim. sit.	Permanenta laster		Variabel huvudlast	Samverkande variabla laster	
	Ogynnsamma	Gynnsamma	Ogynnsam	Största last	Övriga laster
EK (1.15)	$\gamma_d \cdot 1,1 \cdot G_{kj,sup}$	$0,9 \cdot G_{kj,inf}$	$\gamma_d \cdot 1,5 Q_{k,1}$	-	$\gamma_d \cdot 1,5 \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$
BKR (LK. 2)	$0,85 \cdot G_k$	$0,85 \cdot G_k$	$1,3 \cdot Q_k$	-	$1,0 \cdot \psi \cdot Q_k$

$G_{kj,sup}$ och $G_{kj,inf}$ kan sättas till ett gemensamt värde $G_{k,j}$ för de fall där variationer i egentyngden inte behöver beaktas, se kapitel 2.1.

$\gamma_{Gj,sup} = 1,10$
 $\gamma_{Gj,inf} = 0,90$
 $\gamma_{Q,1} = 1,50$ för ogynnsamma fall (0 för gynnsamma)
 $\gamma_{Q,i} = 1,50$ för ogynnsamma fall (0 för gynnsamma)
 γ_d bestäms enligt tabell 1.3 i avsnitt 1.2.3.
 ψ bestäms under tillhörande avsnitt för aktuell variabel last, se kapitel 2.2.

Lastkombination A

Lastkombination A kan ses som motsvarigheten till Lastkombination 2 i BKR, med tanke på att partialkoefficienten för permanenta laster är låg relativt motsvarande värden i övriga kombinationer i EK.

Angående de variabla lasterna ges de i Eurokoden maxvärdet 1,5 för $\gamma_{F,i}$ för både huvudlasten och samverkande laster där BKR hade 1,3 för variabel huvudlast och 1,0 för övriga. Med avseende på det stjälpande momentet blir i så fall skillnaden i många fall stor för gränstillståndet EQU gentemot BKR. Dock är även partialkoefficienten för stabiliserande permanenta laster något högre så det ger en kontrande effekt för tunga byggnader i denna verifiering.

1.4.5.2 Uppsättning B (STR/GEO)

Ekvation 6.10a och 6.10b ur EN 1990, här illustrerade av (1.15a) och (1.15b), ska tillämpas i brottgränstillstånd, som inte omfattar geotekniska laster, med partialkoefficienter enligt tabell 1.5. Trots detta kan i vissa fall uppsättning B tillämpas i kombination med uppsättning C, som innefattar geotekniska laster. En förklaring till detta ges i avsnitt 1.4.5.3. Med hänvisning till 1.4.4 ska båda ekvationerna kontrolleras och den minst gynnsamma av de två ska väljas. Vid tillämpning av (1.15a) är det *inte* tillåtet att endast inkludera permanenta laster, se förklaringen till detta nedanför tabell 1.5.

Tabell 1.5 – Uppsättning B: Lastkombination B1 och B2 (STR/GEO)

Varaktiga och tillfälliga dim.sit.	Permanenta laster		Variabel huvudlast	Samverkande variabla laster
	Ogynnsamma	Gynnsamma	Ogynnsam	Ogynnsamma
EK B1 (1.15a)	$\gamma_d \cdot 1,35 \cdot G_{kj,sup}$ $\gamma_d \cdot 1,35 \cdot P_k$	$1,0 \cdot G_{kj,inf}$ $1,00 \cdot P_k$	-	$\gamma_d \cdot 1,5 \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$
BKR (L.K. 3)	$1,15 \cdot G_k$	$1,15 \cdot G_k$	-	-
EK B2 (1.15b)	$\gamma_d \cdot \xi \cdot 1,35 \cdot G_{kj,sup}$ $\gamma_d \cdot 1,35 P_k$	$1,0 \cdot G_{kj,inf}$ $1,0 \cdot P_k$	$\gamma_d \cdot 1,5 \cdot Q_{k,1}$	$\gamma_d \cdot 1,5 \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$
BKR (L.K. 1)	$1,0 \cdot G_k$	$1,0 \cdot G_k$	$1,3 \cdot Q_k$	$1,0 \cdot \psi \cdot Q_k$

$G_{kj,sup}$ och $G_{kj,inf}$ kan sättas till ett gemensamt värde G_{kj} för de fall där variationer i egentygnd inte behöver beaktas, se kapitel 2.1.
 $\gamma_{Gj,sup} = 1,35$
 $\gamma_{Gj,inf} = 1,00$
 $\gamma_{Q,1} = 1,50$ för ogynnsamma fall (0 för gynnsamma)
 $\gamma_{Q,i} = 1,50$ för ogynnsamma fall (0 för gynnsamma)
 $\xi = 0,89$ (så att $\xi \cdot \gamma_{Gj,sup} \approx 1,2$)
 γ_d bestäms enligt tabell 1.2 i avsnitt 1.2.3.
 ψ bestäms under tillhörande avsnitt för aktuell variabel last, se kapitel 2.2.

Lastkombination B1

Lastkombination B1 (ekv. 1.15a) kan liknas vid *Lastkombination 3* i BKR där de variabla lasterna ses som små relativt de permanenta. En stor skillnad här är dock, som framgår av tabell 1.5, att samtliga ogynnsamma variabla laster (d.v.s. även samverkande laster) måste ingå i kombinationen ändå, med 1,5 som värde på $\gamma_{Q,i}$, där de i BKR bortsågs helt. Dock reduceras de allihop med lastreduktionsfaktorn ψ_0 eftersom ingen huvudlast väljs.

Lastkombination B2

Lastkombination B2 (ekv. 1.15b) stämmer bra överens med *Lastkombination 1* i BKR, d.v.s. den normalt sett dimensionerande kombinationen vid normala lastförutsättningar. Faktorn $\xi \cdot \gamma_{Gj, \text{sup}}$ tillämpas för att det totala dimensioneringsvärdet för ogynnsamma permanenta laster ska bli $\approx 1,2 \cdot G_{kj, \text{sup}}$, men trots denna reduktion är den 20 % högre gentemot BKR.

Med hänsyn till att ”Lastkombination B1” även inkluderar variabla laster är det inte alltid självklart vilket av uttrycken (1.15a) och (1.15b) som ger det minst gynnsamma värdet för normala lastförutsättningar och Eurokoden lyfter fram principen att det är viktigt att båda kontrolleras. Skillnaderna mellan LK 1 och 3 i BKR var ofta mycket stora och dessa skillnader är för lastkombination B1 och B2 mindre. Det ska dock tilläggas att tunga byggnader generellt sett borde få sin dimensionerande last genom tillämpning av lastkombination B1 medan lättare byggnader med större relativa variabla laster får sitt genom lastkombination B2. Denna relation undersöks närmare i exempel 1.6 för nyttig last på bjälklag med olika egentygnder.

Exempel 1.6

Lastkombinationerna i uppsättning B ska jämföras för att ta reda på i vilka fall respektive lastkombination är dimensionerande. Nedan beräknas för vilket förhållande mellan permanent och variabel last som lastkombinationerna ger samma dimensionerande last. Den dimensionerande lasten betecknas i detta exempel med A. Ett värde på 0,7 har antagits för lastreduktionsfaktorn ψ_0 , vilket oftast tillämpas för nyttig last, se kapitel 2.2.1.3.

$$\begin{cases} B1 \Rightarrow \gamma_d 1,35G_k + \gamma_d 1,5 \cdot 0,7Q_k = A \\ B2 \Rightarrow \gamma_d 1,2G_k + \gamma_d 1,5Q_k = A \end{cases}$$

Som är ekvivalent med:

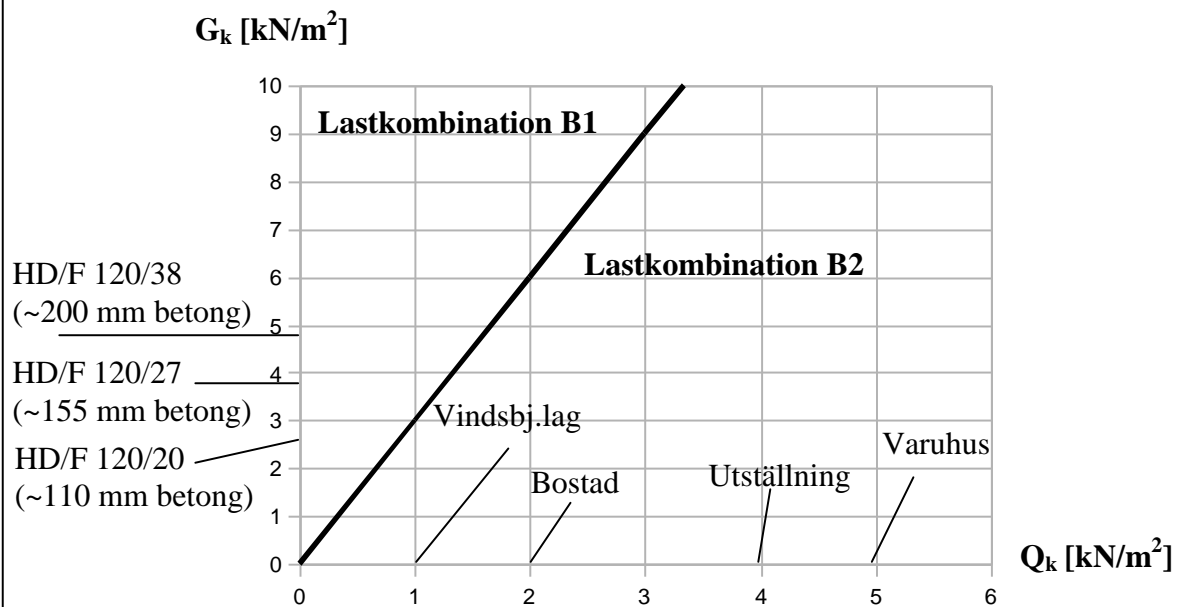
$$\gamma_d 1,35G_k + \gamma_d 1,5 \cdot 0,7Q_k = \gamma_d 1,2G_k + \gamma_d 1,5Q_k$$

Karakteristiskt värde för de olika lasterna separeras i vänster och höger led. Notera att partialkoefficienten för säkerhetsklass, γ_d , kan förkortas bort.

$$1,35G_k - 1,2G_k = 1,5Q_k - 1,5 \cdot 0,7Q_k \Leftrightarrow 0,15G_k = 0,45Q_k \Leftrightarrow G_k = 3Q_k$$

Funktionen visas i figur 1.2, med några exempel på karakteristiska värden för egentygnd samt nyttig last i lokaltyper med $\psi_0 = 0,7$, enligt avsnitt 2.2.1.2 och 2.2.1.3.

Exempel 1.6. forts.



Figur 1.2 – Illustration av vilken lastkombination som är dimensionerande för olika kombinationer av permanent och nyttig last.

Testar man olika kombinationer av de markerade lasterna kan man observera att man i de flesta fall hamnar under kurvan, vilket betyder att Lastkombination B2 är dimensionerande. Hade man haft ett vindsbjälklag med 160 mm tjock betong hade lastkombination B1 blivit dimensionerande. En tydlig tendens är dock att lastkombination B2 oftast blir dimensionerande.

1.4.5.3 Uppsättning C (STR/GEO)

I Eurokoden framgår det, enligt bilaga A, att det finns tre olika metoder för dimensionering av bärverksdelar (STR) som även innefattar geotekniska laster och undergrundens bärförmåga (GEO). Se metoderna 1 t.o.m. 3 nedanför tabell 1.6.

Tabell 1.6 – Uppsättning C: Lastkombination C

Varaktiga och tillfälliga dim.sit.	Permanenta laster		Variabel huvudlast	Samverkande variabla laster
	Ogynnsamma	Gynnsamma	Ogynnsam	Ogynnsamma
EK C (1.15)	$1,00 \cdot G_{kj,sup}$	$1,00 \cdot G_{kj,inf}$	$\gamma_d \cdot 1,3 \cdot Q_{k,1}$	$\gamma_d \cdot 1,3 \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$
BKR (L.K. 1)	$1,0 \cdot G_k$	$1,0 \cdot G_k$	$1,3 \cdot Q_k$	$1,0 \cdot \psi \cdot Q_k$
<p>$G_{kj,sup}$ och $G_{kj,inf}$ kan sättas till ett gemensamt värde $G_{k,j}$ för de fall där variationer i egentygnd inte behöver beaktas, se kapitel 2.1.</p> <p>$\gamma_{Gj,sup} = 1,00$</p> <p>$\gamma_{Gj,inf} = 1,00$</p> <p>$\gamma_{Q,1} = 1,30$ för ogynnsamma fall (0 för gynnsamma)</p> <p>$\gamma_{Q,i} = 1,30$ för ogynnsamma fall (0 för gynnsamma)</p> <p>γ_d bestäms enligt tabell 1.2 i avsnitt 1.2.3.</p> <p>$\psi_{0,i}$ bestäms under tillhörande avsnitt för aktuell variabel last, se kapitel 2.2.</p>				

Nationellt annex föreskriver att metod 2 eller 3 ska tillämpas och metod 1 är därmed förkastad men redogörs för då det kan vara relevant att känna till. Metoderna är som följer:

Metod 1

För den första metoden föreskrivs att man ska utföra två separata beräkningar m.a.p. sinsemellan olika gränstillstånd. Dimensioneringsvärden för geotekniska laster men även för andra laster på eller från bärverket (d.v.s. *samtliga* laster) ska i den ena beräkningen utföras enligt uppsättning C och i den andra enligt uppsättning B (d.v.s. den mest ogynnsamma av lastkombination B1 och B2). Den beräkning som ger mest ogynnsamt resultat bör i dessa fall väljas. Metoden ska inte användas i Sverige.

Metod 2

Dimensionerande värden för samtliga laster ska, i metod 2, endast beräknas enligt uppsättning B. Detta är en nationellt rekommenderad metod.

Uppsättning B blir i normala fall den dimensionerande lastkombinationen m.a.p. bärverkets egen bärförmåga. Tillämpning av endast uppsättning C (som en del av metod 1) styr, i kontrast till detta, istället grundkonstruktionens storlek. Dock används inte endast uppsättning C i någon av de i NA föreskrivna metoderna 2 och 3. Istället görs en kompromiss av förfarandet i metod 1 enligt nedan.

Metod 3

Här föreskrivs man kombinera dimensionerande värden på geotekniska laster ifrån uppsättning C, med dimensioneringsvärden på andra laster på eller från bärverket enligt uppsättning B (d.v.s. en kompromiss av förfarandet i metod 1). Även detta är en nationellt föreskriven metod.

Enligt Elisabeth Helsing på Boverket har man efter provtagningar för geotekniska problem i Sverige funnit att tillämpningen av partialkoefficienten γ_{sd} lett till orealistiska dimensioneringsvärden för den totala lasteffekten. Man har med metod 3 uteslutit denna från lasteffekten av geotekniska laster, men däremot inte för övriga laster på eller från bärverket. Boverket har alltså rekommenderat denna metod för att uppnå ett mer realistiskt alternativ till förfarandet att kontrollera uppsättning B och C separat.

1.5 Bruksgränstillstånd

Ett bruksgränstillstånd definieras som det gränstillstånd som berör bärverkets eller bärverksdelarnas funktion vid normal användning, människors välbefinnande samt byggnadsverkets utseende.

Allmänt gäller att det kan vara acceptabelt att ett bruksgränstillstånd överskrids tillfälligt eller kortvarigt men oacceptabelt om det är permanent. Därför skiljer man på *irreversibla* resp. *reversibla* bruksgränstillstånd, se 1.5.2 för mer information.

1.5.1 Verifieringar

Det skall verifieras att:

$$E_d \leq C_d \quad (1.16)$$

där C_d är det dimensionerande gränsvärdet för det aktuella brukbarhetskriteriet.
 E_d är dimensioneringsvärdet för de lasteffekter som specificeras i brukbarhetskriteriet, bestämd utgående från den aktuella lastkombinationen.

Anm: C_d ses som en last i ett gränstillstånd och när den lasten överskrids uppstår en olägenhet, se även 1.5.2.

1.5.2 Brukbarhetskriterier

Krav gällande brukbarhet bör specificeras för varje byggprojekt efter överenskommelse med byggherren och inga nationella brukbarhetskriterier är definierade i nationell bilaga. Dessa krav kan vara att deformationerna inte ska påverka byggnadens utseende, brukarnas välbefinnande eller bärverkets funktion inklusive funktionen hos maskiner och installationer. Det som främst påverkar brukarnas välbefinnande är förekomsten utav vibrationer och svängningar hos bärverket. Kriterierna i fråga kan sedan användas för verifiering mot antingen en eller flera av lastkombinationerna enligt 1.5.3.

Om ett *irreversibelt* bruksgränstillstånd överskrids så uppkommer en permanent skada, t.ex. om nedböjningen för ett betongbjälklag ger upphov till sprickbildning. Om ett *reversibelt* bruksgränstillstånd överskrids uppkommer en tillfällig skada eller olägenhet, t.ex. en tillfällig stor nedböjning av en balk som följd av kortvarig hög last. Ett annat exempel är vibrationer.

1.5.3 Dimensionerande lastkombinationer

För bruksgränstillstånd anges, i EN 1990:6.5.3, tre lastkombinationer. Dessa bör användas för att se till att alla funktions- och brukbarhetskriterier uppnås. Dessa är *karaktäristisk, frekvent* samt *kvasipermanent kombination*. För samtliga gäller att $G_{kj,sup}$ och $G_{kj,inf}$ bör användas för ogynnsamma resp. gynnsamma permanenta laster i de fall åtskillnad måste göras dem emellan, se kapitel 2.1.

Enligt avsnitt 1.1.2.2 har *representativa värden* hos variabla laster en likartad benämning som nedan i kapitel 1.5.3 för lastkombinationerna i olika bruksgränstillstånd. Trots detta har de ingen koppling till varandra.

Generellt sett gäller för bruksgränstillstånd att partialkoefficienter för laster ($\gamma_{F,i}$) sätts till 1,0 såvida inte annat anges EN 1991 t.o.m. EN 1999.

1.5.3.1 Karakteristisk kombination

Den karakteristiska kombinationen används för *irreversibla bruksgränstillstånd* (BKR: *permanent skada*) vilket kan liknas vid *lastkombination 8* i BKR där en variabel huvudlast väljs och övriga sätts till sitt representativa värde. Denna verifieras gentemot brukbarhetskriterium för permanent skada, se 1.5.2 för exempel.

$$E_d = E\{G_{k,j}; P; Q_{k,1}; \psi_{0,i} Q_{k,i}\} j \geq 1; i > 1 \quad (1.17a)$$

Där uttrycket inom parentes $\{ \}$ kan uttryckas som:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P_k + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (1.17b)$$

1.5.3.2 Frekvent kombination

Den frekventa kombinationen används för reversibla gränstillstånd och kan till viss del jämföras med lastkombination 9 i BKR men den hade ingen hänsyn till långtidseffekter. Enligt formel 1.18a samt 1.18b nedan framgår det att det frekventa värdet tillämpas för en variabel huvudlast medan det kvasipermanenta värdet väljs för övriga variabla laster, och därmed beaktas långtidseffekter i detta samband i viss mån. Då är motsvarande brukbarhetskriterium definierat av reversibla bruksgränstillstånd (BKR: tillfällig olägenhet), se 1.5.2 för exempel.

$$E_d = E\{G_{k,j}; P; \psi_{1,1} Q_{k,1}; \psi_{2,i} Q_{k,i}\} j \geq 1; i > 1 \quad (1.18a)$$

Där lastkombinationen inom parenteserna { } kan uttryckas som:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P_k + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (1.18b)$$

1.5.3.3 Kvasipermanent kombination

I den kvasipermanenta lastkombinationen sätts samtliga variabla laster till sina kvasipermanenta värden. Detta används för verifieringar där brukbarhetskriteriet definieras av långtidseffekter såsom krypning eller effekter som i övrigt påverkar bärverkets utseende. Den motsvaras i BKR av "Lastkombination vid långtidsdeformationer" där samtliga variabla laster har sitt långtidsvärde, d.v.s. $\psi_1 Q_k$.

$$E_d = E\{G_{k,j}; P; \psi_{2,i} Q_{k,i} \mid j \geq 1; i > 1\} \quad (1.19a)$$

Där uttrycket inom parenteserna { } kan uttryckas som:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (1.19b)$$

2 Laster

I detta kapitel redogörs för nationellt anpassade metoder för att beräkna dimensioneringsvärden för de lasttyper som berörs i denna rapport, se 1.1.2. Principer och råd eller värden är för kapitlen egentygnd och nyttig last tagna ur EN 1991-1-1 och nationell bilaga om inga övriga referenser görs. För snölast och vindlast är det motsvarande observerat ur EN 1991-1-3 resp. EN 1991-1-4 och deras nationella bilagor.

2.1 Egentyngd

Det finns i Eurokoden nya riktlinjer för att kunna ta hänsyn till de fall där egentygnden varierar med tiden eller i rummet. Här följer ett urval av principer och råd ur både EN 1990 samt EN 1991-1-1. Beteckningen G_k (d.v.s. karakteristiskt värde) kan användas då variationen med tiden kan anses vara liten men för de fall där den anses vara för stor ska ett övre eller undre gränsvärde på lasten (t.ex. fuktig resp. torr betong), $G_{k,sup}$ resp. $G_{k,inf}$ (*superior* resp. *inferior*), tillämpas. Ett undantag från detta är att konstruktioner som är extra känsliga för variationer i rummet (d.v.s. ojämn fördelning av egentygnden längs med bärverket), t.ex. bågkonstruktioner, alltid ska tillämpa dessa gränsvärden oavsett om variationerna kan anses vara små med tiden. $G_{k,inf}$ är 5-procentsfraktilen och $G_{k,sup}$ är 95-procentsfraktilen av den statistiska fördelningen av egentygnden, som kan anses vara normalfördelad. I lastkombinationer ska hänsyn även tas till om egentygnden verkar gynnsamt eller ogynnsamt och för extra känsliga verifieringar ska den delas upp i separata laster från punkt till punkt på bärverket, som nämnt i kapitel 1.4.3.

I EN 1991-1-1 finns en rad tabeller med värden på tunghet och rasvinklar hos allt ifrån byggnadsmaterial till lagervaror, t.ex. frukt och grönsaker. Detta är ett hjälpmedel för att ge mer representativa beräkningar av permanent last.

2.2 Variabla laster

2.2.1 Nyttig last

Den största skillnaden mellan Eurokoderna och BKR när det gäller nyttig last är att all nyttig last normalt ska klassificeras som variabel fri last, d.v.s. det finns inte längre någon uppdelning i en fri och bunden lastdel i de karakteristiska värdena för nyttig last i olika lokaltyper eller respektive lastreduktionsfaktorer under avsnitt 1.4.2.1 t.o.m. 1.4.2.3. Detta gäller vid dimensionering av ett bjälklag inom ett enstaka våningsplan och då ska den nyttiga lasten placeras på den mest ogynnsamma delen av influensytan, vilket är möjligt när hela den nyttiga lasten anses vara fri. För exempelvis ett

kontinuerligt bjälklag får det effekten att man erhåller ett större böjmoment i fält än vad man tidigare fått enligt BKR. Den bundna delen gav i BKR en gynnsam effekt för detta fältmoment, se exempel 2.1.

Exempel 2.1

En jämförelse mellan maximalt fältmoment för en kontinuerlig balk i två fack, i säkerhetsklass 2, enligt BKR och Eurokod ska göras med avseende på effekten av nyttig huvudlast i kontorslokaler i ett plan. Egentyngder är ej inräknade. Som framgår av figur 2.1 är den fria nyttiga lasten placerad så ogynnsamt som möjligt. Max fältmoment ges enligt elementarlastfall^[10] för både BKR och EK. Beräkning enligt BKR sker med superponering och kombination av två olika elementarlastfall, en med fältmoment i fack 1 som funktion av bunden del av last och addition av fältmoment i fack 1 som funktion av fri del av last i samma fack. För BKR tillämpas lastkombination 1 och för EK kombination B2. $L = 6$ m och $b_{infl} = 6$ m.

EK

$$q_{d,fack1} = \gamma_{Qk,1} \cdot \gamma_{d,SK2} \cdot Q_k \cdot b_{infl} = 1,5 \cdot 0,91 \cdot 2,5 \cdot 6 = 20,48 \text{ kN/m}$$

$$M_{fält}^{[10]} = \text{konstant} \cdot q_{d,fack1} \cdot L^2 = 0,0957 \cdot 20,48 \cdot 6^2 = \underline{70,54 \text{ kNm}}$$

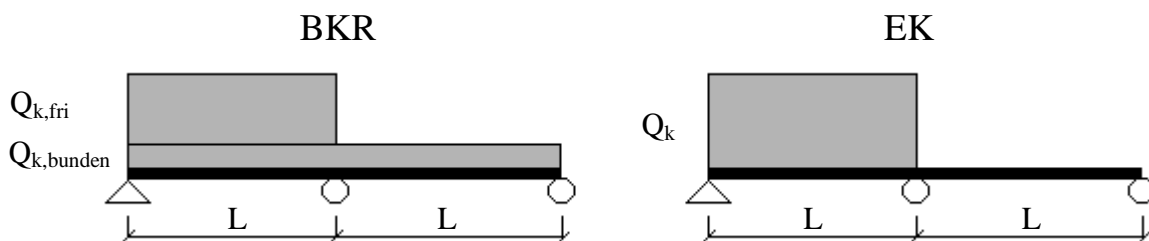
BKR

$$q_{d,fri} = \gamma_f \cdot Q_{k,fri} \cdot b_{infl} = 1,3 \cdot 1,5 \cdot 6 = 11,70 \text{ kN/m}$$

$$q_{d,bunden} = \gamma_f \cdot Q_{k,bunden} \cdot b_{infl} = 1,3 \cdot 1,0 \cdot 6 = 7,80 \text{ kN/m}$$

Maximalt fältmoment uppstår i det vänstra facket (fack 1).

$$M_{fält}^{[10]} = M_{f,fri} + M_{f,bunden} = \text{konstant} \cdot q_{d,fri} \cdot L^2 + \text{konstant} \cdot q_{d,bunden} \cdot L^2 = 0,0957 \cdot 11,70 \cdot 6^2 + 0,0703 \cdot 7,80 \cdot 6^2 = \underline{60,05 \text{ kNm}}$$



Figur 2.1 – Principiell illustration av hur bunden resp. fri lastdel placeras.

Notera att bärförmågan för SK2 i BKR reduceras med 1,1 som inte är beaktat i denna jämförelse. Principen med att ha en del av nyttig last som fri och en del som bunden är gynnsam för fältmomentet med tanke på att konstanten enligt elementarlastfallen^[10] är mindre för den jämnt utbredda lastdelen.

Dock så gäller vid dimensionering av pelare och väggar och vid fallet med fler än ett våningsplan att den totala nyttiga lasten kan antas vara jämnt fördelad. För olika brottgränstillstånd kan det då se ut enligt:

- I brottgränstillståndet EQU (uppsättning A) vill man dimensionera ett grundfundament så att en ytterpelare inte kan utsättas för lyftning. Har man t.ex. ett kontinuerligt bjälklag i två fack och placerar den nyttiga lasten endast i ett fack erhålls en negativ stödreaktion d.v.s. lyftkraft i den ytterpelaren längst bort ifrån det belastade facket^[10]. Som förklarat i avsnitt 1.4.5 för dimensionerande lastkombinationer får permanenta laster reduceras med avseende på $\gamma_{Gj,inf}$ då de verkar gynnsamt (stabiliserande), vilket hade varit applicerbart på egentyngden i det fack närmast den pelaren vars grundfundament skulle dimensioneras. Däremot skulle i detta fall egentyngden ökats i det andra facket (där den nyttiga lasten också verkar) eftersom den verkar ogynnsamt där.
- I brottgränstillståndet STR (uppsättning B) d.v.s. för verifiering av bärförmåga, t.ex. hos en mittpelare eller mittvägg, ska man placera den nyttiga lasten jämnt utbredd över hela bjälklaget ovanför (eller åtminstone över hela influensytan). Då uppnås så ogynnsamma normalkrafter (stödreaktioner) som möjligt vid lastnedräkningen^[10]. Därmed är pelaren eller väggens hållfasthet avgörande.

I de fall den nyttiga lasten verkar samtidigt med andra variabla laster ska den totala nyttiga lasten i ett lastfall betraktas som en enda last. Detta leder vid lastnedräkning till exempelvis en pelare att den karakteristiska nyttiga lasten för varje våningsplan ovanför summeras och därefter kontrolleras som huvudlast eller samverkande last efter insättning i lastkombinationer (i avsnitt 1.4.5). En stor skillnad här är att när man i BKR betraktade den nyttiga lasten som huvudlast fick den huvudlastvärdet för en våning medan övriga fick vanligt värde, vilket inte görs i Eurokoden. Den ses istället som antingen huvudlast för alla plan eller samverkande för alla plan. Reduktion av nyttig last görs därefter med avseende på belastad yta och antal belastade våningar som beskrivs i kapitel 1.2.1.4, och där kan reduktionerna enligt Eurokoden vara gynnsammare.

2.2.1.1 Lokalklassificering

I tabell 2.1 följer förteckningen över lokaltyper och deras indelning enligt Eurokoden. Jämfört med BKR är exempelförteckningen mer utvecklad men det finns fortfarande en del definitioner och exempel som överensstämmer.

Uppdelningen är dock annorlunda; Kategori A och C motsvaras i BKR av kategori 1 och 2, d.v.s. *vistelse* resp. *samlingslast*. Den senare har man

numera fem underkategorier till, med olika tillhörande lastreduktionsfaktorer ψ , för att verktygen ska finnas för att kunna skapa en mer representativ lastmodell. Kategori 3 i BKR för *trängsellast* är integrerad i kategori C5.

Utöver nedanstående kategorier finns det även ytterligare kategorier E-H där E är för lagerutrymmen och industrier, F och G för lokaler med fordonstrafik och H för yttertak. Hänvisning görs till EN 1991-1-1 samt NA för mer information om dessa kategorier.

Tabell 2.1 – Kategorier beroende på användningsområden ur EN 1991-1-1

Kategori	Användningsområden	Exempel
A	Bostäder o. dyl.	Rum i flerbostadshus och villor; sovrum och vårdssalar i sjukhus; sovrum i hotell och vandrarhem, kök och toaletter.
B	Kontorslokaler	
C	Lokaler där människor kan samlas (med undantag av sådana utrymmen som definieras under kategorierna A, B och D)	<p>C1: Utrymmen med bord etc., t.ex. Lokaler i skolor, caféer, restauranger, matsalar, läsrum, receptioner.</p> <p>C2: Utrymmen med fasta sittplatser, t.ex. kyrkor, teatrar eller biografier, konferenslokaler, föreläsningssalar, samlingslokaler, väntrum samt väntssalar på järnvägsstationer.</p> <p>C3: Utrymmen utan hinder för människor i rörelse, t.ex. museer, utställningslokaler, etc. samt kommunikationsutrymmen i offentliga byggnader, hotell, sjukhus och järnvägsstationer.</p> <p>C4: Utrymmen där fysiska aktiviteter kan förekomma, t.ex. danslokaler, gymnastiksal, teaterscener.</p> <p>C5: Utrymmen där stora folksamlingar kan förekomma, t.ex. i byggnader avsedda för offentliga sammankomster så som konserthallar, sporthallar inklusive ståplatsläktare, terrasser samt kommunikationsutrymmen och plattformar till järnvägar.</p>
D	Affärslokaler	<p>D1: Lokaler avsedda för detaljhandel</p> <p>D2: Lokaler i varuhus</p>
<p>Anpassningar enligt NA:</p> <p>Utrymmen i kategori C2 hänförs till kategori C5 om:</p> <ul style="list-style-type: none"> - de fasta sittplatserna utan betydande svårighet kan avlägsnas och om utrymmet är av sådan art att stora folksamlingar kan förekomma - byggherren beslutar om det <p>Kategori A kompletteras med följande två underkategorier:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Vindsbjälklag I: Bjälklag i vindsutrymmen med minst 0,6 m fri höjd och med fast trappa till vinden - Vindsbjälklag II: Bjälklag i vindsutrymmen med minst 0,6 m fri höjd och med tillträde genom lucka med max storlek 1·1 m. 		

2.2.1.2 Lastvärden

I tabell 2.2 nedan följer av Eurokoden föreskrivna intervaller för karakteristiska och jämnt utbredda (tolka ej detta som att den är bunden) nyttiga laster samt koncentrerade punktlaster. I Eurokoden sägs att där intervaller ges ska värdena fastställas i den nationella bilagan och i tabell 2.2 görs en jämförelse mellan rekommendationerna och de nationella valen.

Tabell 2.2 – Nyttig last på bjälklag, balkonger och trappor i byggnader samt NDP-värden, Nationally determined parameters, ur den nationella bilagan

Kategori	EN 1991-1-1		NDP	
	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]
A				
- Bjälklag	1,5 - <u>2,0</u>	<u>2,0</u> - 3,0	2,0	2,0
- Trappor	<u>2,0</u> - 4,0	<u>2,0</u> - 4,0	2,0	2,0
- Balkonger	<u>2,5</u> - 4,0	<u>2,0</u> - 3,0	3,5	2,0
- Vindsbjälklag I	-	-	1,0	1,5
- Vindsbjälklag II	-	-	0,5	0,5
B	2,0 - <u>3,0</u>	1,5 - <u>4,5</u>	2,5	3,0
C				
- C1	2,0 - <u>3,0</u>	3,0 - <u>4,0</u>	2,5	3,0
- C2	3,0 - <u>4,0</u>	2,5 - 7,0 (<u>4,0</u>)	2,5	3,0
- C3	3,0 - <u>5,0</u>	<u>4,0</u> - 7,0	3,0	3,0
- C4	4,5 - <u>5,0</u>	3,5 - <u>7,0</u>	4,0	4,0
- C5	<u>5,0</u> - 7,5	3,5 - <u>4,5</u>	5,0	4,5
D				
- D1	<u>4,0</u> - 5,0	3,5 - 7,0 (<u>4,0</u>)	4,0	4,0
- D2	4,0 - <u>5,0</u>	3,5 - <u>7,0</u>	5,0	7,0
<ul style="list-style-type: none"> - <u>Understrukna</u> värden är av europastandarden rekommenderade värden. - Ett värde i fet stil motsvarar i NDP det av EN 1991-1-1 <u>rekommenderade</u> värdet. - <i>Kursiverade</i> kategorier, d.v.s. <i>Vindsbjälklag I</i> och <i>II</i>, är kompletterande underkategorier tagna ur den nationella bilagan som anses vara nödvändiga för svenska förhållanden. 				

Som nämnt under 2.2.1 ska nyttig last i de flesta fall klassificeras som variabel fri last. Överlag har värdet på den bundna resp. fria delen, enligt definition i BKR, summerats och utgörs nu istället av ett samlingsvärde för karakteristisk nyttig last (som ses som fri). Dock stämmer inte värdena överens helt för alla kategorier eftersom uppdelningen är annorlunda men för t.ex. Kategori A gör den det där BKR hade 1,5 kN/m² för fri del och 0,5 kN/m² för bunden del och där Eurokoden har 2,0 kN/m². Vad det får för effekt när man även ska se till lastreduktionsfaktorn i just denna jämförelse framgår i kapitel 2.2.1.3.

2.2.1.3 Lastreduktionsfaktorer

Till de olika lastkategorierna för nyttig last finns tillhörande lastreduktionsfaktorer ψ_0 , ψ_1 samt ψ_2 , här illustrerat i tabell 2.3, för att kunna ta fram den nyttiga lastens samverkande värden i lastkombinationer. Se avsnitt 1.1.2.2 för definitioner av de olika samverkande värdena. I dagsläget finns inga nationella parametrar för lastreduktionsfaktorer för nyttig last i Eurokoderna.

Tabell 2.3 – Rekommenderade värden enl. EN 1991-1-1 för reduktionsfaktorer för nyttig last i byggnader

Kategori	ψ_0	ψ_1	ψ_2
A: rum och utrymmen i bostäder o. dyl.	0,7	0,5	0,3
B: kontorslokaler	0,7	0,5	0,3
C: samlingslokaler o. dyl.	0,7	0,7	0,6
D: affärslokaler o. dyl.	0,7	0,7	0,6
E: lagerutrymmen o. dyl.	-	-	-
F: utrymmen med fordonstrafik, fordonstyngd ≤ 30 kN	0,7	0,7	0,6
G: utrymmen med fordonstrafik, $30\text{kN} \leq$ fordonstyngd $\leq 160\text{kN}$	0,7	0,5	0,3
H: yttertak	0	0	0

Enligt 1.1.2.2 motsvaras ψ_0 av ψ i BKR. Det fanns två olika ψ -faktorer för nyttig last i BKR, en för den fria och en för den bundna delen. För att man ska kunna jämföra dessa faktorer i BKR med reduktionsfaktorn för kombinationsvärdet i Eurokoden kan man göra en sammanvägning enligt exempel 2.2 för kategori A, d.v.s. kategori för *vistelse*last i BKR.

Exempel 2.2

Det vanliga värdet för nyttig last ges i BKR enligt $q_{\text{vanligt}} = 1,0 \cdot (1 \cdot 0,5 + 0,33 \cdot 1,5) = 1 \text{ kN/m}^2$. Eftersom det karakteristiska värdet i Eurokoden är $2,0 \text{ kN/m}^2$ för nyttig last i kategori A och värdet på partialkoefficienten för samverkande variabla laster är 1,5 (se avsnitt 2.4.5) fås ett värde på $3,0 \text{ kN/m}^2$ innan reduktion m.a.p. ψ_0 . Då skulle man behöva reducera det värdet med en fiktiv faktor $\psi_x = 1,0/3,0 = 0,33$ för att uppnå det vanliga värdet enligt BKR. Eurokoden reducerar här istället med 0,7 så kombinationsvärdet blir $q_n = 3,0 \cdot 0,7 = 2,1 \text{ kN/m}^2$.

Då står det klart att det samverkande värdet, eller kombinationsvärdet, enligt Eurokoden kommer att bli högre, d.v.s. mer än dubbelt så stort. Dock är reglerna kring reduktion m.a.p. belastad yta och antal våningsplan annorlunda, se avsnitt 2.2.1.4.

2.2.1.4 Reduktion m.h.t. belastad area och antal våningar

Nyttig last i byggnader får reduceras både med hänsyn till belastad area genom α_A samt antal belastade våningsplan genom α_n . Förstnämnd faktor kan reducera nyttig last från en enskild kategori och beror på den area som bärs upp av den aktuella bärverksdelen. Faktorn α_n tillämpas då nyttig last från flera våningsplan ska räknas ned i t.ex. en pelare eller vägg.

Det rekommenderade värdet på reduktionsfaktorn α_A för kategorierna A t.o.m. E bestäms enligt:

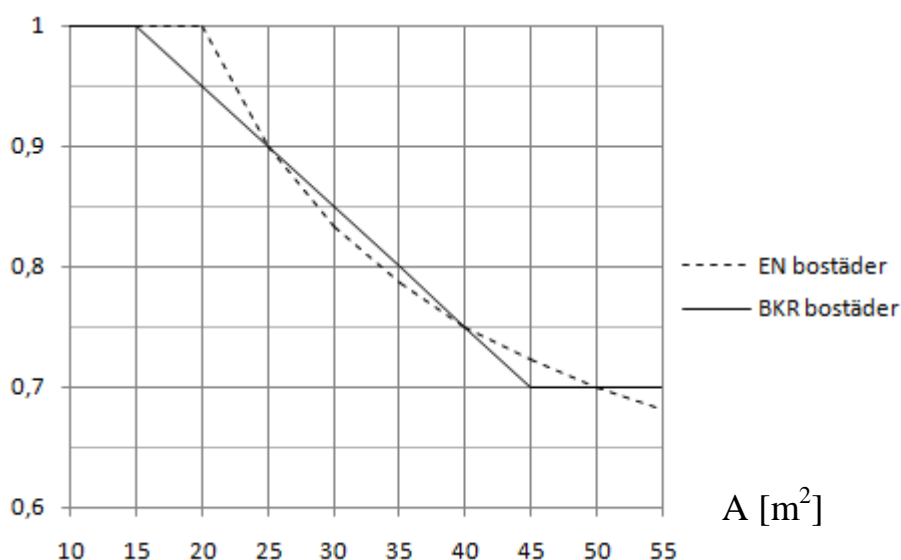
$$\alpha_A = \frac{5}{7}\psi_0 + \frac{A_0}{A} \leq 1,0 \quad (2.1)$$

där ψ_0 är reduktionsfaktorn som anges i tabell 2.3.
 A_0 är referensarean på 10m^2 .
 A är belastad area.

Anm: För kategorierna C och D gäller begränsningen $\alpha_A \geq 0,6$.

Reduktion med avseende på belastad yta enligt (2.1) får tillämpas även för de fall där den nyttiga lasten betraktas som en samverkande last (d.v.s. ej huvudlast) som allmänt betecknas ψQ_k . Detta trots att ψ_0 redan ingår i (2.1).

Skillnaderna på denna reduktion mellan BKR och Eurokoden illustreras av figur 2.2, för kategori A i EN 1991-1-1 och vistelselast i BKR. Värdet på α_A i EK går mot gränsvärdet 0,5 då $A \rightarrow \infty$ och BKR stannar vid 0,7 för större ytor.



Figur 2.2 – Reduktion som funktion av den belastade ytan inom ett våningsplan enligt EK och BKR.

För pelare och väggar gäller att när nyttig last från fler än två våningsplan ovanför belastad bärverksdel ska beräknas kan den totala nyttiga lasten reduceras med faktorn α_n under förutsättningen att utrymmena klassificerats i kategorierna A till D, enligt tabell 2.1. En viktig skillnad är att BKR inte gav någon direkt faktor för denna reduktion utan riktlinjerna var istället att man vid lastnedräkning bara behöver ta med en våning med den nyttiga lasten som huvudlast, tre våningar med nyttig last med ”vanligt” värde och endast den bundna delen av lasten för resterande våningsplan.

Faktorn α_n avser att ta hänsyn till sannolikheten för att det karakteristiska värdet på den nyttiga lasten ska uppnås på flera våningsplan samtidigt. α_n går mot gränsvärdet ψ_0 då $n \rightarrow \infty$. Reduktionsfaktorn fås genom:

$$\alpha_n = \frac{2 + (n - 2)\psi_0}{n} \quad (2.2)$$

där n är antalet våningar av samma kategori ovanför belastad bärverksdel, $n \geq 2$.
 ψ_0 är reduktionsfaktorn för kombinationsvärdet som anges i tabell 2.3.

För de fall där den nyttiga lasten betraktas som en samverkande last får man endast använda en av faktorerna ψ_0 och α_n för reduktion. Då får den faktor som ger gynnsammast reduktion tillämpas, vilket alltid blir ψ_0 .

Motsatsen till det ovanstående är när den nyttiga lasten är huvudlast, som ju oftast är fallet för större bostadskomplex. Eftersom lastkombinationerna i Eurokoden (se 1.4.5) aldrig reducerar en huvudlast med avseende på ψ_0 är denna reduktion inte tillåten, men dock får α_n tillämpas, se exempel 2.3 och 2.4.

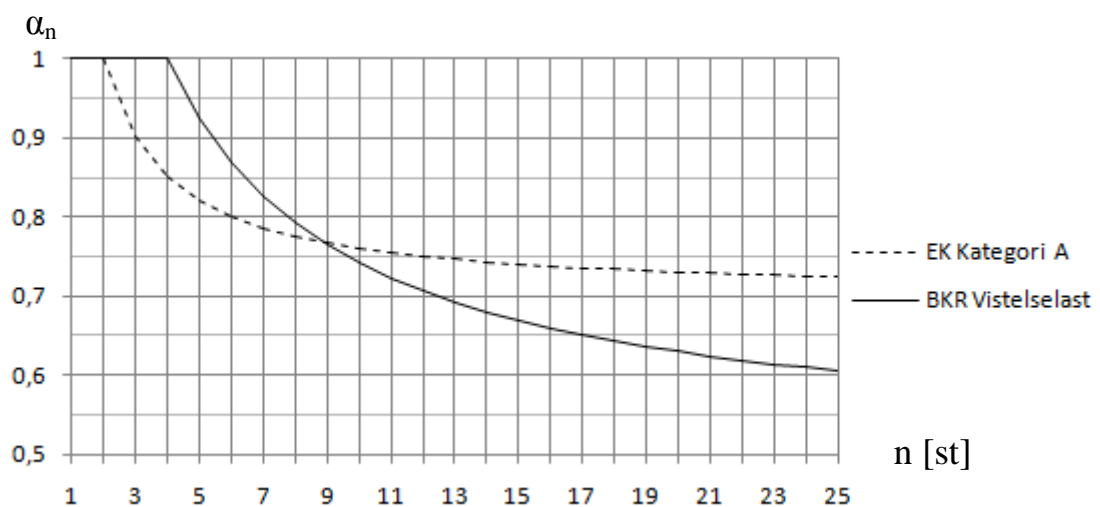
Exempel 2.3

För ett höghus med 20 våningar bostäder (d.v.s. kategori A med $n = 19$ st och $\psi_0 = 0,7$) ses den totala nyttiga lasten för alla våningsplan som huvudlast i lastmodellen. Om lasten ska ner till en ytterpelare i bottenplanet blir reduktionen $\alpha_n = (2 + (19 - 2) \cdot 0,7) / 19 = 0,73$ på den totala nyttiga lasten i lastkombinationer.

Detta får effekten att ju fler våningar, desto närmare kommer värdet på den nyttiga lasten kombinationsvärdet trots att den var huvudlast i utgångsläget. Detta bygger även på att partialkoefficienten för laster och lastkombinationer i avsnitt 1.4.5 har samma värde för huvudlaster som för samverkande laster. Det uttrycks tydligare i det avsnittet.

En rättvis jämförelse kan göras om man ansätter en fiktiv faktor för reduktionen i BKR som en kvot mellan den reducerade lasten och den maximala lasten. Den reducerade lasten, efter riktlinjerna i BKR som beskrivits på föregående sida, ställs alltså mot den maximala lasten som är när både fri och bunden del av nyttig last ingår i varje våningsplan (dock fortfarande med huvudlast på ett plan och vanligt värde på övriga). Notera då att för $n \leq 4$ får den reducerade lasten samma värde som den maximala lasten.

Som framgår av figur 2.3 sker brytpunkten vid $n = 9$, d.v.s. ett bostadshus i 10 plan (eftersom $n = 9$ är ovanför belastad bärverksdel och därmed är inte bottenplanet inkluderat), och fram tills dess är Eurokoden gynnsammare med avseende på reduktionsfaktorn.



Figur 2.3 – Reduktionsfaktorn α_n som funktion av antal våningsplan n ovanför belastad bärverksdel enligt BKR och EK.

På nästa sida följer en jämförelse mellan reducerade lastvärden för nyttig last vid lastnedräkning till en pelare i Eurokoden och BKR.

Exempel 2.4

För ett bostadshus med många våningar ska en jämförelse mellan värdena på nyttig last i kN mellan EK och BKR göras för en pelare med 1 m^2 influensarea ($A_{\text{infl}} = 1 \text{ m}^2$) för ökande antal våningsplan i intervallet 1-10. Här beaktas ej reduktionen m.a.p. belastad yta (vilket dock ofta har observerats kan vara gynnsammare i Eurokoden). Pelaren som ska kontrolleras är i säkerhetsklass 3 och den nyttiga lasten väljs som huvudlast. Reduktionsfaktorn ψ är 0,7 för både EK och BKR.

Både lastkombination B1 och B2 måste kontrolleras (enligt avsnitt 2.4.4). Man väljer i denna jämförelse att inte beakta att BKR har 1/1,2 gånger mindre bärförmåga än EK för SK 3. I SK 3 är $\gamma_d = 1,0$ och lasterna reduceras därför inte m.h.t. säkerhetsklass. Funktionerna ser ut som följande:

EK Lastkombination B1

$$F_d = \gamma_{Q,i} \cdot \psi_0 \cdot Q_{k,\text{nyttig}} \cdot n = 1,5 \cdot 0,7 \cdot 2,0 \cdot n = 2,1n \text{ där } n = \{1,2,\dots,10\}.$$

EK Lastkombination B2

$$F_d = \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,\text{nyttig}} \cdot n \alpha_n = 1,5 \cdot 2,0 \cdot n \alpha_n = 3,0 \cdot n \alpha_n, \quad \alpha_n = \frac{0,6 + 0,7n}{n} \text{ och } n = \{1,2,\dots,10\}.$$

BKR Lastkombination 1

BKR ger endast en reduktion för $n > 4$. Därför är funktionen indelad efter intervallen nedan enligt:

- $1 \leq n \leq 4$:

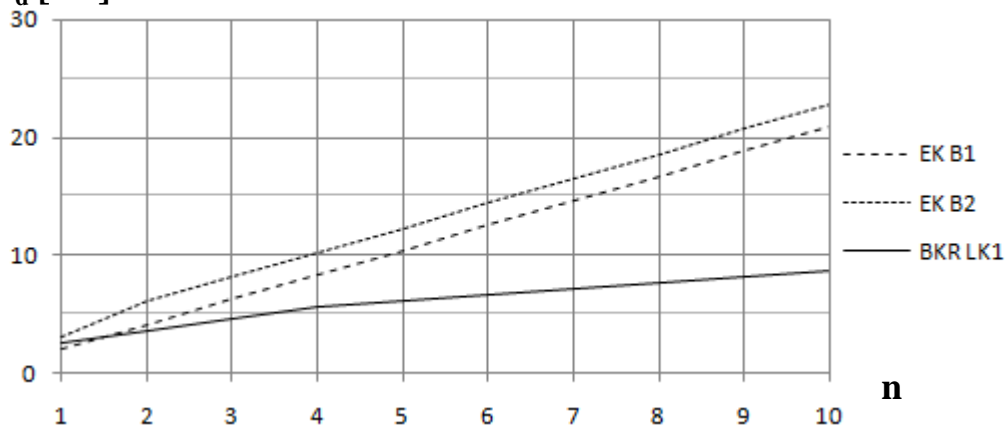
$$F_d = 1,3(q_f + q_b) + (n-1)(\psi_f q_f + \psi_b q_b) = 1,3(1,5 + 0,5) + (n-1)(0,33 \cdot 1,5 + 1 \cdot 0,5) = n + 1,6$$

- samt $4 < n \leq 10$:

$$F_d = 1,3(q_f + q_b) + 1,0 \cdot 3(\psi_f q_f + \psi_b q_b) + (\psi_b q_b)(n-4) =$$

$$1,3(1,5 + 0,5) + 1,0 \cdot 3(0,33 \cdot 1,5 + 1 \cdot 0,5) + 1 \cdot 0,5(n-4) = 0,5n + 3,6$$

F_d [kN]



Figur 2.4 – Nyttig last efter reduktion i kN per m^2 influensyta för pelare som funktion av ökande antal våningsplan.

Sett till reduktion av nyttig last m.a.p. belastade antal våningar så kommer alltså skillnaderna bli väldigt stora i höghus.

2.2.2 Snölast

Inledningsvis klassificeras snölast som en variabel och jämnt fördelad bunden last. I Sverige behöver inte exceptionella lastfall gällande snö beaktas, med undantag för exceptionell snödrift som kan tillämpas då byggherren önskar högre tillförlitlighet i ett bärverk som är beläget i öppen terräng där höga vindstyrkor kan förekomma, se bilaga A. Den exceptionella snölasten anses vara en olyckslast där värdet för 50-årssnöfallet fördubblas, vilket enligt den nationella bilagan inte är aktuellt att beakta i Sverige. Följande specialfall finns som rekommendationer att beakta utöver den angivna metoden:

- För platser belägna över 1500 m.ö.h. bör särskild hänsyn tas till de rådande omständigheterna inför varje projekt.
- För platser där snöröjning kan förutses bör omfördelningen av snölasten beaktas.
- För platser där risk finns för regn på snön eller upprepad upptining och frysning bör snölasten ökas, särskilt då takets avvattningsystem riskerar bli blockerat.

2.2.2.1 Snölast på tak med faktorer

Snölasten ska vid varaktig eller tillfällig dimensioneringssituation bestämmas enligt (2.3). Detta gäller under normala förhållanden utan exceptionella snölaster eller snödrifter, se bilaga A för full förståelse av dimensioneringssituationer och lastbilder. Ska exceptionell snödrift beaktas finns ytterligare formfaktorer i bilaga B.

$$s = \mu_i C_e C_t s_k \quad (2.3)$$

där

μ_i	är snölastens formfaktor, se avsnitt 2.2.2.3.
C_e	är exponeringsfaktorn, se (1).
C_t	är en termisk koefficient, se (2).
s_k	är karakteristiskt värde för snölast på mark för aktuell plats [kN/m ²], se tabell 2.6.

P.g.a. att exceptionellt snöfall (men dock exceptionell snödrift) inte behöver beaktas i Sverige så kan ekvation (2.3) användas med eller utan snödrift. I kapitel 2.2.2.3 finns lastbilder och direktiv för detta ändamål.

(1) Exponeringsfaktorn, C_e , baseras på olika topografier enligt:

Tabell 2.4 – Rekommenderade värden på C_e för olika topografier

Topografi	C_e
Vindutsatt ^(a)	0,8
Normal ^(b)	1,0
Skyddad ^(c)	1,2

(a) *Vindutsatt topografi*: plan, öppen terräng, vindexponerad i alla riktningar utan skydd eller med lite skydd av terräng, träd och högre byggnadsverk.

(b) *Normal topografi*: områden där snön endast i undantagsfall blåser av byggnadsverk, avhängigt terräng, andra byggnadsverk eller träd.

(c) *Skyddad topografi*: området för det aktuella byggnadsverket är väsentligt lägre än omgivande terräng eller omgivet av höga träd och/eller omgivet av högre byggnader.

Denna exponeringskoefficient beaktades inte i samma utsträckning i handboken för snö- och vindlast, BFV, då man inte ansåg sig kunna ange värden för exponeringsfaktorn som avvek från 1,0.

(2) Den termiska koefficienten C_t bör användas för att reducera snölasten på tak med hög värmegenomgångskoefficient ($> 1 \text{ W/m}^2\text{K}$) t.ex. vissa glastak. I övriga fall sätts den till 1,0. Råden i BKR fungerade på samma sätt för denna koefficient.

2.2.2.2 Lastreduktionsfaktorer

Samverkande snölast reduceras med reduktionsfaktorn ψ_0 , ψ_1 eller ψ_2 illustrerade i tabell 2.5. Små skillnader i intervallerna kan observeras.

Tabell 2.5 – Värden på reduktionsfaktorn ψ enligt EN-1991-1-3:NA

Lastintervall	EK			BKR
	ψ_0	ψ_1	ψ_2	ψ
$s_k \geq 3 \text{ kN/m}^2$	0,8	0,6	0,2	0,8 (för $s_0 \geq 3 \text{ kN/m}^2$)
$2,0 \leq s_k < 3,0 \text{ kN/m}^2$	0,7	0,4	0,2	0,7 (för $1,5 \leq s_0 < 3,0 \text{ kN/m}^2$)
$1,0 \leq s_k < 2,0 \text{ kN/m}^2$	0,6	0,3	0,1	0,6 (för $1,0 \leq s_0 < 1,5 \text{ kN/m}^2$)

Tabell 2.6^[a] – Karakteristisk snölast på mark för svenska kommuner

Kommun	s _K	Kommun	s _K	Kommun	s _K
Ale	1,5	Eksjö	2,5	Hammarö	2,5
Alingsås	2,0	Emmaboda	2,0	Haninge	2,0
Alvesta	2,0	Enköping	2,0	Haparanda	3,0
Aneby	2,5	Eskilstuna	2,0	Heby	2,0-2,5 ^b
Arboga	2,5	Eslöv	1,5	Hedemora	2,5
Arjeplog	3,0-4,0 ^a	Essunga	2,0	Helsingborg	1,0
Arvidsjaur	3,0			Herrljunga	2,0
Arvika	2,5	Fagersta	2,5	Hjo	2,0
Askersund	2,5	Falkenberg	1,5-2,0 ^b	Hofors	2,5
Avesta	2,5	Falköping	2,0-2,5 ^b	Huddinge	2,0
		Falun	2,5-3,0 ^b	Hudiksvall	3,0-3,5 ^b
Bengtstors	2,5	Filipstad	2,5	Hultsfred	2,5
Berg	3,0-4,5 ^a	Finspång	2,5	Hylte	2,0
Bjurholm	3,0	Flen	2,0	Håbo	1,5
Bjuv	1,5	Forshaga	2,5	Hällefors	3,0
Boden	3,0	Färgelanda	2,0	Härjedalen	3,0-4,5 ^a
Bollebygd	2,0			Härnösand	3,5
Bollnäs	3,0	Gagnef	3,0	Härryda	1,5-2,0 ^b
Borgholm	2,0	Gislaveds	2,0-2,5 ^b	Hässleholm	1,5-2,0 ^b
Borlänge	3,0	Gnesta	2,0	Höganäs	1,0
Borås	2,0-2,5 ^b	Gnosjö	2,0-2,5 ^b	Högsby	2,0-2,5 ^b
Botkyrka	2,0	Gotland	2,5	Hörby	1,5
Boxholm	2,0	Grums	2,5	Höör	1,5
Bromölla	1,5	Grästorp	2,0		
Bräcke	2,5-3,0 ^b	Gullspång	2,5	Jokkmokk	3,0-4,5 ^a
Burlöv	1,0	Gällivare	3,0-4,5 ^a	Järfälla	2,0
Båstad	1,5	Gävle	2,5-3,0 ^b	Jönköping	2,5-3,0 ^b
		Göteborg	1,5		
Dals-Ed	2,0	Götene	2,0	Kalix	3,0
Danderyd	2,0			Kalmar	2,0-2,5 ^b
Degerfors	2,5	Habo	2,5	Karlsborg	2,0
Dorotea	3,0-4,5 ^a	Hagfors	2,5	Karlshamn	1,5-2,0 ^b
		Hallsberg	2,5	Karlskoga	2,5
Eda	2,5-3,0 ^b	Hallstahammar	2,0	Karlskrona	2,0
Ekerö	2,0	Halmstad	1,5-2,5 ^b	Karlstad	2,5

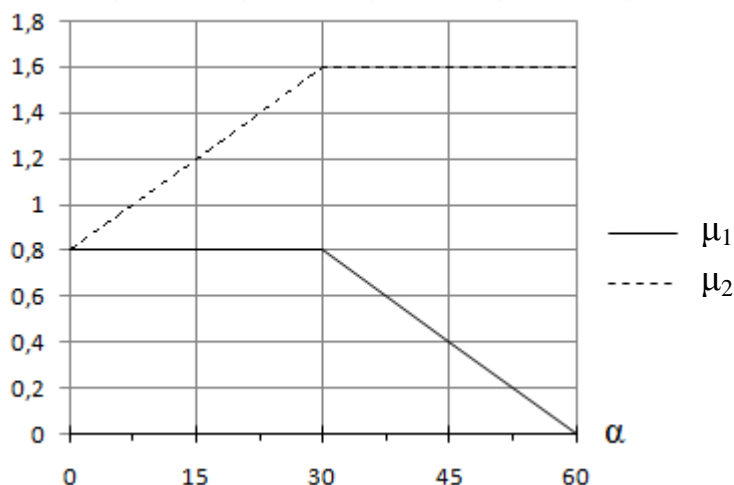
Tabell 2.6^[a] forts. – Karakteristisk snölast på mark för svenska kommuner

Kommun	s _K	Kommun	s _K	Kommun	s _K
Katrineholm	2,0-2,5 ^b	Lund	1,5	Ockelbo	2,5-3,0 ^b
Kil	2,5	Lycksele	3,0-3,5 ^b	Olofström	2,0
Kinda	2,0-2,5 ^b	Lysekil	1,5	Orsa	2,5-3,0 ^b
Kiruna	2,5-4,5 ^b			Orust	1,5
Klippan	1,5	Malmö	1,0	Osby	1,5-2,0 ^b
Knivsta	1,5	Malung	2,5-3,5 ^b	Oskarshamn	2,5
Kramfors	3,0-4,5 ^b	Malå	3,0	Ovanåker	2,5-3,0 ^b
Kristianstad	1,5	Mariestad	2,5	Oxelösund	2,5
Kristinehamn	2,5	Mark	2,0		
Krokom	3,0-5,5 ^a	Markaryd	2,5-3,0 ^b	Pajala	3,0-3,5 ^b
Kumla	2,5	Mellerud	2,0	Partille	1,5
Kungsbacka	1,5	Mjölby	2,0	Perstorp	1,5
Kungsör	2,0	Mora	2,5-3,5 ^b	Piteå	3,0-3,5 ^b
Kungälv	1,5	Motala	2,0-2,5 ^b		
Kävlinge	1,0-1,5 ^b	Mullsjö	2,5	Ragunda	2,5
Köping	2,5	Munkedal	1,5-2,0 ^b	Robertsfors	3,0
		Munkfors	2,5	Ronneby	2,0
Laholm	1,5-3,0 ^b	Möndal	1,5	Rättvik	3,0
Landskrona	1,0	Mönsterås	2,5		
Laxå	2,5	Mörbylånga	2,0	Sala	2,0-2,5 ^b
Lekeberg	2,5			Salem	2,0
Leksand	2,5-3,0 ^b	Nacka	2,0	Sandviken	2,5-3,0 ^b
Lerum	1,5	Nora	2,5-3,0 ^b	Sigtuna	1,5
Lessebo	2,0	Norberg	2,5	Simrishamn	1,5
Lidingö	2,0	Nordanstig	3,0-3,5 ^b	Sjöbo	1,5
Lidköping	2,0	Nordmaling	3,0-3,5 ^b	Skara	2,0-2,5 ^b
Lilla Edet	1,5	Norrköping	2,0-2,5 ^b	Skellefteå	3,0-3,5 ^b
Lindesberg	2,5	Norrtälje	2,0	Skinnskatteb.	2,5-3,0 ^b
Linköping	2,0	Norsjö	3,0	Skurup	1,0
Ljungby	2,0-2,5 ^b	Nybro	2,0-2,5 ^b	Skövde	2,5
Ljusdal	3,0	Nykvarn	2,0	Smedjebacken	3,0
Ljusnarsberg	3,0	Nyköping	2,0-2,5 ^b	Sollefteå	2,5-3,0 ^b
Lomma	1,0	Nynäshamn	2,0-2,5 ^b	Sollentuna	2,0
Ludvika	2,5-3,0 ^b	Nässjö	2,5	Solna	2,0
Luleå	3,0			Sorsele	3,0-3,5 ^a

Tabell 2.6^[a] forts. – Karakteristisk snölast på mark för svenska kommuner

Kommun	s _K	Kommun	s _K	Kommun	s _K
Sotenäs	1,5	Tranemo	2,5	Värmdö	2,0
Staffanstorps	1,0	Tranås	2,5	Värnamo	2,0
Stenungsund	1,5	Trelleborg	1,0	Västervik	2,5-3,0 ^b
Stockholm	2,0	Trollhättan	2,0	Västerås	2,0
Storfors	2,5	Trosa	2,0-2,5 ^b	Växjö	2,0
Storuman	3,0-4,5 ^a	Tyresö	2,0		
Strängnäs	2,0	Täby	2,0	Ydre	2,5
Strömstad	1,5-2,0 ^b	Töreboda	2,0-2,5 ^b	Ystad	1,5
Strömsund	2,5-5,5 ^a				
Sundbyberg	2,0	Uddevalla	1,5	Åmål	2,5
Sundsvall	2,5-3,5 ^b	Ulricehamn	2,5-3,0 ^b	Ånge	2,5-3,0 ^b
Sunne	2,5	Umeå	3,0	Åre	3,5-5,5 ^a
Surahammar	2,0-2,5 ^b	Upplands-Bro	1,5	Årjäng	2,5-3,0 ^b
Svalöv	1,5	Uppl.-Väsby	2,0	Åsele	3,0
Svedala	1,0	Uppsala	2,0	Åstorp	1,5
Svenljunga	2,0-2,5 ^b	Uppvidinge	2,0	Åtvidaberg	2,0-2,5 ^b
Säffle	2,5				
Säter	2,5-3,0 ^b	Vadstena	2,0	Älmhult	2,0
Sävsjö	2,0-2,5 ^b	Vaggeryd	2,0-2,5 ^b	Älvdalen	3,0-3,5 ^a
Söderhamn	3,0	Valdemarsvik	2,5	Älvkarleby	2,5
Söderköping	2,0-2,5 ^b	Vallentuna	2,0	Älvsbyn	3,0
Södertälje	2,0	Vansbro	2,5	Ängelholm	1,5
Sölvesborg	1,5	Vara	2,0		
		Varberg	1,5-2,0 ^b	Öckerö	1,5
Tanum	1,5	Vaxholm	2,0	Ödeshög	2,0
Tibro	2,0	Vellinge	1,0	Örebro	2,5
Tidaholm	2,0-2,5 ^b	Vetlanda	2,0-2,5 ^b	Örkelljunga	1,5-2,0 ^b
Tierp	2,5	Vilhelmina	3,0-5,5 ^a	Örnsköldsvik	3,0-3,5 ^b
Timrå	3,0-3,5 ^b	Vimmerby	2,5	Östersund	2,0-3,5 ^b
Tingsryd	2,0	Vindeln	3,0	Österåker	2,0
Tjörn	1,5	Vingåker	2,0-2,5 ^b	Östhammar	2,0-2,5 ^b
Tomelilla	1,5	Vårgårda	2,0	Östra Göinge	1,5
Torsby	2,5-3,5 ^b	Vänernborg	2,0	Överkalix	3,0-3,5 ^b
Torsås	2,0	Vännäs	3,0	Övertorneå	3,0-4,5 ^b

EN 1991-1-3:5.3
2.2.2.3 Formfaktorer
Figur 2.5 redogör för formfaktorens värden för pulpet- samt sadeltak som funktion av taklutningen α . För formfaktorer gällande andra takformer se EN 1991-1-1:5.3.4 t.o.m. 5.3.6.

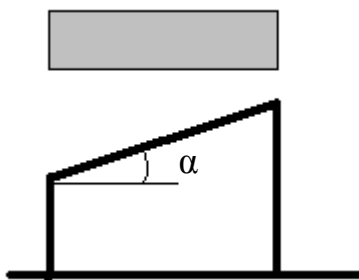


Figur 2.5 – Formfaktorer för pulpet- och sadeltak.

Ann: μ_2 gäller inte för individuella pulpet- resp. sadeltak med rektangulär planform utan för specialfall såsom multipeltak eller flernivåtak.

Pulpettak

Den formfaktor μ_1 som skall användas för pulpettak ges i figur 2.5 och lastbilden illustreras i figur 2.6.

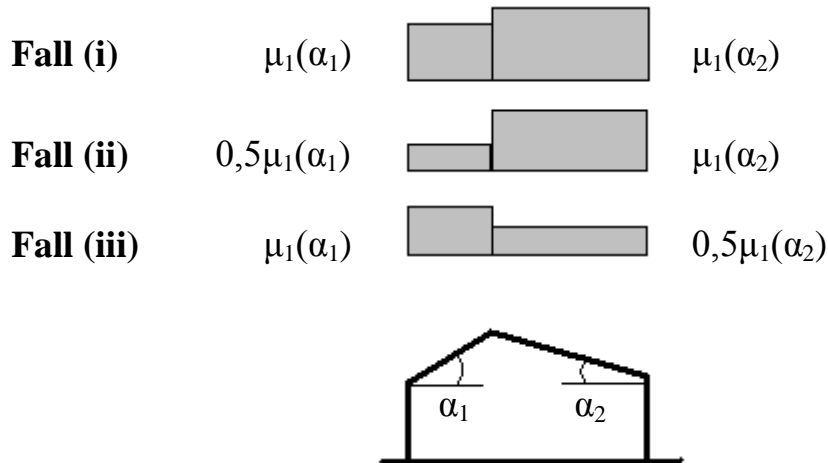


Figur 2.6 – Lastbild för snölast på pulpettak.

Lastbilden i figur 2.6 bör användas både för snölast som är opåverkad och påverkad av snödrift.

Sadeltak

Värdet på formfaktorn μ_1 som gäller för sadeltak ges i figur 2.5 och lastbilden illustreras nedan i figur 2.7. För tak med snörasskydd eller andra hinder vid t.ex. takfoten bör inte ett värde lägre än 0,8 väljas.

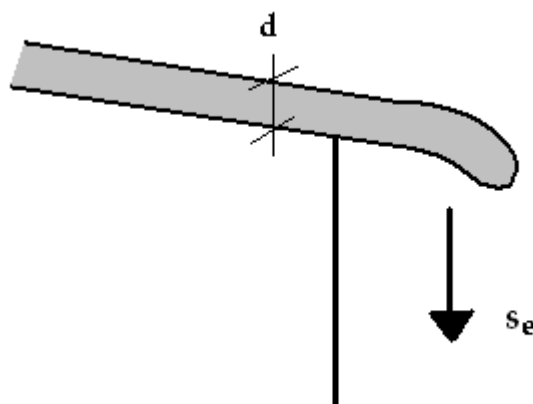


Figur 2.7 – Lastbild för snölast på sadeltak.

Lastbilden i figur 2.7, Fall (i), bör användas för snölast opåverkad utav snödrift. Fall (ii) resp. Fall (iii) bör användas för snölast påverkad av snödrift om inte annat anges för lokala förhållanden. Det fall av (ii) resp. (iii) som ger störst utslag i den lasteffekt som studeras ska tillämpas.

2.2.2.4 Snööverhäng vid takfot

I EN 1991-1-1-3:3.6.3 framgår det att man beaktar snööverhäng vid dimensionering av utkragande takdel, som tillägg till den snölast som finns på den aktuella takdelen. Detta snööverhäng kan antas verka som en linjelast längs med takfoten. Det har inte funnits någon motsvarighet i BKR angående detta.



Figur 2.8 – Illustration av snööverhäng.

Last på grund av överhäng beaktas normalt inte för höjder under 400 m.ö.h. d.v.s. s_e sätts till 0. Uttryck 2.4 kan endast tillämpas för höjder som är över eller lika med 800 m.ö.h.

$$s_e = \frac{ks^2}{\gamma} \quad (2.4)$$

där

s_e	snölast per meter på grund av överhäng, se figur 2.8.
s	är den mest ogynnsamma snölasten opåverkad av snödrift för aktuell takdel, enligt (2.3).
γ	är snöns tunghet som här kan sättas till 3 kN/m ² .
k	är koefficienten för beaktande av snöns oregelbundna form, enligt rekommenderad metod i (1).

(1) $k = \frac{3}{d}$ men $k \leq d\gamma$ där d är snödjupet på taket enligt figur 2.8.

Som tidigare nämnt beaktas snööverhäng normalt inte för platser som ligger under 400 m.ö.h., men för platser mellan 400 och 800 m.ö.h. kan lasten istället bestämmas genom rätlinjig interpolation, d.v.s. $s_{e,800}$ (startvärdet i ekv. 2.4) multipliceras med kvoten:

$\frac{z-400}{800-400}$ där z är platsens höjd i meter över havet och $400 < z < 800$.

2.2.3 Vindlast

Följande avsnitt avser att ge verktygen för att kunna skapa en enkel handberäkningsmodell av vindlast enligt EN 1991-1-4 med nationell anpassning. Den icke-numeriska och, i nationella bilagan, rekommenderade metoden redovisas.

Det redogörs för formfaktorer för tak begränsat till pulpet- och sadeltak samt för zonindelningar för byggnader med rektangulär planform. Numerisk beräkning av karakteristiskt vindhastighetstryck redogörs inte för vidare. Detta på grund av att skillnaderna mellan beräkningsmetodiken i BFV och EN 1991-1-4 är stora, vilket har lett till att vissa informativa bilagor i Eurokoden inte får tillämpas. Dessutom har vindlastens teoretiska komplexitet gjort så att arbetet med att ta fram de svenska parametrarna inneburit många kompromisser och tagit mycket tid^[3].

Dynamiska fenomen behandlas inte vidare, t.ex. virvelavlösningar eller turbulensintensitet och deras effekt som kan utmynna i svängningar hos bärverk (aeroelastisk respons). I övrigt hänvisas till EN 1991-1-4 med tillhörande bilagor för kompletterande, icke-motstridande, information. Särskild hänvisning görs till den nationella bilagans kapitel 3 med föreskrifter om huruvida informativa bilagor eller bilageavsnitt i Eurokoden inte får tillämpas i Sverige.

2.2.3.1 Terrängtyper

En ny kategori 0 har i Eurokoden införts för särskilt utsatta miljöer men i övrigt ser det likadant ut som i BKR.

EN 1991-1-3:A.1

<i>0</i>	Havs- eller kustområde exponerat för öppet hav.
<i>I</i>	Sjö eller plant och horisontellt område med försumbar vegetation och utan hinder.
<i>II</i>	Område med låg vegetation som gräs och enstaka hinder (träd, byggnader) med minsta inbördes avstånd lika med 20 gånger hindrens höjd.
<i>III</i>	Områden täckt med vegetation eller byggnader eller med enstaka hinder med största inbördes avstånd lika med 20 gånger hindrens höjd (t.ex. byar, förorter, skogsmark).
<i>IV</i>	Område där minst 15 % av arean är bebyggd och där byggnadernas medelhöjd är över 15m.

2.2.3.2 Referensvindhastighet

Referensvindhastigheten, v_b (BKR: v_{ref}), är i Eurokoderna definierad som en funktion av referensvindhastighetens grundvärde, $v_{b,0}$ (definierad enligt (1)), samt inverkan av vindriktning och årstid. Den nationella bilagan föreskriver dock att hänsyn till vindriktning och årstid inte behöver tas. Detta betyder att $v_{b,0}$ kan sättas till v_b för svenska förhållanden. Värden på referensvindhastigheter för svenska kommuner visas i tabell 2.7.

- (1) Referensvindhastighetens grundvärde, $v_{b,0}$, är definierad som den karakteristiska medelvindhastigheten under 10 minuter på höjden 10 m över marken i terrängtyp II.

2.2.3.3 Karakteristiskt hastighetstryck

I tabell 2.8 och 2.9 visas det karakteristiska hastighetstrycket q_p , som tas fram med kännedom av referensvindhastigheten v_b , terrängtyp samt byggnadshöjd. Eurokoden anger en numerisk beräkningsmetod för detta men metoden utmynnar i ett samband som förkastas av NA och för mer ingående analyser än den rekommenderade metoden hänvisar man i den nationella bilagan till BFS 1993:58 (BKR med ändringar, avsnitt 1:5) för icke-motstridande kompletterande information.

2.2.3.4 Utvändig vindlast

Karakteristiskt värde för utvändig vindlast betecknas i Eurokoden som w_e (BKR: w_k) och bör beräknas enligt:

$$w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe} \quad (2.5)$$

där

$q_p(z_e)$	är det karakteristiska hastighetstrycket, enligt tabell 2.8 och 2.9.
z_e	är referenshöjden för utvändig vindlast som motsvarar höjden av aktuell byggnad i m (d.v.s. h), se figurerna 2.9 t.o.m. 2.11.
c_{pe}	är formfaktorn för utvändig vindlast enligt tabellerna 2.10 t.o.m. 2.14 för zoner enligt figurerna 2.9 t.o.m. 2.11.

Tabell 2.7^[b] – Referensvindhastigheter, v_b , för Sveriges kommuner i m/s

Kommun	v_b	Kommun	v_b	Kommun	v_b
Ale	25	Falkenberg	25	Hällefors	23
Alingsås	25	Falköping	24	Härjedalen	23-25 ^a
Alvesta	24	Falun	23	Härnösand	22
Aneby	24	Filipstad	23	Härryda	25
Arboga	23	Finspång	24	Hässleholm	25
Arjeplog	22-26 ^a	Flen	24	Höganäs	26
Arvidsjaur	21-22 ^a	Forshaga	23	Högsby	24
Arvika	23	Färgelanda	25	Hörby	25
Askersund	24	Gagnef	22	Höör	25
Avesta	23	Gislaved	24	Jokkmokk	22-26 ^a
Bengtstors	24	Gnesta	24	Järfälla	24
Berg	24	Gnosjö	24	Jönköping	24
Bjurholm	22	Gotland	24	Kalix	22
Bjuv	26	Grums	23	Kalmar	24
Boden	21-22 ^a	Grästorp	24	Karlsborg	24
Bollebygd	25	Gullspång	24	Karlshamn	24
Bollnäs	23	Gällivare	21-26 ^a	Karlskoga	23
Borgholm	24	Gävle	23	Karlskrona	24
Borlänge	22	Göteborg	25	Karlstad	23
Borås	25	Götene	24	Katrineholm	24
Botkyrka	24	Habo	24	Kil	23
Boxholm	24	Hagfors	22	Kinda	24
Bromölla	25	Hallsberg	23	Kiruna	21-26 ^a
Bräcke	23	Hallstahammar	23	Klippan	25
Burlöv	26	Halmstad	25	Knivsta	24
Båstad	25	Hammarö	23	Kramfors	22
Dals-Ed	24	Haninge	24	Kristianstad	25
Danderyd	24	Haparanda	22	Kristinehamn	23
Degerfors	23	Heby	23	Krokom	25
Dorotea	24	Hedemora	23	Kumla	23
Eda	23	Helsingborg	26	Kungsbacka	25
Ekerö	24	Herrljunga	25	Kungsör	23
Eksjö	24	Hjo	24	Kungälv	25
Emmaboda	24	Hofors	23	Kävlinge	26
Enköping	23	Huddinge	24	Köping	23
Eskilstuna	23	Hudiksvall	23	Laholm	25
Eslöv	26	Hultsfred	24	Landskrona	26
Essunga	25	Hylte	25	Laxå	24
Fagersta	23	Håbo	23	Lekeberg	23

Tabell 2.7^[b] forts. – Referensvindhastigheter, v_b , för Sveriges kommuner i m/s

Kommun	v_b	Kommun	v_b	Kommun	v_b
Leksand	22	Ockelbo	23	Svedala	26
Lerum	25	Olofström	24	Svenljunga	25
Lessebo	24	Orsa	22	Säffle	24
Lidingö	24	Orust	25	Säter	22
Lidköping	24	Osby	25	Sävsjö	24
Lilla Edet	25	Oskarshamn	24	Söderhamn	23
Lindesberg	22	Ovanåker	23	Söderköping	24
Linköping	24	Oxelösund	24	Södertälje	24
Ljungby	25	Pajala	21-22 ^a	Sölvesborg	25
Ljusdal	23	Partille	25	Tanum	25
Ljusnarsberg	22	Perstorp	25	Tibro	24
Lomma	26	Piteå	21	Tidaholm	24
Ludvika	22	Ragunda	23	Tierp	24
Luleå	21-22 ^a	Robertsfors	22	Timrå	22
Lund	26	Ronneby	24	Tingsryd	24
Lycksele	23	Rättvik	23	Tjörn	26
Lysekil	25	Sala	23	Tomelilla	26
Malmö	26	Salem	24	Torsby	22
Malung	22	Sandviken	23	Torsås	24
Malå	22	Sigtuna	24	Tranemo	24
Mariestad	24	Simrishamn	26	Tranås	24
Mark	25	Sjöbo	26	Trelleborg	26
Markaryd	25	Skara	24	Trollhättan	25
Mellerud	24	Skellefteå	22	Trosa	24
Mjölby	24	Skinnskatteberg	23	Tyresö	24
Mora	22	Skurup	26	Täby	24
Motala	24	Skövde	24	Töreboda	24
Mullsjö	24	Smedjebacken	22	Uddevalla	25
Munkedal	25	Sollefteå	23	Ulricehamn	25
Munkfors	23	Sollentuna	24	Umeå	22
Mölnadal	25	Solna	24	Upplands-Bro	24
Mönsterås	24	Sorsele	22-25 ^a	Uppl-Väsby	24
Mörbylånga	24	Sotenäs	25	Uppsala	24
Nacka	24	Staffanstorps	26	Uppvidinge	24
Nora	23	Stenungsund	25	Vadstena	24
Norberg	23	Stockholm	24	Vaggeryd	24
Nordanstig	23	Storfors	23	Valdemarsvik	24
Nordmaling	22	Storuman	23-25 ^a	Vallentuna	24
Norrköping	24	Strängnäs	23	Vansbro	22
Norrtälje	24	Strömstad	24	Vara	24
Norsjö	22	Strömsund	23-26 ^a	Varberg	25
Nybro	24	Sundbyberg	24	Vaxholm	24
Nykvarn	24	Sundsvall	23	Vellinge	26
Nyköping	24	Sunne	22	Vetlanda	24
Nynäshamn	24	Surahammar	23	Vilhelmina	23-24 ^a
Nässjö	24	Svalöv	26		

Tabell 2.7^[b] **forts.** – Referensvindhastigheter, v_b , för Sveriges kommuner i m/s

Kommun	v_b	Kommun	v_b
Vimmerby	24	Öckerö	26
Vindeln	22-23 ^a	Ödeshög	24
Vingåker	24	Örebro	23
Vårgårda	25	Örkelljunga	25
Vänersborg	25	Örnsköldsvik	22
Vännäs	22	Östersund	23
Värmdö	24	Österåker	24
Värnamo	24	Östhammar	24
Västervik	24	Östra Göinge	25
Västerås	23	Överkalix	21-22 ^a
Växjö	24	Övertorneå	22
Ydre	24		
Ystad	26		
Åmål	24		
Ånge	23		
Åre	24-26 ^a		
Årjäng	23		
Åsele	22-23 ^a		
Åstorp	25		
Åtvidaberg	24		
Älmhult	25		
Älvdalen	22-26 ^a		
Älvkarleby	23		
Älvsbyn	21		
Ängelholm	25		

Tabell 2.8^[c] – Karakteristiskt hastighetstryck q_p i kN/m^2 då $v_b = 21\text{-}23$ m/s

Höjd	$v_b = 21$ m/s Terrängtyp										$v_b = 22$ m/s Terrängtyp			$v_b = 23$ m/s Terrängtyp	
h															
(m)	0	I	II	III	IV	0	I	II	III	IV	0	I	II	III	IV
2	0,55	0,48	0,36	0,32	0,29	0,60	0,52	0,39	0,35	0,32	0,65	0,57	0,43	0,38	0,35
4	0,64	0,57	0,45	0,32	0,29	0,70	0,63	0,50	0,35	0,32	0,76	0,68	0,54	0,38	0,35
8	0,74	0,67	0,56	0,39	0,29	0,81	0,74	0,61	0,43	0,32	0,88	0,81	0,67	0,47	0,35
12	0,80	0,74	0,63	0,46	0,32	0,87	0,81	0,69	0,50	0,35	0,95	0,88	0,75	0,55	0,38
16	0,84	0,78	0,68	0,51	0,37	0,92	0,86	0,74	0,56	0,40	1,01	0,94	0,81	0,61	0,44
20	0,87	0,82	0,71	0,55	0,41	0,96	0,90	0,78	0,60	0,45	1,05	0,98	0,86	0,66	0,49
25	0,91	0,86	0,76	0,59	0,45	1,00	0,94	0,83	0,65	0,49	1,09	1,03	0,91	0,71	0,54
30	0,94	0,89	0,79	0,62	0,48	1,03	0,98	0,87	0,69	0,53	1,13	1,07	0,95	0,75	0,58
35	0,97	0,92	0,82	0,65	0,51	1,06	1,01	0,90	0,72	0,56	1,16	1,10	0,98	0,79	0,62
40	0,99	0,94	0,84	0,68	0,54	1,08	1,03	0,93	0,75	0,59	1,18	1,13	1,01	0,82	0,65
45	1,01	0,96	0,87	0,71	0,56	1,11	1,06	0,95	0,77	0,62	1,21	1,16	1,04	0,85	0,68
50	1,03	0,98	0,89	0,73	0,59	1,13	1,08	0,97	0,80	0,64	1,23	1,18	1,06	0,87	0,70
55	1,04	1,00	0,91	0,75	0,61	1,14	1,10	0,99	0,82	0,67	1,25	1,20	1,09	0,90	0,73
60	1,06	1,02	0,92	0,77	0,63	1,16	1,11	1,01	0,84	0,69	1,27	1,22	1,11	0,92	0,75
65	1,07	1,03	0,94	0,78	0,64	1,18	1,13	1,03	0,86	0,71	1,28	1,24	1,13	0,94	0,77
70	1,08	1,04	0,95	0,80	0,66	1,19	1,15	1,05	0,88	0,72	1,30	1,25	1,15	0,96	0,79
75	1,10	1,06	0,97	0,81	0,67	1,20	1,16	1,06	0,89	0,74	1,31	1,27	1,16	0,98	0,81
80	1,11	1,07	0,98	0,83	0,69	1,22	1,17	1,08	0,91	0,76	1,33	1,28	1,18	0,99	0,83
85	1,12	1,08	0,99	0,84	0,70	1,23	1,19	1,09	0,92	0,77	1,34	1,30	1,19	1,01	0,84
90	1,13	1,09	1,01	0,85	0,72	1,24	1,20	1,10	0,94	0,78	1,35	1,31	1,21	1,02	0,86
95	1,14	1,10	1,02	0,87	0,73	1,25	1,21	1,12	0,95	0,80	1,37	1,32	1,22	1,04	0,87
100	1,15	1,11	1,03	0,88	0,74	1,26	1,22	1,13	0,96	0,81	1,38	1,33	1,23	1,05	0,89

Ann: Intervallerna för v_b ovan är felskrivna i den upplaga av Eurokoden som studerats i denna rapport. Indelningen för de tre intervallerna för v_b ska konsekvent ske efter intervallen för terrängtyperna 0, I, II, III, IV och V som alltså ska kopplas till de tre olika värdena på v_b som är 21, 22 resp. 23 m/s. Här innehåller $v_b = 21$ m/s två sådana intervall vilket är felaktigt och den övre raden kan, i detta fall, bortses ifrån.

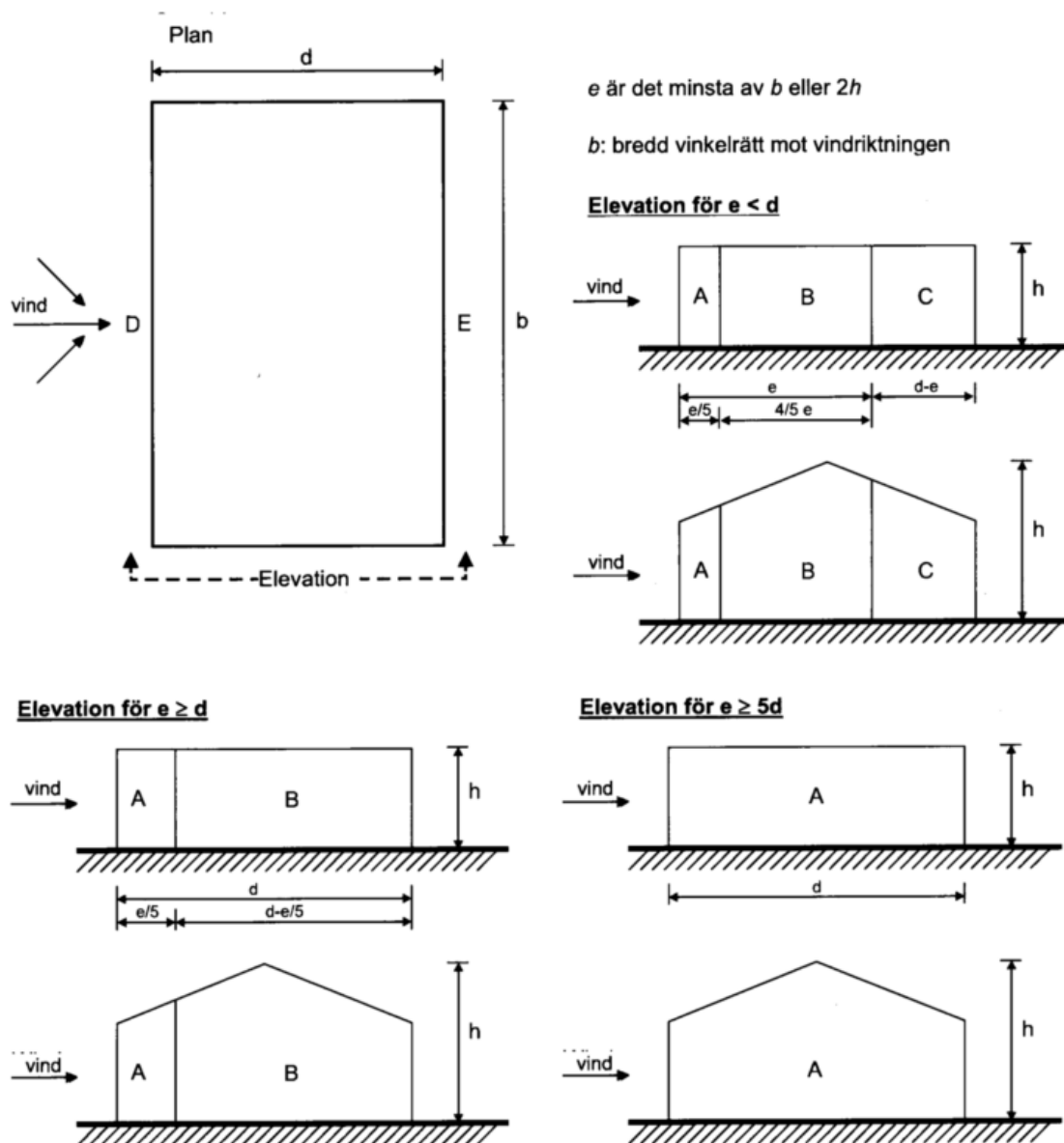
Tabell 2.9^[d] – Karakteristiskt hastighetstryck q_p i kN/m^2 då $v_b = 24\text{-}26$ m/s

Höjd	$v_b = 24$ m/s Terrängtyp										$v_b = 25$ m/s Terrängtyp			$v_b = 26$ m/s Terrängtyp	
	h														
(m)	0	I	II	III	IV	0	I	II	III	IV	0	I	II	III	IV
2	0,71	0,62	0,46	0,41	0,38	0,77	0,67	0,50	0,45	0,41	0,84	0,73	0,55	0,49	0,44
4	0,83	0,75	0,59	0,41	0,38	0,90	0,81	0,64	0,45	0,41	0,98	0,87	0,69	0,49	0,44
8	0,96	0,88	0,73	0,51	0,38	1,04	0,95	0,79	0,55	0,41	1,13	1,03	0,86	0,60	0,44
12	1,04	0,96	0,82	0,60	0,42	1,13	1,04	0,89	0,65	0,45	1,22	1,13	0,96	0,70	0,49
16	1,10	1,02	0,88	0,66	0,48	1,19	1,11	0,96	0,72	0,52	1,29	1,20	1,04	0,78	0,56
20	1,14	1,07	0,93	0,72	0,53	1,24	1,16	1,01	0,78	0,58	1,34	1,26	1,10	0,84	0,63
25	1,19	1,12	0,99	0,77	0,59	1,29	1,22	1,07	0,84	0,64	1,40	1,32	1,16	0,90	0,69
30	1,23	1,16	1,03	0,82	0,63	1,33	1,26	1,12	0,89	0,69	1,44	1,37	1,21	0,96	0,74
35	1,26	1,20	1,07	0,86	0,67	1,37	1,30	1,16	0,93	0,73	1,48	1,41	1,25	1,00	0,79
40	1,29	1,23	1,10	0,89	0,71	1,40	1,33	1,20	0,97	0,77	1,51	1,44	1,29	1,04	0,83
45	1,32	1,26	1,13	0,92	0,74	1,43	1,36	1,23	1,00	0,80	1,54	1,48	1,33	1,08	0,87
50	1,34	1,28	1,16	0,95	0,77	1,45	1,39	1,26	1,03	0,83	1,57	1,51	1,36	1,11	0,90
55	1,36	1,31	1,18	0,98	0,79	1,48	1,42	1,28	1,06	0,86	1,60	1,53	1,39	1,15	0,93
60	1,38	1,33	1,21	1,00	0,82	1,50	1,44	1,31	1,08	0,89	1,62	1,56	1,42	1,17	0,96
65	1,40	1,35	1,23	1,02	0,84	1,52	1,46	1,33	1,11	0,91	1,64	1,58	1,44	1,20	0,99
70	1,42	1,36	1,25	1,04	0,86	1,54	1,48	1,35	1,13	0,93	1,66	1,60	1,46	1,22	1,01
75	1,43	1,38	1,27	1,06	0,88	1,55	1,50	1,37	1,15	0,96	1,68	1,62	1,48	1,25	1,03
80	1,45	1,40	1,28	1,08	0,90	1,57	1,52	1,39	1,17	0,98	1,70	1,64	1,51	1,27	1,06
85	1,46	1,41	1,30	1,10	0,92	1,58	1,53	1,41	1,19	1,00	1,71	1,66	1,52	1,29	1,08
90	1,47	1,43	1,31	1,11	0,93	1,60	1,55	1,43	1,21	1,01	1,73	1,67	1,54	1,31	1,10
95	1,49	1,44	1,33	1,13	0,95	1,61	1,56	1,44	1,23	1,03	1,74	1,69	1,56	1,33	1,11
100	1,50	1,45	1,34	1,15	0,97	1,63	1,58	1,46	1,24	1,05	1,76	1,71	1,58	1,34	1,13

Anm: Intervallerna för v_b ovan är felskrivna i den upplaga av Eurokoden som studerats i denna rapport. Indelningen för de tre intervallerna för v_b ska konsekvent ske efter intervallen för terrängtyperna 0, I, II, III, IV och V som alltså ska kopplas till de tre olika värdena på v_b som är 24, 25 resp. 26 m/s. Här innehåller $v_b = 24$ m/s två sådana intervall vilket är felaktigt och den övre raden kan, i detta fall, bortses ifrån.

Zonindelningar för vertikala väggar

I illustrationerna i figur 2.9 angriper vinden endast sidan D. Värden på tillhörande formfaktorer för resp. zon framgår i tabell 2.10.



Figur 2.9^[e] – Zonindelning för vertikala väggar hos byggnader med rektangulär planform.

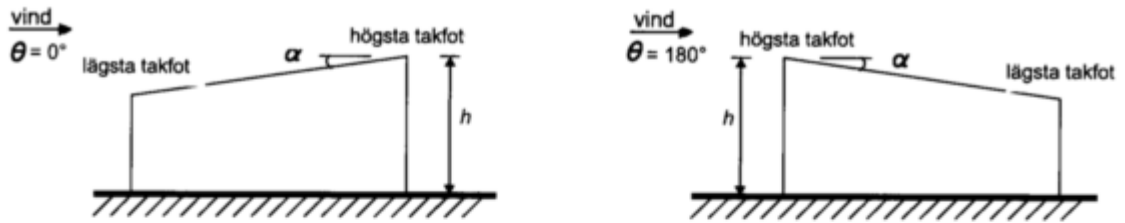
Tabell 2.10 – Formfaktorer för utvärdig vindlast i olika zoner för vertikala väggar hos byggnader med rektangulär planform, från tabell 7.1 i EN 1991-1-4

Zon	A		B		C		D		E	
	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
5	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0		-0,7
1	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0		-0,5
$\leq 0,25$	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,7	+1,0		-0,3

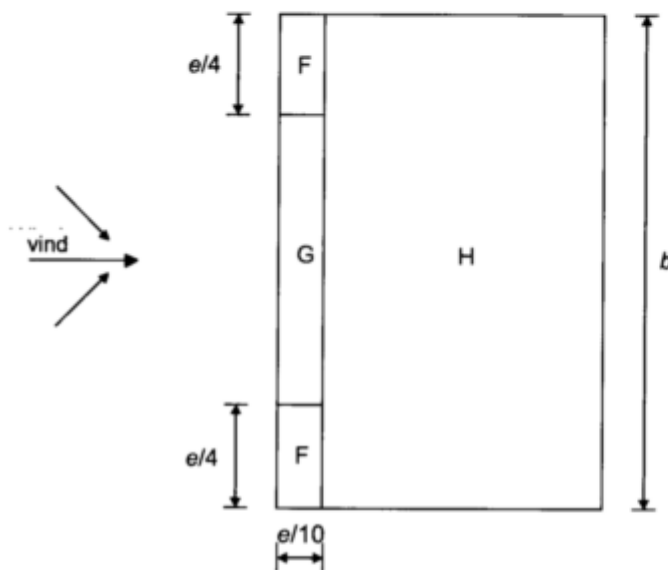
Anm: Notera att Eurokoden tillämpar h/d istället för h/w som i BKR.

Zonindelningar för pulpettak

I illustrationerna i figur 2.10 ges zonindelningen för pulpettak. Värderna på tillhörande formfaktorer för resp. zon framgår i tabell 2.11 samt 2.12 för olika vindriktningar.



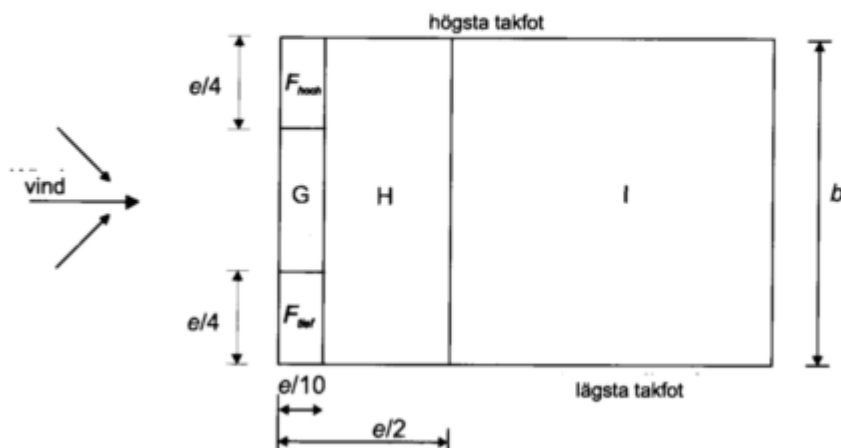
(a) allmänt



(b) vindriktningar $\theta = 0^\circ$ och $\theta = 180^\circ$

$e = \text{det minsta av } b \text{ eller } 2h$

b : bredd vinkelrät mot vindriktningen



(c) vindriktning $\theta = 90^\circ$

Figur 2.10^[1] – Zonindelningar för pulpettak.

Tabell 2.11^[g] – Formfaktor för utvärdig vindlast för fallen $\theta = 0^\circ$ eller 180°

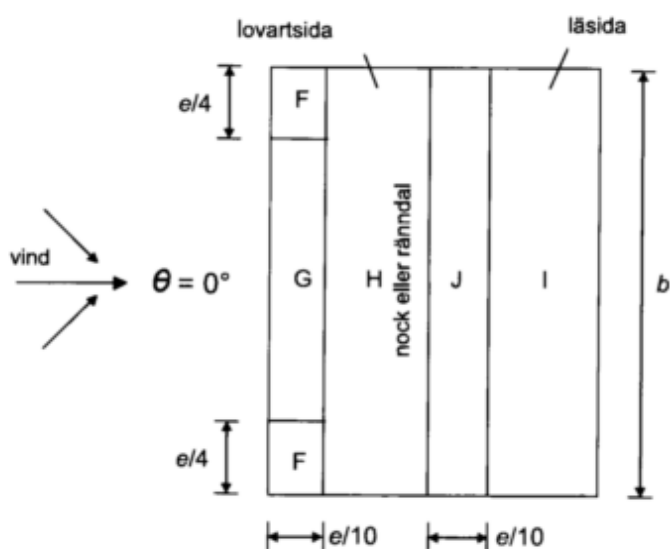
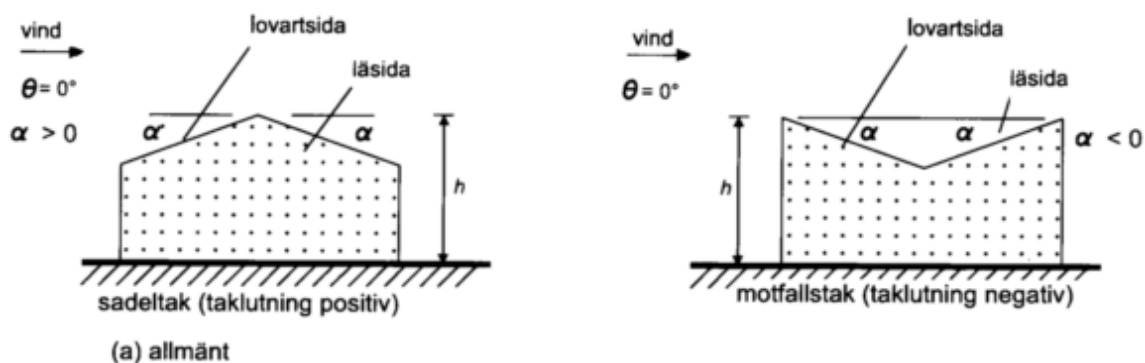
Taktut- ning α	Zon för vindriktning $\theta = 0^\circ$						Zon för vindriktning $\theta = 180^\circ$					
	F		G		H		F		G		H	
	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
5°	-1,7	-2,5	-1,2	-2,0	-0,6	-1,2	-2,3	-2,5	-1,3	-2,0	-0,8	-1,2
	+0,0		+0,0		+0,0							
15°	-0,9	-2,0	-0,8	-1,5	-0,3		-2,5	-2,8	-1,3	-2,0	-0,9	-1,2
	+0,2		+0,2		+0,2							
30°	-0,5	-1,5	-0,5	-1,5	-0,2		-1,1	-2,3	-0,8	-1,5	-0,8	
	+0,7		+0,7		+0,4							
45°	-0,0		-0,0		-0,0		-0,6	-1,3	-0,5		-0,7	
	+0,7		+0,7		+0,6							
60°	+0,7		+0,7		+0,7		-0,5	-1,0	-0,5		-0,5	
75°	+0,8		+0,8		+0,8		-0,5	-1,0	-0,5		-0,5	

Tabell 2.12^[h] – Formfaktor för utvärdig vindlast för fallet $\theta = 90^\circ$

Taktut- ning α	Zon för vindriktning $\theta = 90^\circ$									
	F_{up}		F_{low}		G		H		I	
	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
5°	-2,1	-2,6	-2,1	-2,4	-1,8	-2,0	-0,6	-1,2	-0,5	
15°	-2,4	-2,9	-1,6	-2,4	-1,9	-2,5	-0,8	-1,2	-0,7	-1,2
30°	-2,1	-2,9	-1,3	-2,0	-1,5	-2,0	-1,0	-1,3	-0,8	-1,2
45°	-1,5	-2,4	-1,3	-2,0	-1,4	-2,0	-1,0	-1,3	-0,9	-1,2
60°	-1,2	-2,0	-1,2	-2,0	-1,2	-2,0	-1,0	-1,3	-0,7	-1,2
75°	-1,2	-2,0	-1,2	-2,0	-1,2	-2,0	-1,0	-1,3	-0,5	

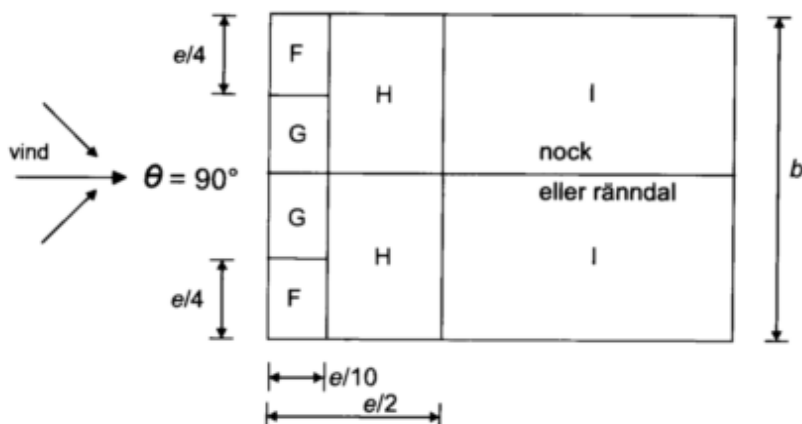
Zonindelningar för sadeltak

I illustrationerna i figur 2.11 ges zonindelningen för sadeltak. Värden på tillhörande formfaktorer för resp. zon framgår i tabell 2.13 samt 2.14 för olika vindriktningar.



$e = \text{det minsta av } b \text{ eller } 2h$

b : bredd vinkelrät mot vindriktningen



Figur 2.11^[1] – Zonindelningar för sadeltak.

Tabell 2.13^[j] – Formfaktor för utvändigt vindlast för fallet $\theta = 0^\circ$

Taktut- ning α	Zon för vindriktning $\theta = 0^\circ$									
	F		G		H		I		J	
	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
-45°	-0,6		-0,6		-0,8		-0,7		-1,0	-1,5
-30°	-1,1	-2,0	-0,8	-1,5	-0,8		-0,6		-0,8	-1,4
-15°	-2,5	-2,8	-1,3	-2,0	-0,9	-1,2	-0,5		-0,7	-1,2
-5°	-2,3	-2,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,2	+0,2		+0,2	
							-0,6		-0,6	
5°	-1,7	-2,5	-1,2	-2,0	-0,6	-1,2	-0,6		+0,2	
	+0,0		+0,0		+0,0				-0,6	
15°	-0,9	-2,0	-0,8	-1,5	-0,3		-0,4		-1,0	-1,5
	+0,2		+0,2		+0,2		+0,0		+0,0	+0,0
30°	-0,5	-1,5	-0,5	-1,5	-0,2		-0,4		-0,5	
	+0,7		+0,7		+0,4		+0,0		+0,0	
45°	-0,0		-0,0		-0,0		-0,2		-0,3	
	+0,7		+0,7		+0,6		+0,0		+0,0	
60°	+0,7		+0,7		+0,7		-0,2		-0,3	
75°	+0,8		+0,8		+0,8		-0,2		-0,3	

ANM. 1 Vid vindriktningen $\theta = 0^\circ$ och taktutning mellan $\alpha = -5^\circ$ och $+45^\circ$ ändras vindlasten snabbt mellan positiva och negativa värden, därför anges både positiva och negativa värden. För dessa tak bör fyra fall beaktas. De största eller minsta värdena inom zonerna F, G och H kombineras med de största eller minsta värdena inom zonerna I och J. Det inte tillåtet att blanda positiva och negativa värden inom samma takhalva.

ANM. 2 För mellanliggande taktutningar med samma tecken kan linjär interpolation mellan värden med samma tecken tillämpas (interpolera dock inte mellan $\alpha = +5^\circ$ och $\alpha = -5^\circ$ utan använd istället värdena för plana tak enligt 7.2.3). Värdet 0,0 är angivet för att underlätta interpolation.

Tabell 2.14^[k] – Formfaktor för utvändig vindlast för fallet $\theta = 90^\circ$

Taktlutning α	Zon för vindriktning $\theta = 90^\circ$							
	F		G		H		I	
	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
-45°	-1,4	-2,0	-1,2	-2,0	-1,0	-1,3	-0,9	-1,2
-30°	-1,5	-2,1	-1,2	-2,0	-1,0	-1,3	-0,9	-1,2
-15°	-1,9	-2,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,2	-0,8	-1,2
-5°	-1,8	-2,5	-1,2	-2,0	-0,7	-1,2	-0,6	-1,2
5°	-1,6	-2,2	-1,3	-2,0	-0,7	-1,2	-0,6	
15°	-1,3	-2,0	-1,3	-2,0	-0,6	-1,2	-0,5	
30°	-1,1	-1,5	-1,4	-2,0	-0,8	-1,2	-0,5	
45°	-1,1	-1,5	-1,4	-2,0	-0,9	-1,2	-0,5	
60°	-1,1	-1,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,0	-0,5	
75°	-1,1	-1,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,0	-0,5	

2.2.3.5 Invändig vindlast

I detta kapitel behandlas riktlinjerna i kapitel 7.2.9 i EN 1991-1-4 rörande beräkning av formfaktorer för invändig vindlast som görs genom att korrigera formfaktorn för den utvändiga vindlasten. Karakteristiskt värde för invändig vindlast betecknas i Eurokoden w_i och bör beräknas enligt:

$$w_i = q_p(z_i) \cdot c_{pi} \quad (2.6)$$

Det karakteristiska hastighetstrycket $q_p(z_i)$ hämtas ur tabell 2.8 och 2.9 vid kännedom av referensvindhastigheten v_b , terrängtyp (se 2.2.3.1) samt referenshöjden som är den samma som aktuell byggnadshöjd.

Vid beaktande av in- och utvändig vindlast ska de anses verka samtidigt. Den mest ogynnsamma kombinationen av in- och utvändig vindlast ska beaktas för varje kombination av möjliga öppningar och läckagevägar. Öppningar utgörs av öppna fönster, ventiler, skorstenar och dylikt. Likaså ska den generella otätheten i byggnadens omslutande ytor i form av läckage runt dörrar, fönster, genomföringar m.m. beaktas. Denna generella otäthet är i storleksordningen 0,01 % till 0,1 % av byggnadens omslutande area.

Öppningar, som ytterdörrar eller fönster, får anses vara stängda vid bestämning av inre vindlast i brottgränstillståndet om inte deras funktion medför att de kan komma att öppnas vid svåra vindförhållanden.

Formfaktorn för invändigt tryck, c_{pi} , beror på öppningarnas storlek och fördelning över byggnadens omslutande ytor. Om minst två sidor av en byggnad har vardera en total öppningsarea som överstiger 30 % av den sidans area bör vindlasten på bärverket inte beräknas enligt detta avsnitt utan hänvisning görs till EN 1991-1-4:7.3 samt 7.4.

En sida av en byggnad, yttervägg eller tak, bör betraktas som dominant om öppningsarean är minst dubbelt så stor som summan av de övriga öppningarna och otätheternas area.

Om öppningsarean för den dominanta sidan är dubbelt så stor som summan av de övriga öppningarnas area, kan den invändiga vindlasten beräknas genom:

$$c_{pi} = 0,75c_{pe} \quad (2.7)$$

där c_{pe} är formfaktorn för utvändigt vindlast kring öppningarna på den dominanta sidan. Om dessa öppningar är belägna inom zoner med olika c_{pe} -värden bör ett med areorna viktat medelvärde tillämpas.

När öppningsarean för den dominanta sidan är minst tre gånger så stor som summan av de övriga öppningarnas area, kan den invändiga vindlasten beräknas genom:

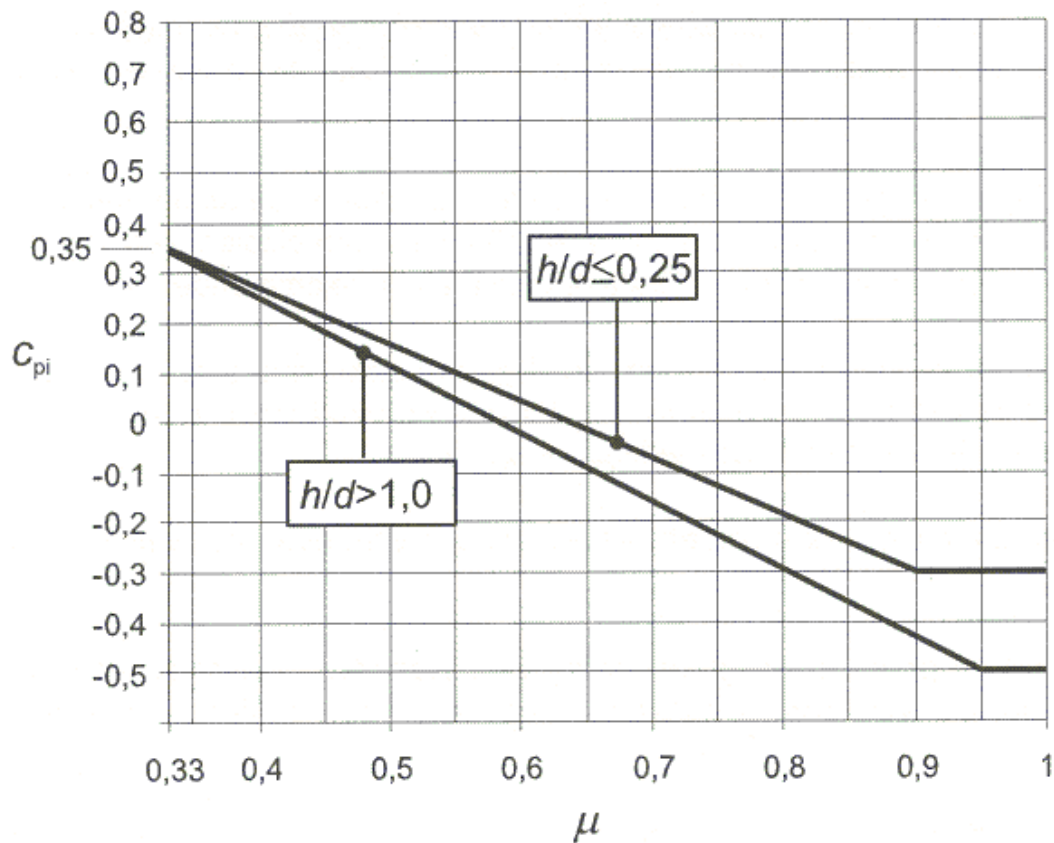
$$c_{pi} = 0,90c_{pe} \quad (2.8)$$

I de fallen då de dominanta areorna är mellan 2 och 3 gånger så stora som resterande öppningsareor kan c_{pi} -värdet justeras med linjär interpolation.

För byggnader utan dominant sida bör c_{pi} bestämmas enligt figur 2.12 där c_{pi} visas som funktion av förhållandet mellan byggnadens höjd och längd i vindriktningen, d.v.s. h/d , och den relativa öppningsarean μ . För varje vindriktning bör μ beräknas som en relation mellan summan av de öppningsareor där $c_{pe} \leq 0$ och den totala öppningsarean enligt:

$$\mu = \frac{\sum A_{\ddot{o}, c_{pe} \leq 0}}{A_{\ddot{o}, tot}} \quad (2.9)$$

Detta gäller för fasader och tak på byggnader oavsett om det finns mellanväggar eller inte. Om det inte är möjligt att uppskatta den relativa öppningsarean μ för ett visst objekt, bör det mest ogynnsamma av $c_{pi} = +0,2$ och $c_{pi} = -0,3$ användas.



Figur 2.12^[1] – Formfaktorer för invändig vindlast vid jämnt fördelade öppningar.

2.2.3.6 Lastreduktionsfaktorer

Nedan anges de lastreduktionsfaktorer eller ψ -faktorer som ska tillämpas för vindlast. Gemensamt för Eurokoden och BKR är att reduktionsfaktorn för långtidsvärdet (EK: *kvassipermanent värde*) är satt till 0. Dock finns en faktor för det frekventa värdet med i EK.

Tabell 2.15 – ψ -faktorer för vindlast

NA			BKR	
ψ_0	ψ_1	ψ_2	ψ	ψ_1
0,3	0,2	-	0,25	-

3 Dimensionering av stålkonstruktioner

I detta kapitel redogörs för materialparametrar, klassificering av tvärsnitt och beräkning av bärförmåga för enkla fall av drag, tryck, böjning, tvärkraft och samtidig tryck och böjning. Principer och råd samt värden och tabeller är, om inget annat anges, tagna från EN 1993-1-1 och nationell bilaga.

3.1 Materialparametrar

Nedan visas ett urval ur tabell 3.1 i EN 1993-1-1 av nominella värden för sträckgräns f_y och brottgräns f_u för varmvalsat konstruktionsstål:

Tabell 3.1 – Sträckgränser och brottgränser för stålsorter

Standard och stålsort	Nominell tjocklek t [mm]			
	$t \leq 40$ mm		$40 \text{ mm} < t \leq 80$ mm	
	f_y (MPa)	f_u (MPa)	f_y (MPa)	f_u (MPa)
EN 10025-2				
S 235	235	360	215	360
S 275	275	430	255	410
S 355	355	510	335	470
S 450	440	550	410	550

I tabell 3.1 skiljer sig indelningen av godstjocklek gentemot den i BSK där det fanns fler intervaller.

I avvaktan på EN 1090 ska, enligt den nationella bilagan, utförande och kontroll för bärverk i stål i nivå med BSK 99 göras.

Nedan visas materialvärden, vilka överensstämmer med BSK, som ska användas för konstruktionsstål enl. tabell 3.1:

Elasticitetsmodul: $E = 210 \text{ GPa}$

Skjuvmodul: $G = \frac{E}{2(1+\nu)} \approx 81 \text{ GPa}$

där ν är tvärkontraktionstalet inom elastiskt område och ska sättas till $\nu = 0,3$.

Termisk längdutvidgningskoefficient: $\alpha = 12 \cdot 10^{-6} \text{ K}^{-1}$

3.1.1 Partialkoefficient för material- och produkttegenskaper

Partialkoefficienten $\gamma_{M,i}$ är för stål uppdelad i tre olika kategorier för tillämpning tillsammans med olika bärförmågor enligt nedan. Värdena för respektive partialkoefficient framgår i tabell 3.2.

- **Partialkoefficient för bärförmåga oavsett tvärsnittets klass, γ_{M0} :**
För dimensioneringsvärden i avsnitt 3.5.1 t.o.m. 3.5.4 anges värden för tvärsnittsbärförmågor utan hänsyn till global instabilitet, t.ex. knäckning eller böjknäckning. Stål är ett homogent material och därmed anses säkerheten i materialet vara stor.
- **Partialkoefficient för bärförmåga m.h.t. global instabilitet, γ_{M1} :**
I avsnitt 3.6 anges samband för att reducera bärförmågor med hänsyn till global instabilitet, i denna rapport begränsat till plan knäckning och plan interaktion mellan tryck och böjning. Det rekommenderade värdet är 1,0 för byggnader, som godkänts i Sverige, men dock inte för t.ex. broar^[6].
- **Partialkoefficient för bärförmåga m.h.t. dragbrott, γ_{M2} :**
För de fall där stålets egenskaper modifieras, t.ex. genom kallbearbetning eller vid beaktande av nettotvärsnitt (3.5.1), ska partialkoefficienten justeras med avseende på förhållandet mellan flyt- och brottspänning. Kallbearbetning leder t.ex. till högre flytspänning men då blir osäkerheterna större kring eventuellt dragbrott eftersom stålet blir sprödare.

Anm: Det finns även en ytterligare partialkoefficient för knutpunkter, som går att läsa om i EN 1993-1-8.

Tabell 3.2 – Värden på $\gamma_{M,i}$ för stål ur nationella bilagan

EK			BKR
γ_{M0}	γ_{M1}	γ_{M2}	γ_m ^[10]
1,0	1,0	1,1 dock högst $0,9 \cdot f_u/f_y$	= 1,0 om de förutsatta toleranserna är så snäva att måttavvikelser inom toleransgränserna har liten betydelse för konstruktionens bärförmåga. = 1,1 om förutsättningarna ovan inte är uppfyllda.

3.2 Global analys

Inre krafter och moment kan normalt bestämmas antingen med hjälp av en:

- första ordningens analys, där bärverkets initiella geometri används, eller
- andra ordningens analys, där bärverkets deformationer beaktas.

3.2.1 Analys av första ordningen

Första ordningens analys kan användas för ett bärverk, om ökningen av inre krafter och moment eller annan förändring av bärverkets beteende orsakad av deformationer kan försummas. Därmed analyseras lasteffekten med avseende på bärverkets initiella geometri. Första ordningens analys kan tillämpas om följande kriterier i (3.1) samt (3.2) är uppfyllda:

$$\alpha_{cr} = \frac{F_{cr}}{F_{Ed}} \geq 10 \quad \text{för elastisk analys} \quad (3.1)$$

$$\alpha_{cr} = \frac{F_{cr}}{F_{Ed}} \geq 15 \quad \text{för plastisk analys} \quad (3.2)$$

där α_{cr} är en faktor som den dimensionerande lasten behöver ökas med för att skapa global elastisk instabilitet (BKR: knäcksäkerhetsfaktor, ν).

F_{Ed} är dimensionerande last på bärverket.

F_{cr} är den kritiska böjknäckningslasten, se 3.5.2.1.

För portalramar med låglutande tak samt plana ramar av balk-pelartyp gäller att de kan kontrolleras för svajmodsbrott med första ordningens analys om (3.1) samt (3.2) ovan är uppfyllt för varje våningsplan. Dock beräknas α_{cr} istället, för dessa bärverk, enligt (3.3) med beteckningar i figur 3.1:

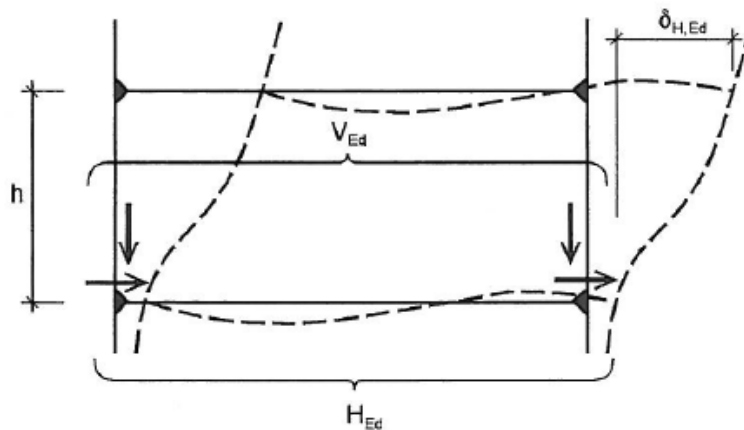
$$\alpha_{cr} = \left(\frac{H_{Ed}}{V_{Ed}} \right) \left(\frac{h}{\delta_{H,Ed}} \right) \quad (3.3)$$

där H_{Ed} är dimensioneringsvärdet för horisontalreaktionen i botten på våningsplanet orsakad av horisontella laster och fiktiva horisontella laster (där de senare beror av snedställning och imperfektioner enligt avsnitt 3.3).

V_{Ed} är dimensionerande vertikal last på bärverket i botten på våningsplanet.

$\delta_{H,Ed}$ är horisontalförskjutningen i toppen av våningsplanet relativt botten på våningsplanet, när bärverket utsätts för horisontella eller fiktivt horisontella krafter.

h är våningshöjden.



Figur 3.1^[m] – Beteckningar för (3.3).

3.2.2 Analys av andra ordningen

Om inte (3.1) eller (3.2) ovan kan uppfyllas för det aktuella bärverket ska andra ordningens effekter beaktas. Detta görs för envåningsramar, dimensionerade med en elastisk global analys, genom att multiplicera de horisontella lasterna (t.ex. vindlast men även ekvivalenta horisontalkrafter, se 3.3.3) med en förstöringsfaktor enligt:

$$\frac{1}{1 - \frac{1}{\alpha_{cr}}} \quad (3.4)$$

Uttrycket 3.4 gäller förutsatt att $\alpha_{cr} > 3,0$ och då taklutningen är låg samt då tryckkrafter i balkar och takstolar inte är betydande. För $\alpha_{cr} < 3,0$ görs en mer exakt andra ordningens analys t.ex. med finita elementanalyser vilket inte redogörs för i denna rapport.

3.3 Imperfektioner

Imperfektionerna i EN 1993-1-1:5.3 bör beaktas med avseende på dels den globala analysen för rammar och stabiliserande system och dels lokala analyser för enskilda bärverksdelar. Analyser av stabiliserande system eller effekterna av asymmetrisk snedställning (d.v.s. vridningseffekter) redogörs inte för vidare, detta finns att läsa mer om i EN 1993-1-1:5.3. I första hand redogörs för analyser av global snedställning hos rammar och lokal initialkrokighet för enskild bärverksdel samt hur man kan ersätta dessa imperfektioner med fiktiva eller så kallade ekvivalenta horisontalkrafter, enligt 3.3.3.

3.3.1 Global snedställning

För ramar som är känsliga för förskjutning av knutpunkter bör effekterna av snedställning beaktas i ramanalysen. Den globala snedställningen kallas ibland även initiell snedställning, d.v.s. icke-avsiktlig snedställning av pelarsystem i ramverk, se figur 3.2. Den är framtagen som en dimensionslös faktor som efter beräkning antingen kan multipliceras med pelarnas höjd för att få utböjningen i toppen av bärverket, eller med de vertikala lasterna för att ta fram den fiktiva horisontalreaktionen som uppstår, enligt sambandet $H_i = \Phi V_{Ed}$ som visas i avsnitt 3.3.3 (men V_{Ed} representeras där av N_{Ed} som ju är en vertikallast i det fallet). Den relativa snedställningen Φ fås genom:

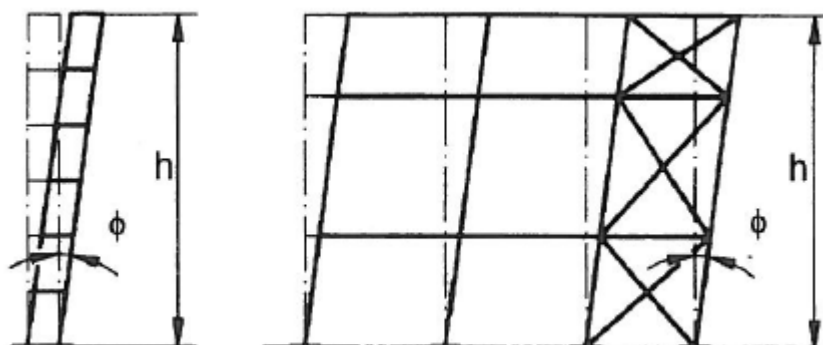
$$\phi = \phi_0 \alpha_h \alpha_m \quad (3.5)$$

där Φ_0 är snedställningens grundvärde, $\Phi_0 = 1/200$.
 α_h är reduktionsfaktor för pelarhöjd, enligt (1).
 α_m är reduktionsfaktor för antal pelare i rad, enligt (2).

(1) $\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{h}}$ i intervallet $\frac{2}{3} \leq \alpha_h \leq 1,0$, där h är höjden för bärverket i m.

(2) $\alpha_m = \sqrt{0,5 \left(1 + \frac{1}{m}\right)}$ där m är antalet pelare i rad och endast de pelare som bär en vertikallast minst lika med 50 % av medelvärdet medtas.

Anm: Snedställningen kan försummas för byggnader om $H_{Ed} \geq 0,15V_{Ed}$.



Figur 3.2^[n] – Relativ snedställning i ramverk.

Det framgår av (3.5) att ju fler pelare som samverkar desto mindre kan den genomsnittliga snedställningen antas vara. Sannolikheten att många pelare samtidigt är snedställda åt samma håll är mindre. Snedställning kan kontrolleras i flera riktningar, men i en riktning åt gången.

3.3.2 Relativ initialkrokighet

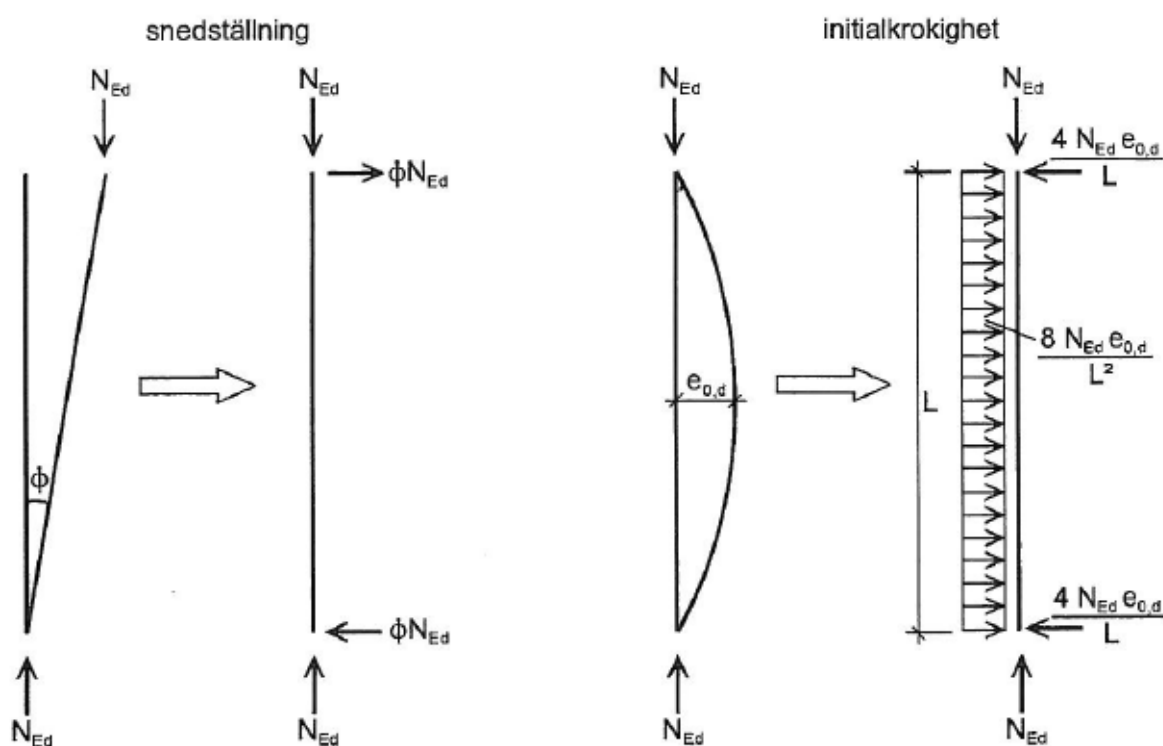
För bärverksdelar kan även den relativa initialkrokigheten, e_0/L , behöva beaktas i den enskilda bärverksanalysen, särskilt för konstruktioner känsliga för andra ordningens effekter. Däremot kan den lokala initialkrokigheten bortses ifrån då man har bestämt upplagskrafter och upplagsmoment utefter en global analys. Krokigheten är inkluderad i de dimensioneringssamband som ges i avsnitt 3.6 d.v.s. genom tillämpning av knäckningskurvor. Den relativa initialkrokigheten, e_0/L , är dimensionslös medan initialkrokigheten, e_0 , likt BKR är ett mått på utböjning. Rekommenderade värden på e_0/L ges i tabell 3.3. Se figur 3.3 för illustration av initialkrokigheten e_0 .

Tabell 3.3 – Dimensioneringsvärden för relativ initialkrokighet e_0/L

Knäckningskurva enligt tabell 3.8 (s. 87).	Elastisk analys	Plastisk analys
	e_0/L	e_0/L
a0	1/350	1/300
a	1/300	1/250
b	1/250	1/200
c	1/200	1/150
d	1/150	1/100

3.3.3 Ekvivalenta horisontalkrafter

EN 1993-1-1:5.3.2 Effekterna av snedställning och lokal initialkrokighet i 3.3.1 samt 3.3.2 kan i vissa fall ersättas med en ekvivalent horisontallast om de inte beaktas i dimensioneringssambanden i avsnitt 3.5. Deformationen som imperfektionerna i avsnitt 3.3.1 och 3.3.2 ger upphov till uppstår när den ekvivalenta horisontallasten uppnås. Med ekvivalent horisontalkraft menas alltså den last som bärverket egentligen skulle ha blivit belastat med för att uppnå dessa deformationer, efter kännedom av bärverkets utförande och bärförmåga. Sambanden framgår i figur 3.3. Notera den ekvivalenta horisontalkraften för initialkrokigheten $e_{0,d}$ beräknas med hjälp av samband för utböjning som följd av jämnt utbredd last och maximalt fältmoment, alltså härledda ifrån elementarlastfall^[10].



Figur 3.3^[10] – Ekvivalenta horisontalkrafter för snedställning samt initialkrokighet.

3.4 Klassificering av tvärsnitt

Klassificering av tvärsnitt (BSK: tvärsnittsklasser) används för att fastställa i vilken grad bärförmåga och rotationskapacitet för ett tvärsnitt begränsas av buckling. Tvärsnittsreduktion med avseende på tvärsnitt i klass 4 enligt 3.4.1 nedan redogörs inte för vidare, se istället EN 1993-1-5. Bärförmågor för tvärsnitt i klass 4 behandlas inte heller i denna rapport. De tvärsnitt som tas upp är dubbelsymmetriska I- och H-tvärsnitt. Om tvärsnittsdelarna hamnar i olika klasser, enligt kapitel 3.4.3, så väljs den mest ogynnsamma för hela tvärsnittet.

3.4.1 Definitioner

- Klass 1 avser tvärsnitt som kan bilda en flytled med den rotationskapacitet som krävs från en plastisk analys.
- Klass 2 avser tvärsnitt som kan uppnå plastisk bärförmåga för moment, men har begränsad rotationskapacitet på grund av buckling.
- Klass 3 avser tvärsnitt där spänningen i den yttersta tryckta fibern för ståltvärsnittet kan uppnå flytgränsen med en elastisk spänningsfördelning, men där buckling förhindrar plastisk bärförmåga.
- Klass 4 avser tvärsnitt där buckling inträffar innan flytgränsen uppnås i en eller flera delar av tvärsnittet. Tvärsnittsreduktion ska göras och bärförmågan baseras då på den effektiva tvärsnittsarean.

3.4.2 Elastisk och plastisk global analys

Inre krafter kan bestämmas med en elastisk respektive plastisk analys. Den elastiska analysen bör baseras på antagandet att spännings-töjningssambandet för materialet är linjärt, oavsett spänningsnivån. Den elastiska analysen kan alltid användas förutsatt att effektiva tvärsnittsvärden används för tvärsnitt i klass 4. För tillämpning av plastiska globala analyser sätts särskilda krav på tvärsnittet, se EN 1993-1-1:5.6. Se tabell 3.4 på nästa sida för en jämförelse med BSK angående teorier för beräkning av inre krafter och moment samt bärförmågor.

Tabell 3.4 – Beräkning av snittkrafter och bärförmågor för klasser

EK			BSK		
Klass	Snittkrafter	Bärförmåga	TK	Snittkrafter	Bärförmåga
1	Plastisk	Plastisk	1	Plastisk	Plastisk
2	Elastisk	Plastisk	2	Elastisk	Elastisk, se (1)
3	Elastisk	Elastisk			
4	Elastisk	Elastisk	3	Elastisk	Elastisk
(1) TK 2 förutsätter att snittkrafter beräknas enligt elasticitetsteori, men vid dimensionering av tvärsnitten får viss plasticering utnyttjas enl. BSK 6:212. Detta betyder att man interpolerar mellan elastisk och plastisk bärförmåga.					

Gränsen för klass 1 överensstämmer med den i BSK. Vid gränsen mellan klass 2 och 3 faller bärförmågan till den elastiska. Detta betyder att tvärsnitt i klass 2 kan genomplasticeras innan buckling sker, till skillnad mot tvärsnitt i klass 3 som uppnår flytspänning i en del av tvärsnittet, men inte hela, när buckling sker^[5]. Skillnaderna gentemot BSK för klassificering av böjda liv framgår i exempel 3.1 på sidan 77.

3.4.3 Klassificering av tvärsnittsdelar

För klassificering av tvärsnittsdelar görs kontroller med avseende på gränsvärden i tabellerna 3.5 och 3.7 för inre tryckta delar respektive flänsar med fri kant. Dessa baseras på om den undersökta delen är tryckt eller böjd samt dess slankhet och olika tal för förhållande mellan drag- och tryckspänning i den undersökta delen. De är uppsatta för att avspegla gränstillstånd där buckling inträffar. Det finns även gränsvärden för samtidigt tryckta och böjda delar vilket inte finns i BSK.

Tabellerna är i Eurokoden uppdelade efter om tvärsnittsdelen sitter fast i båda ändar (inre tryckta delar) eller flänsar med fri kant, istället för som i BSK efter liv eller fläns, se bilderna i tabell 3.5 och 3.7. Dessutom är den effektiva liv- och flänsbredden numera betecknad med endast c istället för som i BSK b_w resp. b_f . Detsamma gäller även liv- och flänstjockleken som nu endast betecknas t istället för t_w respektive t_f .

För att en tvärsnittsdel skall tillhöra en viss klass får de gränsvärden som anges för klassen ej överskridas. Klass 4 väljs om en del hamnar över gränsen för klass 3. Den största skillnaden här är att Eurokoderna har delat tvärsnittsklass 2 i BSK till två klasser, 2 och 3, med vissa undantag som framgår i exempel 3.1 på sidan 77.

3.4.3.1 Gränsvärden för inre tryckta delar

Den effektiva höjden c för den inre tryckta delen beräknas genom att ta hela höjden av tvärsnittet minus flänstjocklekar och svets- eller valsradier. Kvoten c/t (BSK: β_w) ska sedan vara mindre än eller lika med gränsvärdena (BSK: β_{wpl} för TK 1 resp. β_{wel} för TK 2) i tabellen nedan, vilket inte skiljer sig ifrån förfarandet i BSK. Gränsvärdena i sig beräknas dock annorlunda än gentemot BSK. Man tillämpar istället talet ϵ och i specifika fall även α samt ψ . Se förklaringar till dessa hjälptal på nästa sida.

Tabell 3.5^[p] - Gränsvärden för inre tryckta delar

Inre tryckta delar						
						Böjnings- axel
						Böjnings- axel
Klass	Böjda delar	Tryckta delar	Tryckta och böjda delar			
1						
	$c/t \leq 72\epsilon$	$c/t \leq 33\epsilon$	om $\alpha > 0,5$: $c/t \leq \frac{396\epsilon}{13\alpha - 1}$ om $\alpha \leq 0,5$: $c/t \leq \frac{36\epsilon}{\alpha}$			
2	$c/t \leq 83\epsilon$	$c/t \leq 38\epsilon$	om $\alpha > 0,5$: $c/t \leq \frac{456\epsilon}{13\alpha - 1}$ om $\alpha \leq 0,5$: $c/t \leq \frac{41,5\epsilon}{\alpha}$			
3						
	$c/t \leq 124\epsilon$	$c/t \leq 42\epsilon$	om $\psi > -1$: $c/t \leq \frac{42\epsilon}{0,67 + 0,33\psi}$ om $\psi \leq -1^*$: $c/t \leq 62\epsilon(1 - \psi)\sqrt{-\psi}$			
$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275	355	420	460
	ϵ	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

*) $\psi \leq -1$ gäller både om tryckspänningen $\sigma \leq f_y$ eller om $\epsilon_y > f_y/E$

Talet ε

Som framgår av tabell 3.5 är ε en funktion av referensflytspänningen och aktuell flytspänning (d.v.s. beroende på stålqualität). Samtliga övre gränsvärden i tabell 3.5 beror av detta hjälptal. En högre flytspänning ökar bärförmågan för materialbrott men påverkar inte bärförmågan för buckling. Därför ger högre flytspänning lägre gränsvärde.

Talet α

Talet α tillämpas endast för samtidigt tryckta och böjda delar för tvärsnitt i klass 1 och 2 och beskriver hur stor del av tvärsnittsdelen som är dragen.

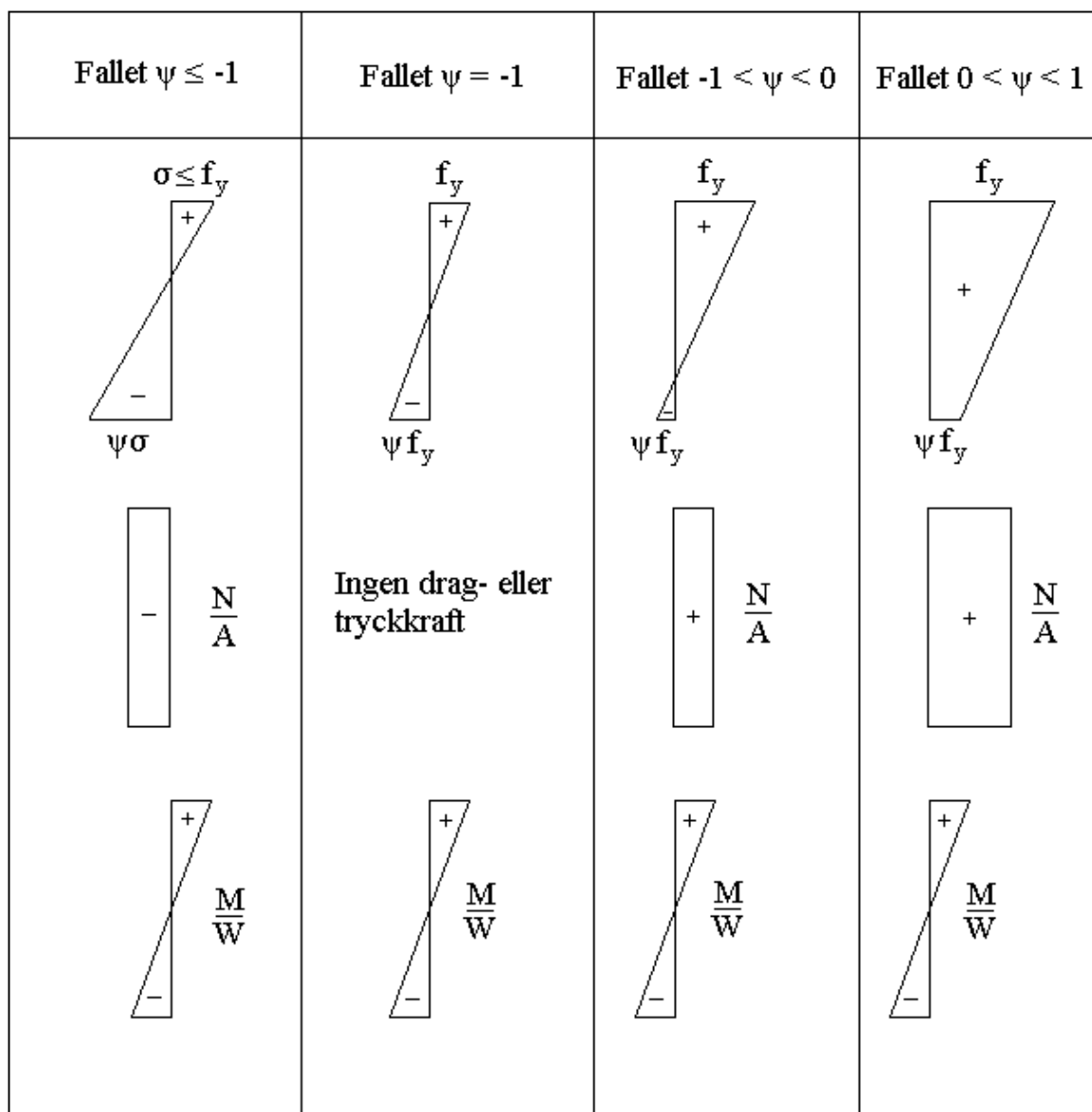
För ökande värden på α ges då lägre gränsvärden för berörda fall eftersom en ökande andel tryck i den undersökta delen gör tvärsnittsdelen mer benägen till buckling.

Talet ψ

Talet ψ tillämpas för tvärsnitt i klass 3 för samtidigt tryckt och böjd del när den antas ha uppnått flytspänningen, f_y , i den yttersta tryckta fibern med en elastisk spänningsfördelning. Den avser förhållandet mellan tryck- och dragspänning i det gränstillståndet. Maximal drag- resp. tryckspänning beräknas med elastisk analys och superponering enligt figur 3.4. ψ är därmed kvoten mellan, över tvärsnittet, maximal drag- och tryckspänning.

Av faktorn ψf_y , i tabell 3.5 samt figur 3,4, framgår att om värdet på ψ är mellan 0 och 1 så är spänningen för hela delen positiv, d.v.s. den är endast tryckt. För värden mellan 0 och -1 är tryckspänningen dominant och för värden mindre än -1 är istället dragspänningen dominant. Det sistnämnda inträffar normalt bara då konstruktionen är dragen d.v.s. då normalkraften som verkar på bärverksdelen leder till ren dragspänning vilket för t.ex. pelare är väldigt ovanligt. Det är viktigt att notera att f_y aldrig helt uppnås i den yttersta tryckta fibern då utan detta sker istället i den yttersta dragna fibern eftersom spänningen är högst där (och flytspänningen för stålet är densamma för drag- och tryckkraft). Notera fotnoten till tabell 3.5 som förklarar att antingen villkoret $\sigma \leq f_y$ eller $\varepsilon_y > f_y/E$ måste uppfyllas för att ψ ska kunna vara mindre än eller lika med -1. Observera att ε_y är flyttöjningen i detta fall och alltså inte talet ε som beskrivits överst på sidan.

När detta förhållande är bestämt använder man ett av de två sambanden för $\psi > -1$ resp. $\psi \leq -1$ för kontrollen i tabell 3.5. Ett större värde på ψ leder följaktligen till lägre gränsvärden för tvärsnittsklassificeringen (d.v.s. för ökande andel tryck).



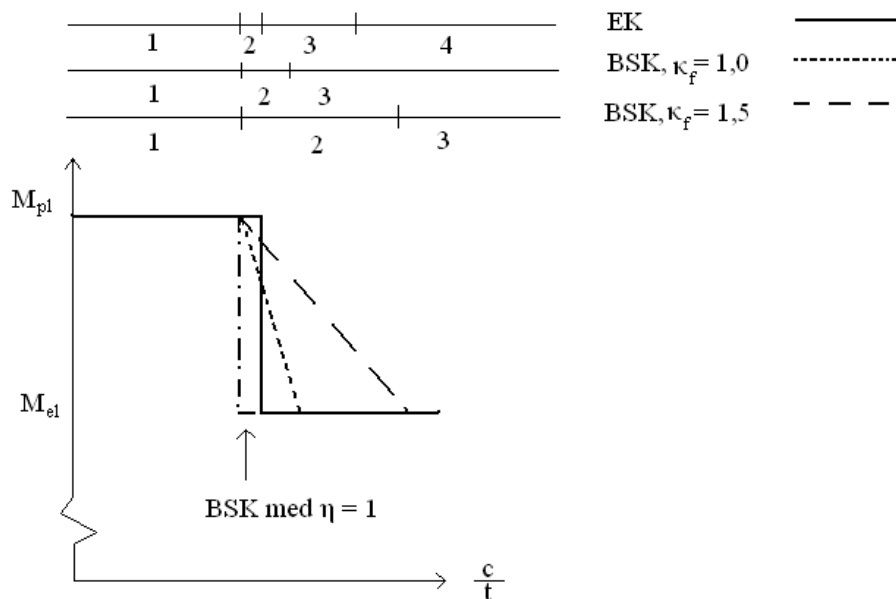
Figur 3.4 – Förtydligande, ej skalenlig, illustration av olika spänningsförhållanden för tvärsnitt i klass 3 för samtidigt tryckta och böjda delar.

Exempel 3.1

I det här exemplet jämförs övre gränsvärden för slankheten i livet på en I-balk utsatt för böjning. Flytspänningen f_y (BSK: f_{yk}) sätts här till 235 MPa d.v.s. $\varepsilon = 1$.

Tabell 3.6 – Beräkning av övre gränsvärden för klassificering av liv utsatt för böjning enligt Eurokod och BKR

EK		BSK	
Klass	Gränsvärde	TK	Gränsvärde
1	$\frac{c}{t} \leq 72\varepsilon = 72$	1	$\frac{b_w}{t_w} \leq \beta_{wpl} = 2,4 \sqrt{\frac{E_k}{f_{yk}}} = 71,74$
2	$\frac{c}{t} \leq 83\varepsilon = 83$	2	$\frac{b_w}{t_w} \leq \beta_{wel} = 2,4 \sqrt{\frac{E_k}{f_{yk}}}$
3	$\frac{c}{t} \leq 124\varepsilon = 124$		$\beta_{wel} = 95,65$ då $\kappa_f = 1,0$ $\beta_{wel} = 143,49$ då $\kappa_f = 1,5$



Figur 3.5 – Principiell illustration av övre gränsvärden för böjda liv för olika klasser enligt EK och BKR med maximalt och minimalt värde på κ_f , samt motsvarande bärförmåga hos tvärsnittet.

I tabell 3.6 och figur 3.5 framgår det att gränsen för tvärsnitt i klass 1 stämmer överens med den i BSK. Gränsvärdet för tvärsnittsklass 2 i BSK beror på faktorn κ_f som beaktar flänsens slankhet som kan anta värden i intervallet $1 \leq \kappa_f \leq 1,5$. Här förtydligas dessutom att klass 2 och 3 i Eurokoden hamnar i intervallet för tvärsnittsklass 2 i BKR för större värden på κ_f . För mindre värden på κ_f kan dock klass 3 i Eurokoden överlappa till tvärsnittsklass 3 i BKR. I figuren syns det dessutom tydligt att efter klass 2 faller den plastiska momentkapaciteten abrupt till den elastiska.

3.4.3.2 Gränsvärden för flänsar med fri kant

Definitionerna för de olika måtten och talen finns i föregående avsnitt, med skillnaden att c i detta avsnitt snarare är en effektiv bredd än höjd. Talet k_σ redogörs inte för vidare utan se istället EN 1993-1-5.

Tabell 3.7^[q] - Gränsvärden för flänsar med fri kant

Fläns med fri kant						
Valsade tvärsnitt			Svetsade tvärsnitt			
Klass	Tryckt kant	Tryckta och böjda delar				
		Tryckt kant	Dragen kant			
Spänningsfördelning i tvärsnittet (tryck positiv)						
1	$c/t \leq 9\epsilon$	$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha}$	$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$			
2	$c/t \leq 10\epsilon$	$c/t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha}$	$c/t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$			
Spänningsfördelning i tvärsnittet (tryck positiv)						
3	$c/t \leq 14\epsilon$	$c/t \leq 21\epsilon\sqrt{k_\sigma}$ För k_σ se EN 1993-1-5				
$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275	355	420	460
	ϵ	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

3.5 Dimensioneringsvärden för bärförmåga i tvärsnitt

Vid beräkning av bärförmåga i en kritisk punkt längs med bärverket får man, liksom BKR, tillämpa Von Mises flytvillkor då olika spänningsresultanter (t.ex. normalkraft, moment eller tvärkraft) verkar i tvärsnittet samtidigt. Den bör dock endast användas då interaktion grundat på bärförmågevärdena N_{Rd} , M_{Rd} och V_{Rd} inte kan genomföras. För bärförmågorna i detta kapitel gäller att hänsyn ska tas till imperfektioner enligt 3.3 och tvärsnittskontroller redogörs endast för med avseende på dragkraft, tryck, böjmoment, tvärkraft och samtidigt tryck och böjning som följer i avsnitt 3.5.1 t.o.m. 3.5.5. Observera att bärförmåga med hänsyn till global instabilitet behandlas separat i avsnitt 4.6. Bärförmåga med hänsyn till lokal instabilitet redogörs inte för i detta arbete.

3.5.1 Dragkraft

Dimensioneringsvärdet för dragkraft N_{Ed} ska i varje snitt uppfylla villkoret:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1,0 \quad (3.6)$$

För tvärsnitt med hål bör bärförmågan för dragkraft $N_{t,Rd}$ väljas som det minsta av:

- antingen den plastiska bärförmågan för bruttotvärsnittet enligt;

$$N_{pIRd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}} \quad (3.7)$$

där A är tvärsnittets bruttoarea som bör bestämmas med nominella mått, d.v.s. mått angivna på ritningar.

- eller som dimensionerande bärförmåga vid brott för nettotvärsnittet i snitt med hål för fästelement enligt:

$$N_{t,Rd} = \frac{\alpha A_{net} f_u}{\gamma_{M2}} \quad (3.8)$$

där A_{net} är tvärsnittets nettoarea, se EN 1993-1-1:6.2.2.2.
 f_u är stålets brottspänning enligt tabell 4.1.
 γ_{M2} är partialkoefficient med hänsyn till dragbrott enligt 3.1.1.

3.5.2 Tryckkraft

Dimensioneringsvärdet för tryckkraft N_{Ed} ska i varje snitt uppfylla villkoret:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1,0 \quad (3.9)$$

För tryckkraft gäller att buckling kan ske och därmed måste tvärsnittsklassificering beaktas. För att kontrollera bärförmågan för tryckkraft vid instabilitet se 3.6.1. Med hänvisning till 3.4 tas inte bärförmågor i klass 4 upp vidare.

Dimensionerande bärförmåga $N_{c,Rd}$ för ett tvärsnitt med jämnt fördelad tryckkraft bör bestämmas med följande uttryck:

$$N_{c,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{för tvärsnitt i klass 1, 2 eller 3.} \quad (3.10)$$

Hål med fästelement, med undantag för överstora hål och avlånga hål, behöver inte beaktas för tryckta bärverksdelar.

3.5.3 Böjmoment

Dimensioneringsvärdet för böjmoment M_{Ed} ska i varje snitt uppfylla villkoret:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1,0 \quad (3.11)$$

där $M_{c,Rd}$ är materialets momentkapacitet som bestäms med hänsyn till hål för fästelement.

Bärförmågan för moment kring en tyngdpunktsaxel för ett tvärsnitt bestäms enligt följande:

- för tvärsnittsklass 1 och 2:

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} f_y}{\gamma_{M0}} \quad (3.12)$$

- för tvärsnittsklass 3:

$$M_{c,Rd} = M_{el,Rd} = \frac{W_{el,min} f_y}{\gamma_{M0}} \quad (3.13)$$

där W_{pl} är plastiskt böjmotstånd.
 $W_{el,min}$ är minsta elastiska böjmotstånd.
 γ_{M0} är partialkoefficienten för osäkerheter i tvärsnittets bärförmåga oavsett tvärsnittsklass som för stål kan sättas till 1,0.

3.5.4 Tvärkraft

Dimensioneringsvärdet för tvärkraft V_{Ed} ska i varje snitt uppfylla villkoret:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1,0 \quad (3.14)$$

Vid plastisk dimensionering är $V_{c,Rc}$ den plastiska bärförmågan $V_{pl,Rd}$ enligt:

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} \quad (3.15)$$

där A_v är skjuvarean, som generellt kan sättas till livarean för balkar som är belastade parallellt med livet, se (1).

(1) Skjuvarean A_v kan väljas enligt följande:

- för valsade I- och H-tvärsnitt: $A_v = A - 2bt_f + t_f(t_w + 2r)$ men inte mindre än $\eta h_w t_w$.
- svetsade I-, H- och lådtvärsnitt: $\eta h_w t_w$.

Anm: η kan på säkra sidan sättas till 1,0.

Med r avser man kälradien/svetsradien och b är den totala bredden för tvärsnittet. Index för tjocklek (t) och höjd (h) för liv och fläns kommer från engelskans *web* respektive *flange*.

För skjuvareor på fler tvärsnitt, se EN 1993-1-1:6.2.6.

Se EN 1993-1-1:6.2.6(4) för beräkning av den elastiska bärförmågan.

3.5.5 Tryck och böjning

Liksom i BSK ska man i Eurokoden ta hänsyn till normalkraftens inverkan på den plastiska bärförmågan för moment och villkoren i (3.16) och (3.19) för tvärsnitt i berörda klasser ska uppfyllas i varje tvärsnitt längs med bärverksdelen. I enlighet med avgränsningarna 3.4 utförs i detta kapitel tvärsnittskontroller med avseende på dubbelsymmetriska tvärsnitt i klass 1, 2 och 3.

3.5.5.1 Tvärsnitt i klass 1 och 2

För tvärsnitt i klass 1 och 2 ska i varje tvärsnitt följande villkor uppfyllas:

$$M_{Ed} \leq M_{N,Rd} \quad (3.16)$$

där $M_{N,Rd}$ är den plastiska bärförmågan för moment reducerad på grund av normalkraften N_{Ed} .

För dubbelsymmetriska I- och H-tvärsnitt behöver inte hänsyn tas till normalkraftens inverkan på den plastiska bärförmågan för moment kring y-y axeln (d.v.s. moment som verkar för utböjning i styv riktning) då både villkoret i (3.17) och (3.18) är uppfyllda:

$$N_{Ed} \leq 0,25N_{pl,Rd} \quad \text{och även} \quad (3.17)$$

$$N_{Ed} \leq \frac{h_{tw} t_{tw} f_y}{\gamma_{M0}} \quad (3.18)$$

Anm: Det finns även ett liknande villkor för utböjning i vek riktning men det redogörs inte för i denna rapport.

För tvärsnitt där hål för fästelement inte behöver beaktas, kan följande approximationer användas för valsade I- och H-tvärsnitt samt för svetsade I- och H-tvärsnitt med lika flänsar:

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} \left(\frac{1-n}{1-0,5a} \right) \text{ men } M_{N,y,Rd} \leq M_{pl,y,Rd} \quad (3.19)$$

$$\text{för } n \leq a: \quad M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} \quad (3.20)$$

$$\text{för } n > a: \quad M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} \left[1 - \left(\frac{n-a}{1-a} \right)^2 \right] \quad (3.21)$$

där n är andelen dimensionerande tryckkraft gentemot den plastiska bärförmågan för tryckkraft, se (1).
 a är andelen livarea inkl. vals-/kälareor gentemot den totala tvärsnittsarean, se (2).

$$(1) \quad n = \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}}$$

$$(2) \quad a = \frac{A - 2bt_f}{A} \quad \text{men } a \leq 0,5.$$

3.5.5.2 Tvärsnitt i klass 3

Om tvärkraft inte förekommer ska den maximala längsgående spänningen för tvärsnitt i klass 3 uppfylla följande villkor:

$$\sigma_{x,Ed} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \quad (3.22)$$

där $\sigma_{x,Ed}$ är dimensionerande längsgående spänning på grund av moment och normalkraft med hänsyn till hål för fästelement där så fordras.

3.6 Bärförmåga med hänsyn till global instabilitet

I följande kapitel behandlas dimensioneringssamband som tar hänsyn till global instabilitet, i denna rapport begränsat till plan knäckning och plan interaktion mellan tryck och böjning. Därmed görs korrektioner endast m.a.p. utböjning i styv riktning men i kapitel 3.6.2.1 inkluderas vissa hjälpfunktioner som beaktar inverkan av den elastiska böjknäcklasten i vek riktning.

3.6.1 Reduktion med hänsyn till knäckning

För en tryckt bärverksdel bör en verifiering göras enligt:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1,0 \quad (3.23)$$

Dimensionerande bärförmåga $N_{b,Rd}$ för tryckkraft för en tryckt bärverksdel bör bestämmas enligt:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A f_y}{\gamma_M} \quad \text{för tvärsnitt i klass 1, 2 och 3.} \quad (3.24)$$

där χ är reduktionsfaktorn för relevant knäckfall enligt avsnitt 3.6.1.1.
 γ_{MI} är reduktionsfaktorn m.h.t. instabilitet, enl. 3.1.1, och kan för stål sättas till 1,0.

3.6.1.1 Slankhetsparameter och kritisk knäckningslast

Värdet på reduktionsfaktorn χ beror av balkens geometri, tillverknings sätt, knäckningsriktning och stålqualität. I EN 1993-1-1:6.3.1.2 finns samband för att beräkna denna numeriskt men värdet kan även erhållas från knäckningskurvor enligt figur 3.7 på s.88. Värdet visas där som en funktion av slankhetstalet $\bar{\lambda}$ enligt (3.25) nedan och de olika knäckningskurvorna (baserat på tabell 3.8 på s.87). I Eurokoden används fem knäckningskurvor varav den första, a_0 , inte förekommit tidigare i BKR. Knäckningskurvan a_0 används endast för höghållfast stål av typen S 460.

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A f_y}{N_{cr}}} = \frac{L_{cr}}{i} \frac{1}{\lambda_1} \quad \text{för tvärsnitt i klass 1, 2 och 3.} \quad (3.25)$$

Anm: Inverkan av instabilitet kan försummas då $\bar{\lambda} \leq 0,2$ eller $\frac{N_{Ed}}{N_{cr}} \leq 0,04$.

där L_{cr} är knäckningslängden i det plan som beaktas, se (3.27).
 i är tröghetsradien kring relevant axel, bestämd för bruttotvärsnittet d.v.s. $i = \sqrt{I/A}$.
 λ_1 är det relativa slankhetstalet, se (1).
 N_{cr} är den elastiska böjknäcklasten, se (2).

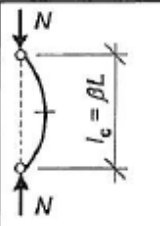
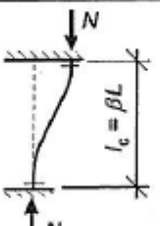
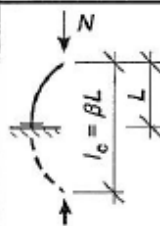
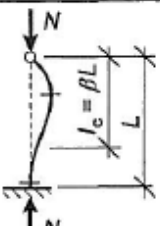
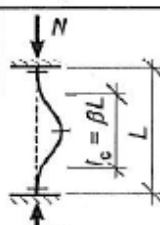
(1) Det relativa slankhetstalet är ett förhållande mellan referensflytspänningen 235 MPa och aktuell flytspänning enligt:

$$\lambda \Rightarrow \sqrt{\frac{235}{f_y}} \text{ där } f_y \text{ anges i MPa.} \quad (3.26)$$

(2) Den elastiska böjknäcklasten (även Eulerknäcklasten), N_{cr} , ges av:

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{(\beta L)^2} \quad (3.27)$$

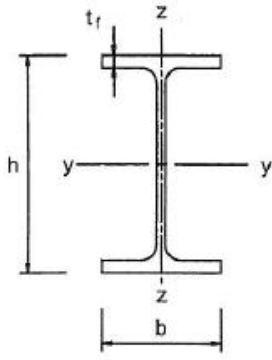
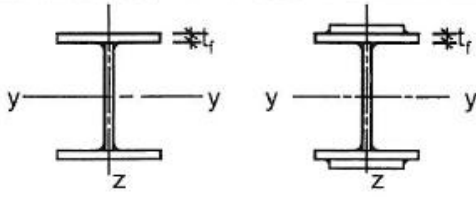
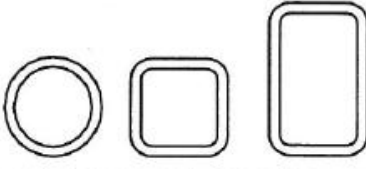
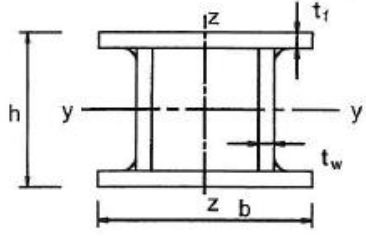
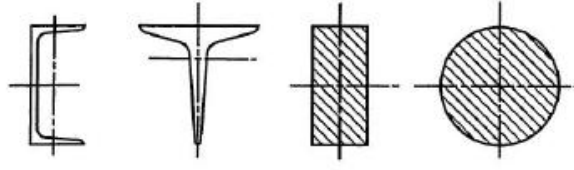
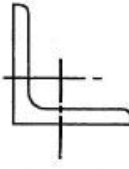
där β är faktor för knäckningslängden, se figur 3.6.
 βL är knäckningslängden, i Eurokoden kallad L_{cr} .

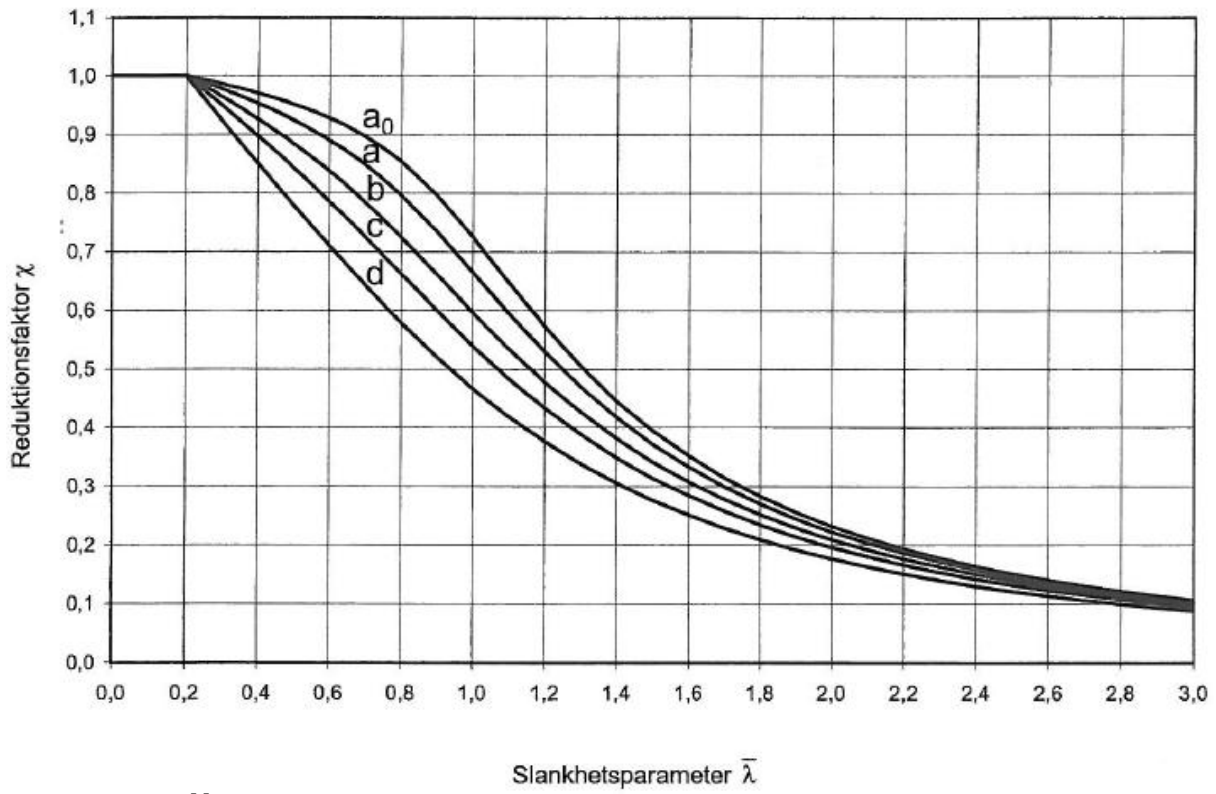
Upplagsfall	Centriskt tryck	Upplagsfall	Centriskt tryck
Stång ledad i båda ändrar.	 $\beta_{cd} = 1$ $\beta_{th} = 1$	Stång fast inspänd i båda ändrar. Upplagen förskjutbara i sidled.	 $\beta_{cd} = 1,2$ $\beta_{th} = 1$
Stång fast inspänd i ena änden, fri i den andra.	 $\beta_{cd} = 2,1$ $\beta_{th} = 2$	Stång fast inspänd i ena änden, ledad i den andra. Fria knutpunkter.	 $\beta_{cd} = 0,8$ $\beta_{th} = 0,7$
Stång fast inspänd i båda ändrar. Fixa knutpunkter.	 $\beta_{cd} = 0,6$ $\beta_{th} = 0,5$		

Figur 3.6^[1] – Värdet på faktorn β för olika instabilitetsmoder (knäckfall).

Anm: Enligt Prof. Bernt Johansson på Stålbyggnadsinstitutet gäller att ingen hänsyn ska tas till eftergivlighet vid upplag, d.v.s. β_{cd} kan sättas till β_{th} ^[8].

Tabell 3.8^[s] – Regler för val av knäckningskurva

Tvärsnitt	Gränsvärden	Knäckning kring	Knäckningskurva		
			S 235 S 275 S 355 S 420	S 460	
Valsade tvärsnitt 	$h/b > 1,2$	$t_f \leq 40$ mm	y-y z-z	a a ₀	a ₀ a ₀
		$40 \text{ mm} < t_f \leq 100$	y-y z-z	b c	a a
	$h/b \leq 1,2$	$t_f \leq 100$ mm	y-y z-z	b c	a a
		$t_f > 100$ mm	y-y z-z	d d	c c
Svejsade I-tvärsnitt 	$t_f \leq 40$ mm	y-y z-z	b c	b c	
	$t_f > 40$ mm	y-y z-z	c d	c d	
Rör 	varmformat eller avspänningsglödgat	båda	a	a ₀	
	kallformat	båda	c	c	
Svejsade lädrtvärsnitt 	I allmänhet (utom enligt nedan)	båda	b	b	
	stora svetsar: $a > 0,5t_f$ $b/t_f < 30$ $h/t_w < 30$	båda	c	c	
U-, T- och massiva tvärsnitt 		båda	c	c	
L-tvärsnitt 		båda	b	b	



Figur 3.7^[1] – Reduktionsfaktorn χ för olika knäckningskurvor och slankhetsparametrar.

3.6.2 Interaktionssamband för samtidigt tryck och böjning

Inledningsvis bör nämnas att metoden för interaktion mellan tryck och böjning i Eurokoden är mycket invecklad för mer komplicerade fall än vad denna rapport behandlar. Beräkning av samtliga interaktionsfaktorer är anpassad för datorberäkning snarare än handberäkning p.g.a. de många hjälpfunktioner som finns, se bilaga A. Professor Bernt Johansson på Stålbyggnadsinstitutet hävdar att det kan ses som ett misslyckande att det inte gavs några alternativ till denna metod och att ett bättre alternativ är att utföra en fullständig andra ordningens analys med finita elementanalyser för att kringgå detta^[6].

I detta kapitel kontrolleras utnyttjandegraden hos bärverksdelar med avseende på samtidig böjning och normalkraft som ställs mot de motsvarande bärförmågorna. Avgränsning görs i denna rapport till plan böjknäckning i styv riktning, d.v.s. bärverksdelarna är stagade mot vippning i vek riktning och de är inte vridningsbenägna. Dock redogörs de allmänna sambanden (3.28) och (3.29) för.

Först ska nämnas att axlarna är omdefinierade i Eurokoderna och bärverkets längsgående axel är numera betecknad x (BKR: z) medan tvärsnittets axlar utgörs av y (vek riktning, BKR: x) och z (styv riktning, BKR: y). Högerhandsregeln, då man kontrollerar momentets orientering genom att sätta tummen längs en axel och därefter erhåller riktningen på rotationen dit fingrarna pekar, kan fortfarande tillämpas. Notera exempelvis att momentet $M_{z,Ed}$ kring veka axeln z verkar för utböjning i styv riktning etc.

De allmänna interaktionssambanden för stänger som påverkas av böjning och normalkraft är uppsatta som följande villkor:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1,0 \quad (3.28)$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1,0 \quad (3.29)$$

där N_{Ed} , $M_{y,Ed}$, $M_{z,Ed}$

är dimensioneringsvärden för tryckkraft och maximalt moment kring y-y och z-z axeln längs med bärverksdelen.

$\Delta M_{y,Ed}$, $\Delta M_{z,Ed}$

är tillskottsmoment p.g.a. förskjutning av tyngdpunkt för tvärsnitt i klass 4, se (1).

χ_y och χ_z	är reduktionsfaktorer för böjknäckning i styv respektive vek riktning, enligt 3.6.1.
χ_{LT}	är reduktionsfaktor p.g.a. vridknäckning och böjvridknäckning, som för icke-vridningsbenägna bärverksdelar kan sättas till 1,0.
$k_{yy}, k_{yz}, k_{zy}, k_{zz}$	är interaktionsfaktorer.

- (1) Tillskottsmomenten för effektiva tvärsnitt i klass 4 $\Delta M_{y,Ed}$ och $\Delta M_{z,Ed}$ som uppstår då tyngdpunkten för tvärsnittet ändras, redogörs inte för vidare i denna rapport, se istället EN 1993-1-5 för beräkning av effektivt tvärsnitt.

I sambanden (3.28) och (3.29) finns den första skillnaden man iakttar dem emellan i den första termen för utnyttjandegraden m.a.p. normalkraft. Där tillämpas reduktionsfaktorn för böjknäckning, χ , för olika riktningar. P.g.a. avgränsningen i denna rapport kommer interaktionskontroller endast göras för utböjning i styv riktning. Därmed redogörs inte (3.28) för fortsättningsvis eftersom den reducerar med avseende på böjknäckning i vek riktning. Observera att ekvivalenta horisontalkrafter (enligt avsnitt 3.3.2) för lokal initialkrokighet (i styv riktning) inkluderas i reduktionsfaktorn χ_z .

Den andra skillnaden mellan sambanden är interaktionsfaktorerna k_{yy}, k_{yz}, k_{zy} samt k_{zz} som sätts framför termerna för utnyttjandegrad m.a.p. böjmoment som verkar i vek eller styv riktning. Det är fyra faktorer p.g.a. att de i ett första steg delas upp efter vilken riktning böjknäckning som följd av normalkraften sker och därav första bokstaven i index för respektive riktning. Den andra bokstaven avser runt vilken axel momenten verkar och sätts framför respektive term för det aktuella momentet.

Eftersom momenten inte antas verka för utböjning i vek riktning kan momentet $M_{z,Ed}$ fortsättningsvis sättas till 0.

Med hänsyn till de ovanstående avgränsningarna kan sambanden förenklas till uttryck 3.30 nedan för samtidigt böjda och trycka bärverksdelar:

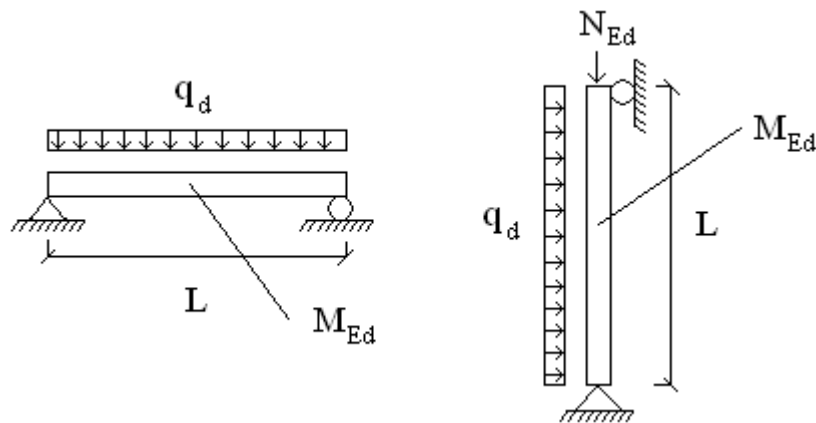
$$\chi_z \frac{N_{Ed}}{\gamma_{M1} N_{Rk}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed}}{\gamma_{M1} M_{y,Rk}} \leq 1,0 \quad (3.30)$$

där N_{Ed} är dimensionerande normalkraft.
 $M_{y,Ed}$ är dimensionerande böjmoment.
 $M_{y,Rk}$ är karakteristiskt värde för böjmomentkapacitet.

N_{Rk} är karakteristiskt värde för normalkraftskapacitet.
 k_{zy} är interaktionsfaktor enligt 3.6.2.1.

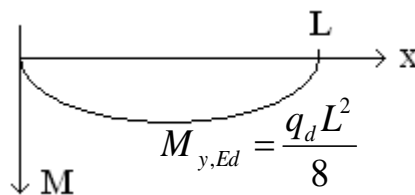
3.6.2.1 Interaktionsfaktor för böjknäckning i styv riktning

Som redogjort i föregående avsnitt är de allmänna sambanden 3.28 samt 3.29, för denna rapport, avgränsade till sambandet 3.30. Därmed redogörs endast för faktorn k_{zy} för korrektion av böjmomentet $M_{y,Ed}$ (böjmoment runt vek tvärsnittsaxel som verkar för utböjning i styv riktning). Beräkning av övriga interaktionsfaktorer redogörs för i EN 1993-1-1: bilaga A. Begränsning görs även till bärverksdelar som är fritt upplagda med lastbilder enligt figur 3.7 och därmed även en symmetrisk momentfördelning med momentmax i mitten enligt figur 3.8. Som nämnt förutsätts bärverksdelarna stagade för vippning och då blir interaktionsfaktorn k_{zy} betydligt lättare att beräkna.



Figur 3.7 – Lastbilder för en fritt upplagd balk resp. pelare med jämnt utbredd horisontal last.

Momentdiagrammet ser då principiellt ut enligt figur 3.8 med maximalt moment i mitten av bärverksdelen.



Figur 3.8 – Momentdiagram för fritt upplagda bärverksdelar med jämnt utbredd last med maximalt böjmoment i mitten.

EN 1993-1-1:A.1

Interaktionsfaktorn k_{zy} beräknas för olika klasser för tvärsnittet enligt:

- för tvärsnitt i klass 1 och 2:

$$k_{zy} = C_{my} C_{mLT} \frac{\mu_z}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}} \cdot \frac{1}{C_{zy}} \cdot 0,6 \sqrt{\frac{w_y}{w_z}} \quad (3.31)$$

- för tvärsnitt i klass 3 (och 4):

$$k_{zy} = C_{my} C_{mLT} \frac{\mu_z}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}} \quad (3.32)$$

EN 1993-1-1:A.1	där	C_{my}	är faktor för ekvivalent konstant moment som verkar för utböjning i styv riktning, se tabell 3.9.
		C_{mLT}	är faktor för ekvivalent vippningsmoment, som fortsättningsvis kan sättas till 1,0.
		w_z	är formfaktor för utböjning i styv riktning och $w_z = W_{pl,z}/W_{el,z} \leq 1,5$ (BKR: $\eta_y = Z_y/W_y$).
		w_y	är formfaktor för utböjning i vek riktning och $w_y = W_{pl,y}/W_{el,y} \leq 1,5$ (BKR: $\eta_x = Z_x/W_x$).
		μ_z	är faktor enligt tabell 3.9.
	C_{zy}	är faktor enligt tabell 3.9.	

En förutsättning för beräkning av faktorn C_{my} är att slankhetsparametern för vippning på grund av konstant moment, $\bar{\lambda}_0$ (se EN 1993-1-1:A), måste sättas till 0. Om så inte hade varit fallet hade en mängd andra hjälpfunktioner behövt kontrolleras för att ta fram värdet på C_{my} , vilken ju i ett första steg måste beräknas för att kunna ta fram interaktionsfaktorn k_{zy} för interaktion enligt (3.30). I denna rapport behövs även funktionerna i tabell 3.9 nedan för detta ändamål. När $\bar{\lambda}_0$ är 0 blir även C_{my} lika med $C_{my,0}$, vilket även förenklar beräkningen av faktorn C_{zy} , se tabell 3.9.

Tabell 3.9 – Funktioner för beräkning av interaktionsfaktorn k_{zy} ur bilaga A

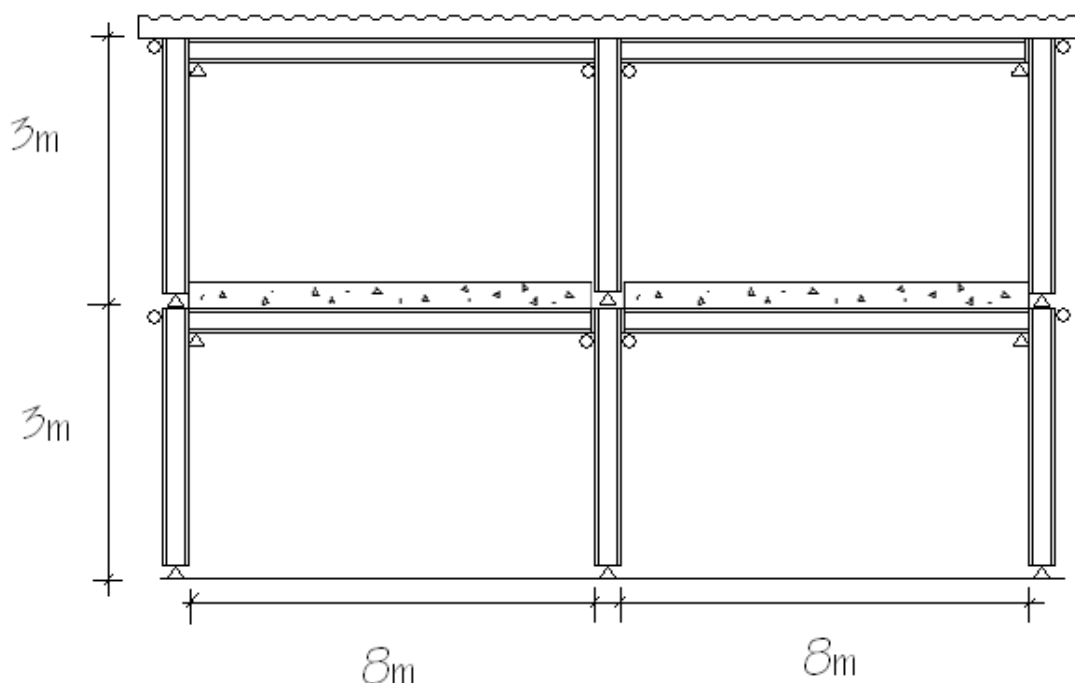
Momentfördelning enligt figur 3.8 $\rightarrow C_{my,0} = 1 + 0,03 \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}$		
$C_{zy} = 1 + (w_y - 1) \left(2 - 14 \frac{C_{my}^2 \bar{\lambda}_{\max}^2}{w_y^5} \right) n_{pl} \geq 0,6 \sqrt{\frac{w_y}{w_z}} \cdot \frac{W_{el,y}}{W_{pl,y}}$		
$\mu_z = \frac{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}}{1 - \chi_z \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}}$	$\bar{\lambda}_{\max} = \text{största av } \bar{\lambda}_y \text{ och } \bar{\lambda}_z$	$n_{pl} = \frac{N_{Ed}}{N_{Rk} / \gamma_{M1}}$

4 Beräkningsexempel

I detta kapitel görs två enklare beräkningsexempel med målet att jämföra Eurokoden och BKR emellan vad gäller utnyttjandegraderna i tvärsnittskontroller för fall med plan böjning hos en balk och plan knäckning hos en pelare. Det upprättas en mycket förenklad last- och bärförmågemodell, eftersom det huvudsakliga målet är att undersöka vad effekten blir av att i Eurokoden:

- Flytta partialkoefficienten för säkerhetsklasser till lastsidan istället för som i BKR på bärförmågesidan.
- Ändra värdena för partialkoefficienten för laster- och lastkombinationer, i detta fall gällande uppsättning B.
- Använda nya uttryck för att ta fram gränsvärden för tvärsnittsklassificering.
- Ändra sambanden för beräkning av reduktionsfaktor vid knäckning.

Bostadshuset (parhus el. dyl.) som ska undersökas i detta exempel antas ska byggas i Gävle. Nedan visas en stomsektion där influensbredden (b_{infl}) är 6 m mellan varje bärande sektion. Då både spännvidd för balk samt influenslängd för mittpelare är 8 m ges samma värde för influensarean på 48 m^2 .



Figur 4.1 – Stomsektion.

4.1 Förutsättningar

Som nämnt för föregående sida ska en balk tvärsnittskontrolleras för plan böjning och en pelare för plan knäckning, där brottgränstillståndet (som ej innefattar geotekniska laster) anses vara dimensionerande i båda fallen, vilket innebär att uppsättning B ska kontrolleras enligt Eurokoden som ställs mot LK 1 i BKR. Observera dock att, i kapitel 1.4.5.2, lastkombination B1 liknades vid LK 3 i BKR, men då de variabla lasterna inte ingår i den anses LK 1 istället vara dimensionerande.

Egentyngderna hos balkarna och pelarna beaktas ej eftersom de inte är av större relevans för att undersöka effekterna av ändringarna enligt föregående sida, mer än de skillnader som i Eurokoden uppstår för de fall där egentyngden är ojämnt fördelad från punkt till punkt längs med bärverket. Samtliga egentyngder anses i detta exempel vara jämnt fördelade. Egentyngderna hos innerväggar och ytskikt samt undertak och golv kommer heller inte att beaktas i dessa exempel.

4.2 Dimensionering av balk

En fritt upplagd och stagad balk av typen IPE 360 (S275) som bär upp mellanbjälklaget i figur 4.1 ska tvärsnittskontrolleras med avseende på maximalt böjmoment. Endast den nyttiga huvudlasten och egentyngden av bjälklaget bidrar till det dimensionerande böjmomentet, vilket ger maximalt moment i mitten av balken. Balken är i säkerhetsklass 2.

Tvärsnittsklassificeringen görs endast enligt Eurokoden eftersom det är känt enligt svensk standard att tvärsnittet IPE, som endast påverkas av ren böjning och dessutom har en karakteristisk flytspänning på 275 MPa (eller mindre), alltid tillhör TK 1^[10].

4.2.1 Karakteristiska värden för laster

Bjälklaget är ett prefabricerat håldäcksbjälklag av typen HD/F 120/20 med en egentyngd, $G_{k,bj.lag}$, på runt 2,6 kN/m².

Den nyttiga lasten, $q_{k,nyttig}$ för bostäder är, både i Eurokoden och BKR, 2,0 kN/m² (se tabell 2.2 på sidan 35). Den ska inledningsvis reduceras med avseende på belastad yta, dock med marginell skillnad mellan EK och BKR. I förklaringen ovanför figur 4.1 framgår att influensarean är 48 m². α_A i EK kan beräknas genom ekvation 2.1 på sidan 37 och blir 0,708 gentemot BKR som, enligt figur 2.2 på samma sida, får värdet 0,7. Den nyttiga lastens karakteristiska värde, efter reduktion, blir då:

$$\text{BKR: } q_{k,\text{nyttig}} = 0,7 \cdot (1,5 \cdot 10^3 + 0,5 \cdot 10^3) = 1,40 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{EN: } q_{k,\text{nyttig}} = 0,708 \cdot 2,0 \cdot 10^3 = 1,42 \text{ kN/m}^2$$

4.2.2 Dimensionerande moment

Det dimensionerande momentet ges, både i EK och BKR, av uttrycket:

$$M_d = \frac{q_d L^2}{8} \quad \text{där } L \text{ är } 8 \text{ m.}$$

Anm: M_d och q_d indexeras i Eurokoden numera M_{Ed} respektive q_{Ed} , eftersom det gäller en last-”Effekt”, se bl.a. avsnitt 3.6.2.

4.2.2.1 BKR

LK 1 ger en dimensionerande linjelast, q_d , med influensbredden 6 m, längs med balken enligt:

$$q_d = b_{\text{infl}} (1,0 \cdot G_{k,\text{bj.lag}} + 1,3 \cdot q_{k,\text{nyttig}}) = 6 \cdot (1,0 \cdot 2,6 \cdot 10^3 + 1,3 \cdot 1,4 \cdot 10^3) = 26,52 \text{ kN/m}$$

Då blir det dimensionerande momentet:

$$M_d = \frac{26,52 \cdot 10^3 \cdot 8^2}{8} \approx 212,16 \text{ kNm}$$

4.2.2.2 Eurokod

Säkerhetsklass 2 ger $\gamma_d = 0,91$. Enligt exempel 1.6 på sidan 24 och 25 ska lastkombination B2 bli dimensionerande eftersom bjälklagets egentyngd G_k är $2,6 \text{ kN/m}^2$ och den ensamt verkande variabla nyttiga lasten $Q_{k,\text{nyttig}}$ är $1,42 \text{ kN/m}^2$, se figur 1.2. Lastkombination B2 ger då en dimensionerande linjelast enligt:

$$q_{Ed} = b_{\text{infl}} \cdot (\gamma_d \cdot \xi \cdot \gamma_{Gj,\text{sup}} \cdot G_{k,\text{bj.lag}} + \gamma_d \cdot \gamma_Q \cdot q_{k,\text{nyttig}}) = \\ 6 \cdot (0,91 \cdot 0,89 \cdot 1,35 \cdot 2,6 \cdot 10^3 + 0,91 \cdot 1,5 \cdot 1,42 \cdot 10^3) = 28,69 \text{ kN/m}$$

Vidare blir det dimensionerande momentet:

$$M_{Ed} = \frac{q_{Ed} \cdot L^2}{8} = \frac{28,69 \cdot 10^3 \cdot 8^2}{8} = 229,52 \text{ kNm}$$

4.2.3 Dimensionerande momentkapacitet

IPE 360-balkens karakteristiska flytspänning är 275 MPa. Dock ska den karakteristiska flytspänningen reduceras i BKR med avseende på säkerhetsklassen där γ_n är 1,1 för SK 2. Partialkoefficienten för materialosäkerheter är för både EK och BKR 1,0 (γ_{M0} resp. γ_m). För att beräkna dimensionerande momentkapacitet måste först tvärsnittet klassificeras (vilket endast görs för beräkningarna enligt EK). Nedan är nödvändig tvärsnittsdata. Observera att beteckningarna enligt BSK står i parentes.

Tabell 4.1 – Tvärsnittsdata för en IPE 360-balk^[10]

h [mm]	b [mm]	t [mm]	d [mm]	R [mm]	W_{el,y} (W_x) [·10 ³ mm ³]	W_{pl,y} (Z_x) [·10 ³ mm ³]
360	170	12,7	8,0	18	904	1 020

4.2.3.1 BKR

Då balken, enligt svensk standard, alltså tillhör TK 1 och dessutom anses vara stagad mot vippning används följande samband för dimensionerande momentkapacitet, M_{Rxd} , kring tvärsnittets styva axel, i BKR betecknad x ^[10]:

$$M_{Rxd} = \frac{f_{yk} W_x \eta_x}{\gamma_n \gamma_m} = \frac{f_{yk} W_x \cdot \frac{Z_x}{W_x}}{\gamma_n \gamma_m} = \frac{f_{yk} Z_x}{\gamma_n \gamma_m} = \frac{275 \cdot 10^6 \cdot 1,020000 \cdot 10^6 \cdot 10^{-9}}{1,1 \cdot 1,0} = 255,0 \text{ kNm}$$

där η är kvoten av plastiskt och elastiskt böjmotstånd Z/W och för TK 1 gäller $\eta \leq 1,25$ ^[10].

4.2.3.2 Eurokod

Inledningsvis görs en tvärsnittsklassificering för att undersöka om IPE 360-tvärsnittet även tillhör TK 1 i Eurokoden.

Tvärsnittsklassificering av liv

Kvoten c/t , alltså effektiv höjd av livet dividerat med tjockleken av livet, beräknas genom:

$$\frac{c}{t} = \frac{h - 2 \cdot t - 2 \cdot R}{d} = \frac{360 - 2 \cdot 12,7 - 2 \cdot 18}{8} \approx 37,3$$

Gränsvärdet som kvoten c/t inte får överstiga är 72ε , se tabell 3.5 på s.74, vilket är:

$$72\varepsilon = 72 \sqrt{\frac{235}{275}} \approx 66,6 \text{ dvs. livet tillhör gott och väl tvärsnittsklass 1.}$$

Tvårsnittsklassificering av fläns

Kvoten c/t , alltså effektiv bredd av fläns dividerat med tjockleken av fläns, beräknas genom:

$$\frac{c}{t} = \frac{\frac{b}{2} - \frac{d}{2} - R}{t} = \frac{\frac{170}{2} - \frac{8}{2} - 18}{12,7} \approx 5,0$$

Gränsvärdet som kvoten c/t inte får överstiga är 9ε , se tabell 3.7, vilket blir:

$$9\varepsilon = 9 \cdot \sqrt{\frac{235}{275}} \approx 8,3 \text{ och även flänsen är alltså i klass 1.}$$

Hela tvärsnittet tillhör alltså gott och väl klass 1 i Eurokoden. Det leder till att man kan använda den plastiska bärförmågan enligt avsnitt 3.5.3 enligt (här utan hänsyn till hål för fästelement i $M_{c,y,Rd}$):

$$M_{y,Rd} = M_{c,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} = \frac{W_{pl,y} f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1020000 \cdot 10^{-9} \cdot 275 \cdot 10^6}{1,0} = 280,50 \text{ kNm}$$

4.2.4 Utnyttjandegrad och observationer

BKR

$$\frac{M_{Sxd}}{M_{Rxd}} = \frac{212,16}{255,0} \approx 0,83$$

Eurokod

$$\frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} = \frac{229,52}{280,5} \approx 0,82$$

Man kan konstatera att det är mycket små skillnader vid en grovt förenklad last- och bärförmågemodell som denna, trots att man har flyttat γ_d till lastsidan och överlag också höjt på värdena för γ_F . Eftersom balken var i säkerhetsklass 2 och bara en enda variabel last belastade den, blev helt enkelt effekten av att flytta γ_d osynlig. Det faktum att man även reducerade egentyngden av bjälklaget med samma koefficient komprimerades av att man hade ett högre värde på γ_F och vice versa. Se även 4.3.4 för ytterligare observationer för fallet med pelaren.

4.3 Dimensionering av mittpelare

En i båda ändar ledad och stagad mittpelare av typen HEA 140 (S275) i bottenplanet ska tvärsnittskontrolleras med avseende på plan knäckning i styv riktning till följd av normalkraft. Snölast, nyttig last samt egentygnder från tak och bjälklag bidrar till den dimensionerande normalkraften. Pelaren är i säkerhetsklass 3. Taket är ett pulpettak (som dock inte syns i sektionen i figur 4.1) med lutningen 30° . Influensarean, A_{infl} , för pelaren är 48 m^2 , se förklaringen före figur 4.1.

4.3.1 Karakteristiska laster

Karakteristiska värden för nyttig last efter reduktion m.h.t. belastad yta är $1,4 \text{ kN/m}^2$ för BKR och $1,42 \text{ kN/m}^2$ för EK, se 4.2.1.

Egentygden av bjälklaget är $2,6 \text{ kN/m}^2$, se 4.2.1. Taket är uppbyggt av träullit-sandwichelement med egentygden $0,57 \text{ kN/m}^2$. Detta ger en total egentygnd på: $G_{k,tot} = G_{k,bj.lag} + G_{k,tak} = 2,6 + 0,57 = 3,17 \text{ kN/m}^2$.

Den karakteristiska snölasten på mark, s_k (BKR: s_0), är i Gävle är $2,5 \text{ kN/m}^2$ både i EK och BKR. Då taklutningen är 30° blir formfaktorn μ_1 i EK 0,8, se figur 2.5 på sidan 46. Samma värde får man även för formfaktorn i BKR. Topografin anses vara normal vilket ger ett värde på 1,0 på exponeringsfaktorn C_e i EK, se tabell 2.4 på sidan 42. Den termiska faktorn C_t är i båda fallen 1,0. Den karakteristiska snölasten på detta tak blir då:

$$\begin{aligned} \text{BKR:} \quad s_k &= \mu \cdot C_t \cdot s_0 = 0,8 \cdot 1,0 \cdot 2,5 \cdot 10^3 = 2,0 \text{ kN/m}^2 \\ \text{EN:} \quad s &= \mu_1 \cdot C_t \cdot C_e \cdot s_k = 0,8 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 2,5 \cdot 10^3 = 2,0 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

4.3.2 Dimensionerande normalkraft

4.3.2.1 BKR

Först görs en kontroll om huruvida snölasten eller den nyttiga lasten är huvudlast. Karakteristiskt värde för snölast är $2,0 \text{ kN/m}^2$ med $\psi = 0,7$ och för den nyttiga lasten gäller $0,5 \cdot \alpha_A = 0,35 \text{ kN/m}^2$ för bunden del och $1,5 \cdot \alpha_A = 1,05 \text{ kN/m}^2$ för fri del. Tillhörande lastreduktionsfaktorer är $\psi_b = 1,0$ resp. $\psi_{fri} = 0,33$.

Då snölast är huvudlast blir N_{Sd} :

$$\begin{aligned} N_{Sd} &= A_{infl} (1,0 \cdot G_{k,tot} + 1,3 \cdot s_k + 1,0 \cdot (\psi_b \cdot Q_{knyttig,b} + \psi_{fri} \cdot Q_{knyttig,fri})) = \\ &48 \cdot (1,0 \cdot 3,17 + 1,3 \cdot 2 + 1,0 \cdot (1,0 \cdot 0,35 + 0,33 \cdot 1,05)) = 310,4 \text{ kN} \longrightarrow \text{Dimensionerande} \end{aligned}$$

Då nyttig last är huvudlast blir N_{Sd} :

$$\begin{aligned} N_{Sd} &= A_{infl} (1,0 \cdot G_{k,tot} + 1,3 \cdot (Q_{knyttig,b} + Q_{knyttig,fri}) + 1,0 \cdot \psi \cdot s_k) = \\ &48 \cdot (1,0 \cdot 3,17 + 1,3 \cdot (0,35 + 1,05) + 1,0 \cdot 0,7 \cdot 2,0) = 306,7 \text{ kN} \end{aligned}$$

4.3.2.2 Eurokod

Enligt samma resonemang som i beräkningen för BKR på föregående sida kan man även i detta fall välja snölasten som huvudlast i uppsättning B. Då inte endast den nyttiga lasten är variabel last i detta fall, kan ej exempel 1.6 på sidan 24 och 25 tillämpas (eftersom figur 1.2 endast undersöker förhållandet mellan en permanent last och en variabel last). För säkerhetens skull kontrolleras därför Lastkombination B1 och B2, där den minst gynnsamma lasten blir dimensionerande, enligt:

$$N_{Ed,B1} = A_{infl} (\gamma_d \cdot 1,35 \cdot G_{k,tot} + \gamma_Q (\psi_0 \cdot s + \psi_0 \cdot Q_{k,nyttig})) =$$

$$= 48 \cdot (1,0 \cdot 1,35 \cdot 3,17 + 1,5 \cdot (0,7 \cdot 2 + 0,7 \cdot 1,42)) = 377,8 \text{ kN}$$

$$N_{Ed,B2} = A_{infl} (\gamma_d \cdot \xi \cdot 1,35 \cdot G_{k,tot} + \gamma_{Qs} \cdot s + \gamma_{Q,nyttig} \cdot \psi_0 \cdot Q_{k,nyttig}) =$$

$$= 48 \cdot (1,0 \cdot 1,2 \cdot 3,17 + 1,5 \cdot 2 + 1,5 \cdot 0,7 \cdot 1,42) = 398,16 \text{ kN}$$

Lastkombination B2 blir alltså dimensionerande i detta fall. Observationen som gjordes i exempel 1.6 var att Lastkombination B1 ofta blir dimensionerande för tyngre byggnader med relativt små variabla laster. De utökningarna i permanent och variabel last som gjorts jämfört med avsnitt 4.2 är ynka $0,57 \text{ kN/m}^2$ i egentyngd kontra $1,42 \text{ kN/m}^2$ av karakteristisk snölast. Oavsett om snölasten multipliceras med γ_d och γ_Q och därefter reduceras med lastreduktionsfaktorn på 0,7 (dvs. oavsett om den är huvudlast eller ej) och samtidigt påökningen av egentyngd multipliceras med 1,35 istället för $\xi \cdot 1,35$ (vilket ökar den något) så blir ökningen av variabel last ändå större relativt den permanenta. Det väger därför ännu mer åt att Lastkombination B2 ska bli dimensionerande än jämfört med avsnitt 4.2.2.2.

4.3.3 Dimensionerande normalkraftskapacitet

HEA 140-pelarens karakteristiska flytspänning är också den 275 MPa. Dock ska den karakteristiska flytspänningen reduceras i BKR med avseende på säkerhetsklassen där γ_n är 1,2 för SK 3. Partialkoefficienten för materialosäkerheter är fortfarande 1,0 i båda standarderna. Först ska en tvärsnittsklassificering göras, och eftersom pelaren inte utsätts för ren böjning, till skillnad från balken i avsnitt 4.2, görs även en tvärsnittskontroll för beräkningen enligt BKR och nedan är nödvändig tvärsnittsdata. Eventuella beteckningar ifrån BSK står i parentes.

Tabell 4.2 – Tvärsnittsdata för en HEA 140-balk^[10]

h [mm]	b [mm]	t [mm]	d [mm]	R [mm]	A [mm ²]	I_y (I_x) [·10 ⁶ mm ⁴]	i_y (i_x) [mm]
133	140	8,5	5,5	12	3142	10,33	57,3

4.3.3.1 BKR

Tvärsnittsklassificering av liv

$$\beta_w = \frac{b_w}{t_w} = \frac{h - 2 \cdot t - 2 \cdot R}{d} = \frac{133 - 2 \cdot 8,5 - 2 \cdot 12}{5,5} \approx 16,7$$

För TK 1 att gränsvärdet $\beta_{w,pl}$ inte får överstigas och det blir^[10]:

$$\beta_{w,pl} = 1,46 \cdot \sqrt{\frac{E_k}{f_{yk}}} = 1,46 \cdot \sqrt{\frac{210 \cdot 10^9}{275 \cdot 10^6}} \approx 40,3$$

Livet tillhör alltså gott och väl tvärsnittsklass 1.

Kvoten mellan livets slankhet och gränsvärdet för TK 1 blir:

$$\frac{\beta_w}{\beta_{w,pl}} = \frac{16,7}{40,3} \approx 0,414 \quad (\text{se avsnitt 4.3.4 för jämförelse med EK})$$

Tvärsnittsklassificering av fläns

$$\beta_f = \frac{b_f}{t_f} = \frac{\frac{b}{2} - \frac{d}{2} - R}{t} = \frac{\frac{140}{2} - \frac{5,5}{2} - 12}{8,5} \approx 6,5$$

För TK 1 att gränsvärdet $\beta_{f,pl}$ inte får överstigas och det blir^[10]:

$$\beta_{f,pl} = 0,3 \cdot \sqrt{\frac{E_k}{f_{yk}}} = 0,3 \cdot \sqrt{\frac{210 \cdot 10^9}{275 \cdot 10^6}} \approx 8,3 \text{ och även flänsen tillhör TK1.}$$

Kvoten mellan flänsens slankhet och gränsvärdet blir:

$$\frac{\beta_f}{\beta_{f,pl}} = \frac{6,5}{8,3} \approx 0,78 \quad (\text{se avsnitt 4.3.4 för jämförelse med EK})$$

Att hela tvärsnittet tillhör TK 1 gör att följande samband för dimensionerande tryckkraftskapacitet användas:

$$N_{Red} = \frac{\omega_c f_{yk} A_{gr}}{\gamma_n \gamma_m}$$

Reduktionsfaktorn ω_c avläses ur ett diagram^[10] där denna står som funktion av slankhetstalet λ_c och beror även av vilken knäckningskurva som tillämpats för det aktuella tvärsnittet, i detta fall kurva b. λ_c beräknas genom uttrycket (i_x framgår i tabell 4.2):

$$\lambda_c = \frac{l_c}{\pi i_x} \sqrt{\frac{f_{yk}}{E_k}} = \frac{3}{\pi \cdot 35,2 \cdot 10^{-3}} \cdot \sqrt{\frac{275 \cdot 10^6}{210 \cdot 10^9}} \approx 0,98 \rightarrow \omega_c \approx 0,60$$

Den dimensionerande tryckkraftskapaciteten blir då:

$$N_{Red} = \frac{0,60 \cdot 275 \cdot 10^6 \cdot 3142 \cdot 10^{-6}}{1,2 \cdot 1,0} \approx 432,0 \text{ kN}$$

4.3.3.2 Eurokod

Tvärsnittsklassificering av liv

Kvoten c/t beräknas på samma sätt som och motsvaras alltså av β_w i BKR, se föregående avsnitt, och är då 16,7. Samma gränsvärde gäller som för balken i avsnitt 4.2.3.2 och är även i detta fall 72ε vilket alltså motsvarar 66,6. Livet för HEA 140-tvärsnittet är då gott och väl i klass 1.

Kvoten mellan livets slankhet och gränsvärdet för tvärsnitt i klass 1 blir:

$$\frac{c/t}{72\varepsilon} = \frac{16,7}{66,6} \approx 0,251 \quad (\text{se avsnitt 4.3.4 för jämförelse med BSK})$$

Tvärsnittsklassificering av fläns

Kvoten c/t motsvaras här av β_f ifrån föregående avsnitt som är 6,5 och, även som för flänsen hos IPE-balken i avsnitt 4.2.3.2, måste det vara mindre än 9ε alltså 8,3. Därmed är även flänsen i klass 1.

Kvoten mellan flänsens slankhet och gränsvärdet för tvärsnitt i klass 1 blir:

$$\frac{c/t}{9\varepsilon} = \frac{6,5}{8,3} \approx 0,78 \quad (\text{se avsnitt 4.3.4 för jämförelse med BSK})$$

För tvärsnitt i klass 1, 2 och 3 får man, med hänsyn till reduktion för knäckning, följande samband för beräkning av den dimensionerande tryckkraftskapaciteten (se avsnitt 3.6.1 på sidan 85):

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A f_y}{\gamma_M}$$

Reduktionsfaktorn χ avläses ur figur 3.7 där denna står som funktion av slankhetsparametern $\bar{\lambda}$ samt vilken knäckningskurva som tillämpats, även i detta fall kurva b. $\bar{\lambda}$ beräknas genom uttrycket (I_y och A framgår i tabell 4.2):

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A f_y}{N_{cr,y}}} = \sqrt{\frac{A f_y}{\frac{\pi^2 E I_y}{(\beta L)^2}}} = \sqrt{\frac{3142 \cdot 10^{-6} \cdot 275 \cdot 10^6}{\frac{\pi^2 \cdot 210 \cdot 3,89 \cdot 10^3}{(1,0 \cdot 3)^2}}} \approx 0,98 \rightarrow \chi = 0,6$$

Den dimensionerande tryckkraftskapaciteten beräknas då enligt:

$$N_{b,Rd} = \frac{0,6 \cdot 3142 \cdot 10^{-6} \cdot 275 \cdot 10^6}{1,0} = 518,4 \text{ kN}$$

4.3.4 Skillnader i tvärsnittsklassificering

Som framgick i avsnitten 4.3.3.1 och 4.3.3.2 blev skillnaderna stora när slankheten hos livet i HEA 140-tvärsnittet, som ju beräknades på samma sätt i båda standarderna, ställdes mot gränsvärdet för tvärsnitt i klass 1 i BSK respektive EK. För livet fick BSK värdet 0,414 gentemot EK som fick 0,251. Man kan konstatera att BSK ser det som att livets slankhet har högre inflytande på bärförmågan med avseende på buckling. Denna skillnad är ändå märkbar med tanke på att de motsvarande värdena för flänsen hos BSK och EK hade samma värde.

4.3.5 Utnyttjandegrad

BKR

$$\frac{N_{Sd}}{N_{Rcd}} = \frac{324,0}{432,0} \approx 0,72$$

Eurokod

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} = \frac{398,2}{518,4} \approx 0,77$$

För detta exempel med en HEA 140 pelare kan man konstatera att marginalerna är omvända, till fördel för BKR. För lastmodeller med flertalet variabla laster, framförallt i säkerhetsklass 3 då man ej reducerar lasterna i EK, skulle man kunna förutse att lasterna kommer att bli så pass höga och därmed kompensera för att man får en något högre bärförmåga.

5 Diskussion

I följande kapitel dras slutsatser av den information som behandlats tidigare i rapporten. För reglerna i Eurokoderna görs observationer av generella tendenser gentemot BKR och diskussionen förs kring vilka konsekvenser införandet kan få. Generella tendenser diskuteras och slutsatser dras från beräkningsexempel som gjorts enligt Eurokoderna och BKR samt handboken BSK.

I rapporten har vi sett en generellt stor ökning av dimensionerande laster i Eurokoderna gentemot BKR, men även en ökning av bärförmågor. Relativt sett borde det ändå leda till att man får högre utnyttjandegrader vid dimensionering enligt Eurokoder med tanke på att γ_F har blivit så pass mycket större, inte i någon av kombinationerna var den mindre än i BKR. Det är dock svårt att säga hur detta påverkar varje enskild dimensioneringssituation eftersom man även fått större bärförmågor överlag, och inom ramarna för detta arbete har vi endast kunna påvisa mindre skillnader och inte haft möjligheten att använda oss av ett mer storskaligt projekt. För specifika fall, såsom kontinuerliga bjälklag eller för stora bostadskomplex med många våningar, vill vi dock påstå att skillnaden kommer att bli stor i förhållande till den 20-procentiga ökningen av bärförmågan man får gentemot BSK.

För att försätta diskussionen kring partialkoefficienten för säkerhetsklasser så tror vi att, för den internationella konkurrensens del, det kan vara positivt för Sverige att få flyttat den till lastsidan. De dimensionerande bärförmågorna för bärverksdelar med ett givet utförande kommer alltså i Sverige att få samma värde som i CENs övriga medlemsländer vilket ger materialtillverkare i Sverige, framförallt av prefab, en större målgrupp att rikta sig till. Efter samma resonemang kan även konstruktörer i Sverige nu erbjuda samma typer av beräkningar som de utför runt om i Europa vilket ökar den internationella harmoniseringen.

En annan generell fördel med det nya systemet för säkerhetsklassificering är att bärverksdelens placering i konstruktionen inte har någon inverkan på dess dimensionerande bärförmåga utan det enda som skiljer sig åt mellan olika placerade bärverksdelar med samma utförande är att de dimensionerande lasterna på dem ändras. Detta får ju visserligen följder för utnyttjandegraderna hos de olika bärverksdelarna, men bärförmågan i sig förblir samma.

För att komma tillbaka till partialkoefficienten för laster- och lastkombinationer observerade vi att ökningen av värdet på γ_F kunde tänkas vara till följd av att partialkoefficienten γ_{Sd} för osäkerheter i lastmodeller beaktades i större utsträckning än i BKR. Lastkombinationerna A, B1 och B2

hade ofta ett värde som motsvarade just γ_{sd} , som ju enligt avsnitt 1.2.1, kunde sättas till ett värde i intervallet 1,05-1,15.

En annan viktig skillnad är att de samverkande variabla lasterna alltid har lika stort värde på γ_F som huvudlasten, för de kombinationer där huvudlast skall väljas, och att enda skillnaden då blir att man för samverkande laster skulle reducera med lastreduktionsfaktorn ψ .

Motsvarigheten till γ_{sd} på bärförmågesidan, dvs. partialkoefficienten för osäkerheter i bärförmågemodellen för stål, γ_{Rd} , har däremot varit 1,0. Någon skillnad på värdet av γ_M för materialet stål har inte kunnat påvisas gentemot γ_m i BSK mer än att riktlinjerna är mer konkreta för när man skall tillämpa värdet 1,1.

För variabla laster har de största skillnaderna observerats rörande beräkning av nyttig last. I exempel 2.1 illustrerades att när det gäller jämförelse av det dimensionerande fältmomentet för en kontinuerlig balk i två fack så ger Eurokoden ett mer ofördelaktigt värde. Detta är en följd av att den nyttiga lasten anses vara helt fri. Detta leder till att man istället placerar hela lasten så ogynnsamt som möjligt, d.v.s. över endast ett av facken, och därmed fås ett högre maximalt moment i fält. Momentet blev lägre med metoden enligt BKR då nyttig last hade en bunden resp. fri del. Detta kan leda till att beställare i framtiden föredrar balkar med ett fack eller ledade tvåfacksbalkar. Dock blir stödmomentet högre enligt BKR eftersom man har två moment som verkar åt olika håll då.

En annan stor skillnad visades i exempel 2.4 där den dimensionerande nyttiga lasten i en pelare i ett hus med flera våningar blir mycket större enligt Eurokoden. Redan vid tre våningar ger den högre last och sedan ökar skillnaden ytterligare med antalet våningar gentemot BKR. Reduktionsfaktorn α_n visades i figur 2.3 vara gynnsammare än gentemot BKR i intervallet $2 < n < 9$, vilket ändå inte gav gynnsammare lastvärde i samma intervall. En huvudorsak till detta är att när nyttig last är huvudlast i Eurokoden så är den, till skillnad från i BKR, det på alla plan.

Detta skulle kunna indikera att höga byggnader kommer att bli säkrare och mer robusta konstruktioner i Sverige framöver, eftersom pelare och väggar skall dimensioneras för mycket större laster, ofta endast med en marginell relativ ökning i bärförmågan gentemot BKR. Troligen kommer detta få konsekvensen att det blir dyrare att bygga höga hus men effekten kan dock motverkas av ökad internationell konkurrens.

En ökning av det samverkande värdet för nyttig last, p.g.a. lastreduktionsfaktorn, påvisades i exempel 2.2. Jämförelsen inkluderade även partialkoefficienten för lasten. Skillnaden blev stor när den nyttiga lasten var samverkande eftersom den då har samma värde på partialkoefficienten för last som huvudlasten, för de flesta fall 1,5, medan BKR har partialkoefficienten 1,0 för det vanliga värdet. Det konkluderades där att det samverkande dimensioneringsvärdet för nyttig last kommer att bli mer än dubbel så högt i kategori A. Resonemanget ovan borde även leda till att dimensioneringsvärden för variabla laster överlag blir högre. En teori till varför lastreduktionsfaktorn för nyttig last har ökat är att sannolikheten för att människor vistas i lokaler samtidigt skiljer sig åt i olika regioner av Europa p.g.a. exempelvis kultur och klimat. Hade man valt att behålla det svenska systemet för lastreduktionsfaktorer för nyttig last hade det sannolikt blivit mycket stora skillnader gentemot övriga länder i Europa i bygghandlingar och målet med Eurokoderna hade inte uppnåtts.

Däremot har lastreduktionsfaktorerna för vind- och snölast inte ändrats märkbart, och det beror med största sannolikhet på att de fortfarande är geografiskt anpassade för svenska förhållanden. Dock är värdena baserade på ny datainsamling ifrån fler mätstationer. Formfaktorerna har blivit lite annorlunda för både snö- och vindlast. När det gäller formfaktorerna för snölasten så måste man enligt Eurokoden räkna med asymmetrisk fördelning av snölasten även för låglutande tak.

Tillämpningen av den asymmetriska snölastfördelningen för låglutande tak i Eurokoderna skulle ha kunnat förhindra en del av de olyckorna under vintern 2009/2010 i Sverige där ett stort antal tak rasade. På uppdrag av regeringen gjorde Boverket därefter en statistisk analys av olyckorna. Först och främst var frekvensen hög för ras där taken hade stora spännvidder och låg lutning, t.ex. industrihallar, lager och ridhus, vilket i sig är faktorer som ökar snölastförutsättningarna för takstolarna. Man observerade även stora skillnader i snödjup mellan lä- och lovartsidan av taket och dessutom en större snödrift för tak med stor yta relativt små. Det förvärrades bl.a. av att snöanhopningar uppstod som följd av att byggnader uppförts i närheten^[9].

Reglerna i Eurokoden för snölast, som visats i kapitel 2.2.2.3 för sadeltak, anger hur man kan tillämpa olika lastbilder och göra en uppdelning av lasten på bägge sidor om nocken. Lastbilderna tar även hänsyn till snödrift. Detta är ett liknande resonemang som det med att nyttig last normalt ska betraktas som helt fri, men där den dock inte är fullständigt fri. Den asymmetriska fördelningen av snölasten är ett sätt att höja säkerhetsmarginalen för sådana fall med avseende på det maximala böjmomentet i fält, i motsats till om snölasten hade varit jämnt utbredd. Det hade varit intressant att veta vad som

hade hänt om Eurokoderna hade införts tidigare. Hade en del av takrasen kunnat undvikas?

En skillnad när det gäller stålkonstruktioner är att det nu finns fler tvärsnittsklasser med en viss skillnad i hur inre krafter och moment samt bärförmågor beräknas. Detta gäller framförallt tvärsnittsklass 2 från BSK vilken, i varje fall med hänsyn till användandet av elastisk eller plastisk bärförmåga, har blivit uppdelad i två klasser i Eurokoden. Den slankare av de två antas ha elastisk bärförmåga och den andra plastisk. I BSK tilläts man interpolera mellan plastisk och elastisk bärförmåga, men i praktiken har ofta bara den elastiska bärförmågan tillgodoräknats.

I kapitel 4.3.4 gjordes även observationer angående tvärsnittsklassificeringen för en HEA 140-pelare, med avseende på hur långt liv respektive fläns var ifrån gränsvärdena för klass 1 i BKR och EK. För flänsen var dessa utnyttjandegrader exakt samma men det intressanta var att skillnaden var desto större gällande klassificeringen av livet. Det konstaterades att Eurokoden hade större marginaler upp till gränsvärdet för liv i TK 1 och har alltså getts mindre inflytande gällande bärförmågan med avseende på buckling gentemot BSK.

Det finns även punkter att ta upp som fått kritik för att vara omständiga. De nya interaktionssambanden för samtidig böjning och tryck i EN 1993-1-1 har blivit mycket invecklade gentemot BKR, framförallt då hänsyn ska tas till vippning, vridningsbenägna bärverksdelar och asymmetriska momentfördelningar. Enligt Prof. Bernt Johansson på SBI^[6] deltog Sverige inte i diskussionen till fullo när metoden var i utveckling vilket gjorde att den blev litet oigenkännlig för svenskar och ses som främmande. Med datorberäkningar blir metoden dock mer ekonomisk att använda och fullständiga andra ordningens finita element-analyser är enligt Prof. Bernt Johansson ett sätt att kringgå dessa interaktionssamband. På sikt borde alltså denna process kunna integreras i en konstruktörs vardag och inte ses som något märkvärdigt.

De systematiska ändringarna inom projekteringen kommer, i varje fall till en början, innebära större kostnader men på sikt, tror vi, att man kommer att se att de minskar. Av lärdomarna som dras kommer en praxis att utvecklas parallellt med föreskrivandet och det kommer för konstruktörer att bli lättare med tiden. Vi själva anser att om man arbetar med konstruktion kommer införandet av Eurokoderna inledningsvis att ses som ett hinder. Skillnaderna kommer delvis att ändra de processer som konstruktionsföretag har utvecklat. Inför framtiden borde man dock vara positiv till att många länder i Europa går samman för att utveckla dessa regler, som förmodligen kommer att ligga till

grund för en ökad internationell konkurrens och ett främjande av själva branschen.

Den slutliga frågan, som är mycket intressant, är om kostnaden för byggherren kommer att öka eller ej. Med tendenserna som iakttagits i rapporten anser vi att man till en början kommer att se ökade kostnader för projektering, där vi egentligen bara kan syfta till konstruktörer. Gällande materialkostnaderna vill vi påstå att de, för specifika fall såsom kontinuerliga bjälklag eller större bostadskomplex med många våningar även där kommer att se en ökning i kostnader. Med tiden kommer dock ökningen av den internationella konkurrensen att bli mer och mer märkbar och både projekterings- och materialkostnader borde minska. Hur mycket priserna kommer att minska, i förhållande till de eventuella ökningarna man i så fall skulle få på kort sikt, är dock en fråga som man kan fördjupa sig i ytterligare.

Referensförteckning

Granskade normer och standarder

Boverket, *BKR 13 (BFS 2010:2)*, Boverkets författningssamling, Catarina Olsson, 2010.

Boverket, *Boverkets handbok om stålkonstruktioner (BSK 99)*, Boverket, 2000.

Swedish Standards Institute (svensk version), *Eurokod – Grundläggande dimensioneringsregler för bärverk (SS-EN 1990)*, SIS, 2002. ICS: 91.010.30.

Swedish Standards Institute (svensk version), *Eurokod 1: Laster på bärverk - Del 1-1: Allmänna laster – Tunghet, egentygnd, nyttig last för byggnader (SS-EN 1991-1-1)*, SIS, 2005. ICS: 91.010.30.

Swedish Standards Institute (svensk version), *Eurokod 1: Laster på bärverk - Del 1-3: Allmänna laster – Snölast (SS-EN 1991-1-3)*, SIS, 2005. ICS 91.010.30.

Swedish Standards Institute (svensk version), *Eurokod 1: Laster på bärverk - Del 1-4: Allmänna laster – Vindlast (SS-EN 1991-1-4)*, SIS, 2008. ICS: 91.010.30; 91.070.50; 91.070.60.

Swedish Standards Institute (svensk version), *Eurokod 3: Dimensionering av stålkonstruktioner - Del 1-1: Allmänna regler och regler för byggnader (SS-EN 1993-1-1)*, SIS, 2008. ICS: 91.010.30; 91.070.03; 91.070.50; 91.070.60; 91.080.10.

Artikelförteckning

- [1] Albrektsson, Lars, *Forts. Hög teknisk kvalitet i Eurokoder för last*, Tidigare Boverket, 2004-04. Tillgänglig: www.sis.se, Eurokodnytt nr 2 2004. Hämtad: 2010-05-25.
- [2] Dicksson, Björn, *PBL och Eurokoder ger bråda dagar*, Byggindustrin, 2011-04-04. Tillgänglig: www.byggindustrin.com. Hämtad: 2011-06-04.
- [3] Eriksson, Jan, *Jämförelse SS-EN 1991-1-4 vindlast med BSV 97 (Boverkets handbok för snö- och vindlast)*, Boverket, 2009-03-25. Tillgänglig: www.sis.se, Eurokodnytt nr 2 2009. Hämtad: 2010-05-25.
- [4] Helsing, Elisabeth, *EN 1990 Eurokod: Grundläggande dimensioneringsregler för bärande konstruktioner*, Boverket, 2003-10. Tillgänglig: www.sis.se, Eurokodnytt nr 2 2003. Hämtad: 2010-05-25.
- [5] Johansson, Bernt, *EN 1993-1-1, dimensionering av stålkonstruktioner, allmänna regler och regler för byggnader*,

- LTU, 2004-10-06. Tillgänglig: www.sis.se, Eurokodnytt nr 5 2004. Hämtad: 2010-05-25.
- [6] Johansson, Bernt, *Eurokod 3 – Stålkonstruktioner*, SVR, 2006, Tillgänglig: www.vbyggaren.se, V-byggaren nr 2 2006. Hämtad: 2010-05-25.
- [7] Johansson, Bernt, *Mitt liv med byggregler*, LTU, 2009-06. Tillgänglig: www.sis.se, Eurokodnytt nr 3 2009. Hämtad: 2010-05-25.
- [8] Johansson, Bernt, *Översikt av Eurokod 3*, Stålbyggnadsinstitutet, 2009-10-21. Tillgänglig: www.sbi.se. Hämtad: 2010-05-25.

Litteraturförteckning

- [9] Boverket, *Erfarenheter från takras i Sverige vintern 2009/2010*, Regeringsuppdrag, Boverket, 2010-06. Tillgänglig: www.boverket.se, webbokhandel. ISBN pdf: 978-91-86559-10-6.
- [10] Mårtensson, Annika, Isaksson, Tord, *Byggkonstruktion – Regel- och formelsamling*, Holmbergs i Malmö AB, 2009, Studentlitteratur. ISBN 978-91-44-05153-6.
- [11] SFS 193/1919, *Järnbestämmelser 1919*, Normalbestämmelser för järnkonstruktioner.
- [12] Statens planverk, *SBN avd 2A Bärande konstruktioner- Säkerhetsbestämmelser baserade på sannolikheteoretiska principer och partialkoefficientmetoden*.
- [13] Statens stålbyggnadskommitté, *Stålbyggnadsnorm 70, StBK-N1*.