

Examensarbete 15 högskolepoäng C-nivå

**JÄMFÖRANDE STUDIE AVSEENDE SVENSKA
BYGGREGLER OCH DEN
EUROPEISKA STANDARDEN EUROKODER
Inriktning husbyggnad och betongkonstruktion**

Emelie Andersson

Byggingenjörprogrammet 180 Högskolepoäng

Örebro vårterminen 2009

Examinator: Tord Larsson
Handledare: Göran Lindberg
Extern handledare: Anders Lindén, Grontmij AB

COMPARING STUDY CONCERNING SWEDISH CONSTRUCTION RULES AND
THE EUROPEAN STANDARD THE EUROCODES, DIRECTION HUSE BUILDING
AND CONCRETE CONSTRUCTION.

Örebro universitet
Akademin för naturvetenskap och teknik
701 82 Örebro



Örebro University
School of Science and Technology
SE-701 82 Örebro, Sweden

Jämförande studie avseende svenska byggregler och den europeiska standarden Eurokoder, inriktning husbyggnad och betongkonstruktion.

SAMMANFATTNING

Den Europeiska standarden är indelad i flertalet Eurokoder och dessa är de kommande beräkningsreglerna som år 2011 blir obligatoriska för alla bärande konstruktioner inom den Europeiska unionen. De kommer att ersätta tidigare nationella regler och det är framförallt Boverkets konstruktionsregler (BKR) med tillhörande handböcker som berörs av Eurokoderna. Flertalet faktorer påverkar när en övergång från svenska byggregler till Eurokoderna skall bli möjlig men det viktigaste har med dess tillgänglighet att göra. Det är inte längre en fråga om Eurokoderna skall börja tillämpas, utan istället när.

Syftet med detta examensarbete är att det skall ge en allmän och överskådlig bild av hur de svenska byggreglerna skiljer sig från sin europeiska motsvarighet, varvid likheter och olikheter skall lyftas fram.

Jämförelsen har baserats på ett antal beräkningar som har utförts på ett framtaget referensobjekt, där endast de delar som berör beräkningar kring referensobjektet kommer att granskas och jämföras. För att få underlag till dessa beräkningar har litteraturstudium av respektive regler tillämpats. Detta material har allt eftersom sammanställts i denna rapport.

Med utgångspunkt från det framtagna referensobjektet kan man till stor del fastlägga att skillnaden mellan svenska byggregler och europeisk standard inte är av större karaktär. En av de mest framgående skillnaderna är dock att den europeiska standarden är betydligt mer beskrivande om hur och vad som skall beräknas, vägen till resultatet, medan de svenska byggreglerna endast beskriver det slutgiltiga resultatet. Detta leder till att den europeiska standarden är betydligt lättare att följa och därav även lättare att tillämpa.

Nyckelord: Eurokod, Egentyngd, Nyttig last, Snölast, Vindlast.

Comparing study concerning Swedish construction rules and the European standard the Eurocodes, direction house building and concrete construction.

ABSTRACT

The European standard is divided in several Eurocodes and these are the future calculation rules that year 2011 becomes mandatory for all carrying constructions within the European Union. They will replace earlier national rules and it is above all Design Regulations (BTR) with associated manuals that are concerned of the Eurocodes. Many factors influence when a transition from Swedish construction rules to Eurocodes will become possible but the most important thing has to do with its access. It is no longer a question if the Eurocodes will begin to be applied, instead when.

The aim with this diploma work is to give a general and lucid picture on how the Swedish construction rule divides itself from its euro equivalence, whereupon resemblances and difference will be lifted forward.

The comparison has been based on a number of calculations that have been made on a developed reference item, where the parts that concern calculations around the reference item will be checked and compared. Literature study off respective construction rules has been applied to get basis to these calculations. Then the material has been put together in this report.

Based on the developed reference item it is emerged that the difference between Swedish construction rules and European standard not are particularly big. One of the most showing differences is that the European standard is more describing about how and what that will be calculated, the way to the result, while the Swedish construction rules only describes the final result. This leads to that the European standard is considerably easier to follow and thereof also easier to apply.

Keywords: Eurocode, Self-weight, Imposed loads, Snow loads, Wind actions.

FÖRORD

Detta examensarbete har utförts under våren 2009 på akademien för naturvetenskap och teknik vid Örebro universitet. Arbetet har skrivits på uppdrag av Grontmij AB i Örebro.

Till de som direkt eller indirekt varit inblandade i examensarbetets genomförande vill jag framföra ett varmt tack för all hjälp, stöd och rådgivning. Jag vill framförallt ge ett stort tack till min handledare Anders Lindén på Grontmij. Jag riktar även ett stort tack till alla andra som har hjälp till när frågor har uppkommit under arbetets gång.

Örebro, maj 2009

Emelie Andersson

BETECKNINGAR OCH TERMINOLOGI

Versala latinska bokstäver

A	Belastad area [m^2]
A	Olyckslast [kN]
A_0	10 [m^2]
A_c	Betongtvärsnittets totala area [mm^2]
A_s, A_M	Armeringens sammanlagda tvärsnittsarea [mm^2]
A_{sf}	Fältarmering [mm^2]
$A_{s,min}$	Minsta tillåtna vertikala armeringsarea [mm^2]
A_{upph}	Upphångningsarmering [mm^2]
C_e	Exponeringsfaktor
C_{dyn}	Vindstötsfaktor
C_{exp}	Exponeringsfaktor
C_t	Termisk koefficient
G	Permanent last [kN]
G_k	Egenvikt [kN]
$G_{kj,sup}, G_{kj,inf}$	Övre/undre karakteristiskt värde för den permanenta lasten j [kN]
M_0	Första ordningens moment inklusive moment av icke avsedd initialkrokighet [kNm]
M_{0L}	Första ordningens moment vid långtidslast [kNm]
M_{0d}	Första ordningens moment vid dimensionerande last [kNm]
M_f	Fältmoment [kNm]

M_{vind}	Moment av vindlast [kNm]
M_y	Moment av dimensionerande normalkraft och excentricitet [kNm]
N_d	Dimensionerande normalkraft [kN/m]
N_u	Bärförmåga vid centriskt tryck [kN]
P_k	Karakteristiskt värde för spännkraft [kN]
Q	Variabel last [kN]
Q_k	Koncentrerad last [kN]
$Q_{k,1}$	Karakteristiskt värde för en variabel huvudlast 1 [kN]
$Q_{k,i}$	Karakteristiskt värde för den samverkande variabla lasten i [kN]
S_k	Karakteristiskt värde för snölast [kN/m^2]
S_0	Snölastens grundvärde på mark [kN/m^2]
V_0	Tvärkraft [kN]
W_e	Utvändig vindlast [kN/m^2]
W_k	Karakteristiskt värde för vindlast [kN/m^2]

Gemena latinska bokstäver

b	Bredd [m]
c	Täckande betongskikt [m]
c/c	Centrumavstånd [m]
c_o	Topografifaktor
c_{pe}	Formfaktor för utvändig vindlast

c_r	Råhetsfaktor för terräng
d	Effektiva höjden i ett tvärsnitt $[m]$
e_0	Excentricitet $[mm]$
f_{cc}	Dimensionerande värde för betongens tryckhållfasthet $[MPa]$
f_{cd}	Dimensionerande värde för betongens tryckhållfasthet $[MPa]$
f_{st}	Dimensionerande värde för armeringsstålets draghållfasthet $[MPa]$
f_{yd}	Dimensionerande värde för armeringsstålets draghållfasthet $[MPa]$
h, h_f	Höjd $[m]$
k	Reduktionsfaktor för belastad area
k_c, k_φ, k_s	Koefficienter som beror av betongens och armeringens hållfasthetsklasser samt förhållandet l_c/h
k_l	Turbulensfaktor
k_r	Terrängfaktor
l, w	Längd $[m]$
l_c	Knäckningslängd $[m]$
l_v	Turbulensintensitet
m_{tak}	Relativt moment
q	Kraft för att beräkna moment och tvärkraft $[kN/m]$
q_d	Dimensionerande last $[kN/m]$
q_g	Egentyngd $[kN/m]$

q_k	Karakteristisk värde för en jämt utbredd last och på vindens hastighetstryck [kN/m^2]
q_n	Nyttig last [kN/m]
q_{nb}	Nyttig last, bunden [kN/m]
q_{nf}	Nyttig last, fri [kN/m]
$q_{nyttiglast, kat.A}$	Nyttig last, kategori A [kN/m]
$q_{nyttiglast, kat.B}$	Nyttig last, kategori B [kN/m]
q_p	Karakteristiskt hastighetstryck [kN/m^2]
q_{ref}	Referenshastighetstryck [N/m^2]
$q_{snö}$	Snölast [kN/m]
$q_{samlingslast}$	Samlingslast [kN/m]
q_{vind}	Vindlast [kN/m]
$q_{vistelselast}$	Vistelselast [kN/m]
s	Snölast på tak [kN/m^2]
s_k	Karakteristiskt värde för snölast på mark [kN/m^2]
v_b	Referensvindhastighet [m/s]
v_m	Medelvindshastighet [m/s]
v_{ref}	Referensvindhastighet [m/s]
z	Avstånd från mark till betraktad bärverksdel [m]
z_0	Råhetsparameter [m]
$z_{0,II}$	Råhetsparameter för terrängtyp II [m]
z_f	Inre hävarm [m]

z_{min} Höjden under vilken exponeringsfaktorn är konstant för olika terrängtyper [m]

Gemena grekiska bokstäver

α_A Reduktionsfaktor för belastad area

β Terrängparameter

γ Tunghet [$kN/m^3, kN/m^2$]

γ_d Partialkoefficient beroende på säkerhetsklass

γ_f Partialkoefficient

μ Formfaktor

ρ Luftens densitet [kg/m^3]

\emptyset Diameter på armeringsjärn [mm]

φ Kryptal

φ_{ef} Effektivt kryptal

ψ Lastreduktionsfaktor

ψ_0 Lastreduktionsfaktor, kombinationsvärde

ω Mekaniskt armeringsinnehåll

Terminologi

BBK Boverkets handbok om betongkonstruktioner

BKR Boverkets konstruktionsregler, regelsamling för konstruktion

BSV Boverkets handbok om snö- och vindlast

INNEHÅLLSFÖRTECKNING

SAMMANFATTNING	I
ABSTRACT	III
FÖRORD	V
BETECKNINGAR OCH TERMINOLOGI	VII
1 INLEDNING	3
1.1 Bakgrund.....	3
1.2 Syfte	4
1.3 Metod	4
1.4 Avgränsning	5
2 REFERENSOBJEKT	7
3 BERÄKNINGSGÅNG.....	11
3.1 Laster.....	11
3.1.1 Egentyngd	12
3.1.2 Nyttig last.....	13
3.1.3 Snölast.....	14
3.1.4 Vindlast	17
3.2 Dimensionerande lastkombinationer	22
3.3 Armering	24
3.3.1 Horisontell armering	24
3.3.2 Upphångningsarmering	25
3.3.3 Vertikal armering.....	26
4 RESULTAT.....	29
4.1 Laster.....	29
4.1.1 Egentyngd	29
4.1.2 Nyttig last.....	29
4.1.3 Snölast.....	31
4.1.4 Vindlast.....	32
4.2 Dimensionerande lastkombinationer	34
4.3 Armering	35
4.3.1 Horisontell armering och upphångningsarmering	36
4.3.2 Vertikal armering.....	36
5 DISKUSSION & SLUTSATS.....	39
5.1 Diskussion.....	39

5.2	Slutsats	39
6	REFERENSER	41
7	BILAGOR	43

1 INLEDNING

Den Europeiska standarden är indelad i flertalet Eurokoder och dessa innehåller beräkningsregler för dimensionering av bärverk till byggnader och anläggningar.

Beräkningsreglerna kommer år 2011 bli obligatoriska för alla bärande konstruktioner inom EU. De kommer att ersätta tidigare nationella regler, vilket bland annat innebär att Boverkets konstruktionsregler (BKR) på sikt kommer att upphöra att gälla.

Det nya regelverket kommer att förändra vardagen för många. Konstruktören är vanligtvis den som mest och direkt berörs av övergången och själva tillämpningen av Eurokoderna. Införandet påverkar i huvudsak alla konstruktörer/konstruktionsfirmor, oavsett storlek och projekt. Nu är det inte längre en fråga om, utan när det är dags att börja använda Eurokoderna. (SIS, Swedish Standards Institute, 2009)

1.1 *Bakgrund*

Arbetet med framtagning av Eurokoder har pågått under en längre tid och startade inom en EG-grupp för att sedan flyttas över till den europeiska standardiseringsorganisationen CEN. I dag har CEN nationella standardiseringsorgan i ett tjugotal europeiska länder, vilka kallas för CEN- medlemmar.

Eurokoderna gavs i sin första version ut i form av en europeisk förstandard, ENV istället för en europastandard, EN. Anledningen till detta var att CEN- medlemmarna då endast behövde annonsera att de fanns att tillgå, respektive CEN- medlem fick alltså bestämma vad man skulle göra med dem.

Eurokoderna är uppbyggda av parametrar varav ett antal är så kallade nationellt valda parametrar, NDP. Dessa har lämnats öppna för nationella val och ska tillämpas av landet i fråga och arbetet med NDP-valen bedrivs i arbetsgrupper eller av särskilda utredningsmän. När val av NDP är klara skall dessa publiceras i en nationell bilaga, en NA- bilaga.

En Eurokod ska inom två år från det att den kommit från CEN vara fastställd som svensk standard och innehålla en nationell bilaga. Eventuella motstridande standarder och regler får vara kvar i ytterligare tre år.

Det finns många faktorer som inverkar på när en övergång till Eurokoderna är aktuell. De viktigaste faktorerna har att göra med tillgänglighet av standarderna samt beräkningsprogram men de är även beroende av marknadssituation och myndighetsregler. Eurokoderna är precis som alla andra standarder i grunden helt frivilliga dokument. Det är det sätt varpå intressenterna refererar till dem som ger dem deras legala status. (SIS, Swedish Standards Institute, 2009)

1.2 Syfte

Syftet med detta examensarbete är att det skall ge en allmän och överskådlig bild av hur de svenska byggreglerna skiljer sig från den europeiska standarden. Utifrån ett referensobjekt har flertalet beräkningar utförts och med avseende på dessa har likheter och olikheter tagits fram.

1.3 Metod

Detta examensarbete genomfördes på Grontmij AB:s kontor i Örebro med handledning av Anders Lindén som är projektledare på avdelningen bygg och konstruktion.

Arbetsgången är följande:

1. I samråd med Grontmij och handledare på universitet har lämpligt referensobjekt samt de beräkningar som skall utföras tagits fram.
2. Litteraturstudium av de delar ur de svenska byggreglerna- respektive europeiska standarden som berör beräkningen av referensobjektet i fråga.

3. Beräkning av det framtagna objektet enligt svenska byggregler och europeisk standard. Beräkningen innefattar framtagning av laster, lastnedräkning samt framtagning av armeringsinnehåll.
4. Arbetet avslutas med en jämförande studie kring resultatet av de båda beräkninggångarna.

1.4 Avgränsning

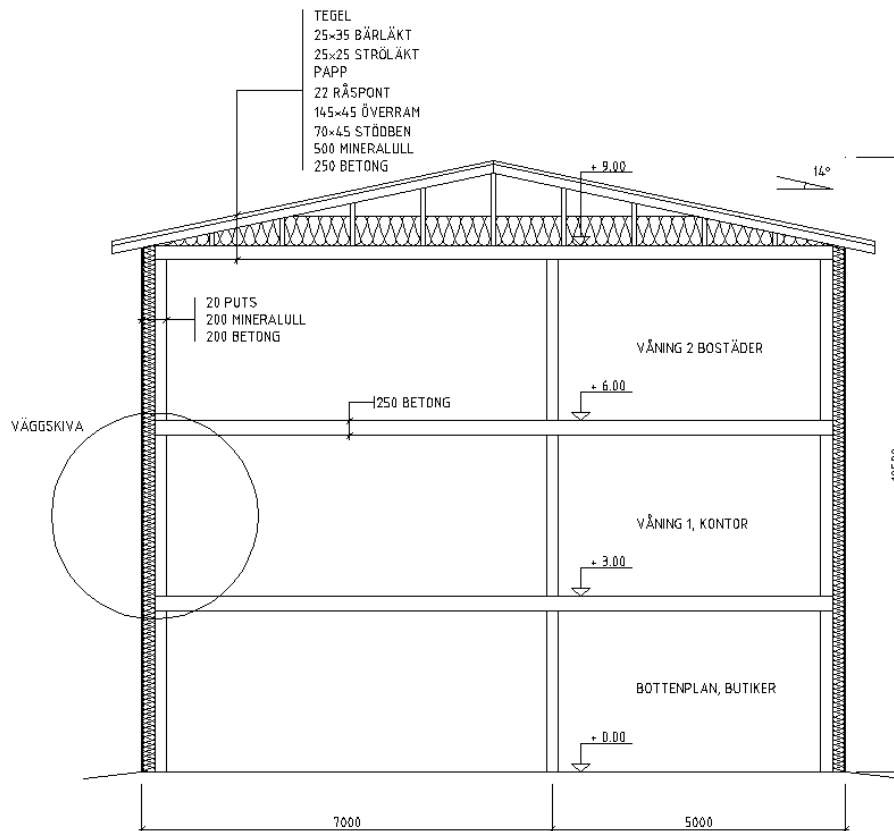
Rapporten omfattar en jämförelse vad gäller svenska byggregler och den europeiska standarden Eurokod med inriktning husbyggnad och betongkonstruktion. Där jämförelsen baserades på ett specifikt referensobjekt som upprättades för examensarbetet i fråga. Endast de delar som berör beräkningar kring referensobjektet har granskats och jämförts. Vid beräkningarna har ingen hänsyn tagits till diverse öppningar i byggnaden, såsom fönster och dörrar.

Vid dimensionering av armeringsinnehåll har endast den armering som direkt påverkas av vindlast (vertikal armering), den armering som skall uppta den last som kommer uppifrån (horisontellarmering) samt den armering som skall ta upp last från bjälklag (upphängningsarmering) beaktats, övrig armering granskas ej.

2 REFERENSOBJEKT

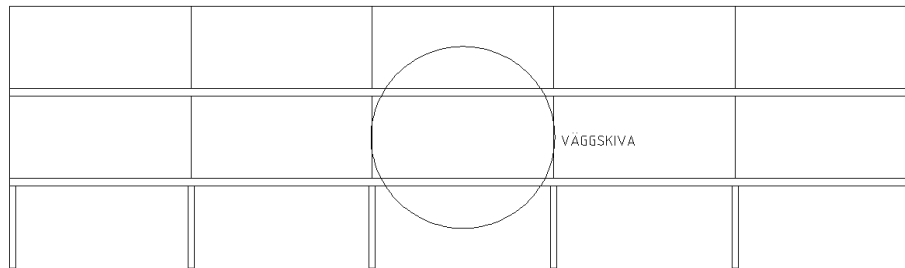
Det byggnadsobjekt som har skapats för denna jämförelse är en väggskiva belägen i ett tänkt tvåvåningshus som är lokaliserat i bostadsområdet Näsby i Örebro kommun. I byggnaden finns det butiker på bottenplan, kontor på våningsplan ett samt bostäder på våningsplan två. Se figur 1.

Byggnaden har en stomme av betong som består av pelare på bottenplanets utsidor medan resterande bärande delar är väggskivor. Den väggskiva som studeras är placerad på långsidan av våningsplan ett och har måtten 6000x 2750x 200 mm och den har en lastbredd på 3,5 m, se figur 2. Väggskivan är belastad av egentyngd, nyttig last, snölast samt vindlast. Eftersom byggnaden består av pelare på bottenplan, med c/c 6,0 m, hängs bjälklaget på våningsplan ett upp i väggskivan vilket kräver en så kallad upphängningsarmering.



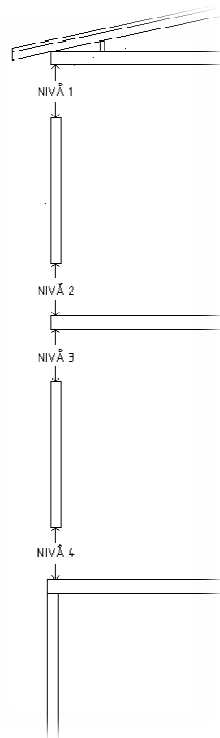
Figur 1 Materialsektion för berörda delar av byggnadsobjekt.

Den betong som har använts tillhör hållfasthetsklass C 25/30, armeringsstålet är av typen B500B och byggnaden tillhör säkerhetsklass 3. Byggnadens längd är 30 m, har en totalhöjd på 10,5 m samt en taklutning på 14°.



Figur 2 Elevation av byggnadens långsida.

I figur 3 illustreras hur byggnaden har delats in i olika nivåer för att genomföra en lastnedräkning.



Figur 3 Indelning av nivåer i byggnadsobjekt.

Nedan följer en beskrivning om vilka laster som ingår i de olika nivåerna:

Nivå 1: Egentyngd av takbjälklag och snölast.

Nivå 2: Nivå 1 och egentyngd av väggskiva.

Nivå 3: Nivå 2, egentyngd av bjälklag, egentyngd av en $\frac{1}{2}$ väggskiva samt nyttig last.

Nivå 4: Nivå 3, egentyngd av en $\frac{1}{2}$ väggskiva, egentyngd av bjälklag samt nyttig last.

3 BERÄKNINGSGÅNG

Beräkningar utförda enligt svenska byggregler återfinns i bilaga 1 och i bilaga 2 finns beräkningar genomförda enligt europeisk standard.

3.1 *Laster*

Svenska byggregler

Det finns flertalet lasttyper och dessa ger i sin tur olika inverkan på en konstruktion. Bland annat förekommer egentyngd, nyttig last av inredning och personer, snölast och vindlast. En lasts varaktighet har olika inverkan på ett byggmaterials hållfasthetsegenskaper därför skiljer man på permanenta- och variabla laster samt laster av olyckstyp. En variabel last innebär att den kan förändras, en permanent last är bestående och en last av olyckstyp förekommer mycket sällan.

En dynamisk analys kan genomföras för att ta reda på hur en last varierar med tiden. Dock är detta mycket komplicerat, så för variabla laster väljs ett värde som enligt statistiken endast överskrids en gång vart 50:e år och permanenta laster bygger på ett medelvärde eftersom dess spridning är mycket liten. Detta värde kallas för lastens karakteristiska värde. Variabla laster som förekommer samtidigt reduceras med en reduktionsfaktor ψ på grund av att sannolikheten är mycket liten att dessa skall förekomma med sina maximalvärden samtidigt, vilket ger lasten ett så kallat vanligt värde.

En byggkonstruktion kan påverkas av bundna och fria laster, de bundna lasterna sprids ut på en hel konstruktionsdel medan den fria lasten placeras där den ger störst inverkan.

Europeisk standard

Laster skall klassificeras med avseende på dess variation i tiden enligt följande:

- Permanenta laster (G), t.ex. egentyngd av bärverk och tyngd av fast utrustning.
- Variabla laster (Q), t.ex. nyttig last, snölast och vindlast.
- Olyckslaster (A), t.ex. vid explosion och påkörning av fordon.

En permanent lasts karakteristiska värde skall vid små variationer tillämpas ett enda värde på G_k medan det skall tillämpas två värden vid stora variationer, nämligen $G_{k,sup}$ och $G_{k,inf}$. Variationerna kan försummas om de inte växlar markant under bärverkets livslängd och då väljs ett medelvärde för G_k . Det karakteristiska värdet på en variabel last skall antingen bestå av ett övre värde med avsedd sannolikhet att inte överskridas, ett undre värde som skall uppnås eller ett nominellt värde som skall användas när statisk fördelning inte är känd. För olyckslaster anpassas det dimensionerande värdet A_d efter aktuellt projekt.

Eftersom sannolikheten att de variabla lasterna skall förekomma med sina maximalvärden samtidigt är mycket liten reduceras lasterna med en reduktionsfaktor ψ_0 . Denna reduktionsfaktor är ett så kallat kombinationsvärde som tillämpas för verifiering i brottgränstillstånd och i irreversibla brukgränstillstånd.

Nedan följer en beskrivning av de delar tillhörande de laster som har använts vid beräkningarna i denna jämförelse.

3.1.1 Egentyngd

Svenska byggregler

Egentyngd av byggnadsverksdelar skall antas vara en permanent och bunden last ($\psi = 1,0$). Tyngden av sådana byggnadsdelar som lätt kan avlägsnas, flyttas eller kompletteras skall räknas som variabel fri last (Boverket, 2003, s. 49). Denna tyngd skall även den därefter räknas som permanent, alltså med $\psi = 1,0$.

Egentyngden per volymenhet, ytenhet och längdenhet bestäms med utgångspunkt från materialets tunghet, som oftast anges i kN/m^3 .

Europeisk standard

Egentyngd av byggnadsverk bör i de flesta fall anges med ett enda karakteristiskt värde och beräknas utgående från nominella mått och karakteristiska värden för tunghet. Egentyngd av byggnadsverk innefattar tyngden av bärverket och icke bärande delar inklusive

fasta installationer liksom tyngden av jord och ballast (CEN/ TC 250, 2002, s. 15). För de material där tyngden ej fanns angiven i den europeiska standarden valdes värden enligt svenska byggregler.

3.1.2 Nyttig last

Svenska byggregler

Nyttig last skall antas vara en variabel last och dessa är indelade i olika lastgrupper. I denna jämförelse har lastgrupp 1, vistelselast och lastgrupp 2, samlingslast använts.

Vertikal last av inredning och personer består av två delar en utbredd last q_k samt en koncentrerad last Q_k , vars last inte behöver kombineras med andra variabla laster. Den utbredda lasten består av en bunden- och en fri del.

Lastgrupp	Utbredd last (kN/m ²)		Utbredd last (kN/m ²)		Koncentrerad last (kN)	
	Bunden lastdel		Fri lastdel			
	q_k	ψ	q_k	ψ	Q_k	ψ
Vistelselast	0,5	1,0	1,5	0,33	1,5	0
Samlingslast	1,0	1,0	1,5	0,5	3,0	0

Tabell 1 Karakteristisk last och lastreduktionsfaktor ψ för nyttig last.

Den nyttiga last som ingår i de ovan nämnda lastgrupperna gäller inte vid en belastad area som är större än 15 m² för lastgrupp 1 och 30 m² för lastgrupp 2. Lasten ska då reduceras genom att lastvärdena förutsätts avta linjärt ned till 0,7 av tabellens värden vid en belastad area som är tre gånger större än de angivna. (Boverket, 2003, s. 52)

Europeisk standard

Nyttig last för byggnader är de laster som uppkommer vid brukandet och skall klassificeras som variabel fri last såvida inte annat anges. (CEN/ TC 250, 2002, s. 17)

Vid bestämning av nyttig last bör bjälklags- och taktytor delas in i kategorier med avseende på dess användning och i denna jämförelse har kategori A och B använts, se tabell 2.

Kategori	Användningsområde	Utbredd last (kN/m ²) q _k	Koncentrerad last (kN) Q _k	ψ ₀
A	<i>Bostäder och dyl.</i>	2,0	2,0	0,7
B	<i>Kontorslokaler</i>	2,5	3,0	0,7

Tabell 2 Karakteristisk last och lastreduktionsfaktor ψ₀ för nyttig last.

Den nyttiga last som ingår i de ovan nämnda kategorierna kan reduceras med en reduktionsfaktor a_A som beror på de areor som bärs upp av den aktuella bärverksdelen. För kategori A och B gäller:

$$a_A = \frac{5}{7}\psi_0 + \frac{A_0}{A} \leq 1,0$$

där:

ψ_0 = lastreduktionsfaktorn 0,7

$A_0 = 10 \text{ m}^2$

A = belastad area

3.1.3 Snölast

Svenska byggregler

Snölast skall antas vara variabel- och bunden last och den skall bestämmas som tyngden per horisontell area. Vid bestämning av snölast skall även inverkan av byggnadsverkets form och snöanhoppningar till följd av vindpåverkan, ras och glidning beaktas. (Boverket, 2003, s. 62)

Snölast beräknas enligt följande formel:

$$S_k = \mu C_t S_0$$

Grundvärden för snölast på mark S_0 baseras på den snölast som i genomsnitt återkommer en gång vart 50:e år, den så kallade 98 % - fraktilen, samt byggnadens placering i landet. Formfaktorn μ beror av takets utformning och lutning och den termiska koefficienten C_t beror av energiförluster genom taket.

För bostadsområdet Näsby gäller följande värden:

För sadeltak med en lutning på 14° : $\mu = 0,8$

Vid tak med stor isolerande förmåga: $C_t = 1,0$

För Örebro kommun: $S_0 = 2,5 \text{ kN/m}^2$

Vid $S_0 = 2,5 \text{ kN/m}^2$: $\psi = 0,7$

Europeisk standard

Snölast skall klassificeras som en variabel, bunden last och för en varaktig/ tillfällig dimensioneringssituation beräknas den enligt följande formel:

$$s = \mu_i C_e C_t S_k$$

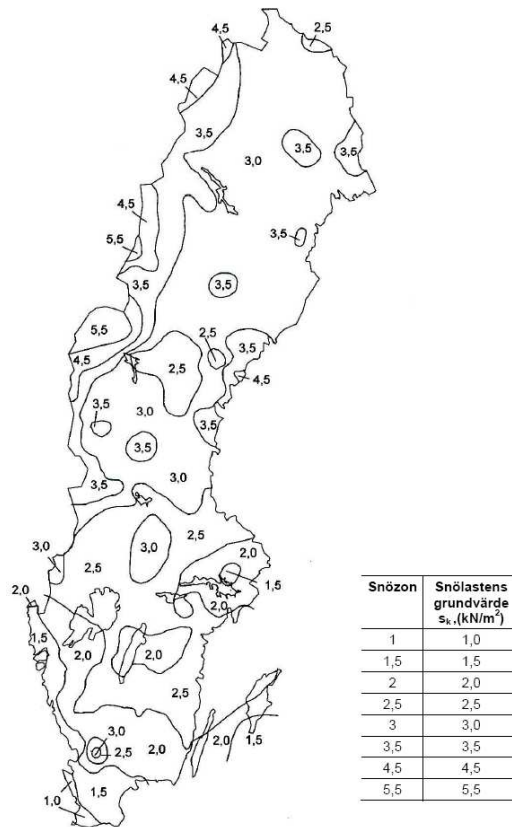
Vid sadeltak fås två värden på formfaktorn, μ_1 och μ_2 , dessa utläses och beräknas genom tillämpning av tabell 3 och gäller för snö som inte hindras från att glida av taket. μ_1 är formfaktorn för den snö som anhopas på läsidan medan μ_2 är där det samlas störst mängd snö, nämligen på lovertssidan.

Taklutning α	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
μ_1	0,8	$0,8(60 - \alpha)/30$	0,0
μ_2	$0,8 + 0,8 \alpha/30$	1,6	–

Tabell 3 Formfaktorer för snölast på tak. (CEN/TC 250, 2003)

Exponeringsfaktorn C_e beror av aktuell topografi kring byggnadsverket och området Näsby tilldelas normal topografi. Detta innebär att snön endast i undantagsfall blåser av en byggnad. Den termiska koefficienten C_t används för att beakta minskningen av snölast på tak

som beror av energiförluster genom taket. I de nationellt valda parametrarna står det att för byggnadsverk som tillhör säkerhetsklass 3 skall grundvärden för snölast på mark s_k tillämpas enligt figur 4. Värdena är baserade på den snölast som återkommer en gång vart 50:e år.



Figur 4 Snözoner för snölast på mark, s_k .
(CEN/TC 250, 2003, s. 53)

För de fall det krävs noggrannare uppgifter kan det karakteristiska värdet för snölast på mark bestämmas med statistisk analys av en serie snölastsdata uppmätta under många år inom ett väl skyddat område nära byggsplatsen. (CEN/TC 250, 2003, s. 12)

För bostadsområdet Näsby gäller följande värden:

Från tabell 7: $\mu_1 = 0,8$

Från tabell 7: $\mu_2 = 0,8 + 0,8 \frac{\alpha}{30}$

För normal topografi: $C_e = 1,0$

Vid tak med stor isolerande förmåga: $C_t = 1,0$

För Örebro kommun: $S_k = 2,5 \text{ kN/m}^2$

Vid $S_k = 2,5 \text{ kN/m}^2$: $\psi_0 = 0,7$

3.1.4 Vindlast

Svenska byggregler

Vindlast skall antas vara en variabel last och får betraktas som bunden inom ramen för de variationer som ges för olika formfaktorer. Vid beräkning av vindlast får antas att vindriktningen är horisontal, men i övrigt godtycklig. (Boverket, 2003, s. 65)

Vindens hastighet är beroende av terrängens utformning så landskapens utseenden har indelats i olika terrängtyper. Det finns fyra olika terrängtyper och området Näsby beräknas tillhöra terrängtyp II, vilket är en öppen terräng med små hinder.

Terrängen definieras av råhetsparametern z_0 , terrängparametern β samt höjden z_{min} under vilken exponeringsfaktorn är konstant för olika terrängtyper.

För terrängtyp II gäller nedanstående värden:

$$\beta = 0,19$$

$$z_0 = 0,05 \text{ m}$$

$$z_{min} = 4 \text{ m}$$

Vindlast beräknas enligt följande formler:

$$W_k = \mu q_k$$

$$q_k = C_{dyn} C_{exp} q_{ref}$$

där:

$$C_{dyn} = 1 + \frac{6}{\ln \frac{h}{z_0}}$$

$$C_{exp} = [\beta \cdot \ln \left(\frac{z}{z_0} \right)]^2$$

$$q_{ref} = 0,5\rho v_{ref}^2$$

Formfaktorn μ varierar genom vindriktning samt belastade byggnadsdelars- och föremåls form. Vindstötsfaktorn C_{dyn} beror av byggnadens höjd och terrängens råhetsparameter z_0 . För att bestämma värdet på exponeringsfaktorn C_{exp} används terrängparametern β , terrängens råhetsparameter z_0 och den höjd över mark z till den punkt på byggnaden där vindlasten skall bestämmas.

Återstående värden för bostadsområdet Näsby är:

Luftens densitet: $\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3$

För Örebro kommun: $v_{ref} = 23 \text{ m/s}$

Vid vindlast: $\psi = 0,25$

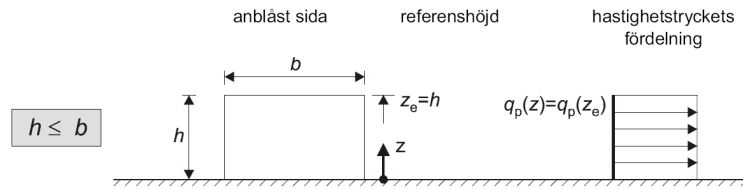
Europeisk standard

Om inget annat anges bör vindlast klassificeras som en variabel bunden last och utvändigt vindlast beräknas enligt uttrycket:

$$W_e = q_p(z_e)c_{pe}$$

Beräkning av det karakteristiska hastighetstrycket $q_p(z_e)$

För väggar på lovartssidan av byggnader med rektangulär planform får utvändigt vindtryck antas variera stegvis över väggens höjd. Därvid antas att trycket på de horisontella strimlorna är konstant över strimmelhöjden. Referenshöjd z_e för aktuell strimla är höjden till dess överkant. Indelningen i strimlor beror av förhållandet h/b . (CEN/ TC 250, 2005, s. 32) För byggnader som detta referensobjekt där $h \leq b$ antas hastighetstrycket bestå av en enda strimla, se figur 5.



Figur 5 Samband mellan z_e , h , b och hastighetstryck. (CEN/ TC 250, 2005)

$q_p(z_e)$ beräknas som följer:

$$q_p(z) = [1 + 7l_v(z)] \cdot 0,5\rho v_m^2(z)$$

där:

$$l_v(z) = \frac{k_I}{[c_o \ln(\frac{z}{z_0})]}$$

För att få fram turbulensintensiteten $l_v(z)$ måste både turbulensfaktorn k_I och topografifaktorn c_o vara kända. k_I tilldelas alltid ett rekommenderat värde på 1,0. Om topografin ökar vindhastigheten med mer än 5 % skall topografifaktorn beräknas men för området Näsby är detta ej aktuellt utan även c_o tilldelas ett rekommenderat värde på 1,0. Råhetsparametern z_0 samt höjden z_{min} under vilken exponeringsfaktorn är konstant för olika terrängtyper beror av vilken terrängtyp ett byggnadsverk tillhör. Enligt den europeiska standarden finns det fem olika terrängtyper där Näsby även här beräknas tillhöra terrängtyp II, se tabell 4.

Terrängtyp		z_0 m	z_{min} m
0	Havs- eller kustområde exponerat för öppet hav.	0,003	1
I	Sjö eller plant och horisontellt område med försumbar vegetation och utan hinder.	0,01	1
II	Område med låg vegetation som gräs och enstaka hinder (träd, byggnader) med minsta inbördes avstånd lika med 20 gånger hindrens höjd.	0,05	2
III	Område täckt med vegetation eller byggnader eller med enstaka hinder med största inbördes avstånd lika med 20 gånger hindrens höjd (t. ex. byar, förorter och skogsmark).	0,3	5
IV	Område där minst 15 % av arean är bebyggd och där byggnadernas medelhöjd är > 15m.	1,0	10

Tabell 4 Terrängtyper och terrängparametrar. (CEN/ TC 250, 2005)

Luftens densitet, $\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3$

$$v_m(z) = c_r \cdot c_o \cdot v_b$$

Medelvindhastigheten $v_m(z)$ på höjden z över mark beror på terrängens råhet c_r , topografi c_o samt referensvindhastigheten v_b . För att bestämma värdet på terrängens råhet tillämpas formel:

$$c_r = k_r \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)$$

Vilken är baserad på en logaritmisk vindhastighetsprofil som beaktar medelvindhastighetsvariation. Terrängfaktorn k_r beror av råhetslängden z_0 samt råhetslängden för terrängtyp II $z_{0,II}$ och beräknas enligt följande formel:

$$k_r = 0,19 \cdot \left(\frac{z_0}{z_{0,II}}\right)^{0,07}$$

Liksom för beräkning av turbulensintensiteten $l_v(z)$ tilldelas c_o det rekommenderade värdet 1,0. Referensvindhastigheten beror av byggnadens placering i landet och för Örebro kommun gäller $v_b = 23 \text{ m/s}$.

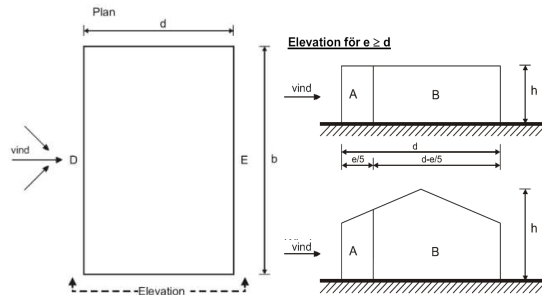
Beräkning av den utvändiga formfaktorn c_{pe}

c_{pe} är en formfaktor för utvärdig vindlast som beror på storleken av den belastade arean och ges i tabell 5.

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	

Tabell 5 Formfaktorer för utvärdig vindlast för vertikala väggar på byggnader med rektangulär planform. (CEN/ TC 250, 2005, s. 35)

För att få fram värdet på c_{pe} , för detta beräkningsexempel är det värdet på $c_{pe,10}$ som skall tillämpas på grund av att de är avsedda att användas vid dimensionering av bärverket som helhet, måste förhållandet mellan h/d vara känt. Där h är den totala höjden och d dess bredd. Formfaktorn beror av vindens riktning och belastade byggnadsdelars form. För lov-artssida gäller zon D, se figur 6.



Figur 6 Zonindelning och beteckningar för vertikala väggar. (CEN/ TC 250, 2005, s. 34)

Enligt Kamal Handa, docent på Chalmers tekniska högskola ska formlerna för beräkning av vindlast i Eurokod 1: Laster på bärverk- Del 1-4: Allmänna laster- Vindlast ej tillämpas. Detta på grund av att de ger ett hastighetstryck som är jämt fördelat över en byggnad. Detta är inte korrekt då hastighetstrycket ökar med höjden. Inte heller tabell NA 2a, som de Nationellt valda parametrarna hänvisar till, ska användas för även denna ger ett jämt fördelat

hastighetstryck utmed hela byggnaden. För att beräkna vindlast hänvisar Kamal Handa till BSV. Detta är dock inget som benämns i den europeiska standarden för vindlast utan endast ett uttalande så för att en jämförelse av de två standarderna skall vara möjlig har Handas uttalande inte påverkat beräkningarna, utan den beräkningsgång som finns angiven i den europeiska standarden har alltså tillämpats.

3.2 Dimensionerande lastkombinationer

Svenska byggregler

De kombinationer av lasteffekt och bärförmåga som ger den ogynnsammaste inverkan på en konstruktion och som kan förekomma samtidigt när konstruktionen uppförs eller under dess livslängd ska beaktas (Boverket, 2003, s. 35). Därför ska de laster som uppträder på en byggnadsdel knytas till en dimensionerande lastkombination och för en konstruktionsdel kan flera kombinationer förekomma där samtliga måste kontrolleras.

Eftersom sannolikheten är mycket liten att laster verkar med sina maximalvärden samtidigt väljs en av lasterna till huvudlast, vilken multipliceras med den högsta partialkoefficienten γ_f . De resterande lasterna multipliceras lägre partialkoefficienter.

I tabell 6 visas de delar av lastkombination 1 och 3 som är intressanta med avseende på de laster som det jämförande objektet är utsatt för. Nedan betecknas γ_f med siffror.

TOTALA LASTEN	LASTKOMBINATION	
Lasttyper	1	3
Permanent last		
bunden last, G_k	$1,0G_k$	$1,15G_k$
fri last, ΔG_k		
Variabel last		
en variabel last, Q_k	$1,3Q_k$	
övriga variabla laster, vanligt värde, ψQ_k	$1,0\psi Q_k$	

Tabell 6 Delar av lastkombination 1 och 3 samt tillhörande partialkoefficienter γ_f .

Dimensionerande lastkombinationer för brottgränstillstånd i allmänhet innehåller totalt fyra olika kombinationer och dessa är numrerade från 1 till och med 4. I denna jämförelse beaktas endast lastkombination 1 och 3. Lastkombination 1 är vanligtvis dimensionerande och lastkombination 3 kan vara dimensionerande, om de variabla lasterna är små i förhållande till de permanenta (Boverket, 2003, s. 41).

Europeisk standard

De lastkombinationer som skall beaktas i de aktuella dimensioneringssituationerna bör vara tillämpliga för de brukbarhetskriterier och funktionskriterier som skall verifieras. (CEN/ TC 250, 2002, s. 25) För lastkombinationer i brottgränstillstånd har kombinationerna indelats beroende på dimensioneringssituation, vilka är varaktiga, tillfälliga, exceptionella samt seismiska. Varaktiga situationer avser förhållanden vid normal användning. Vid utförandeskede eller reparation är dimensioneringssituationen tillfällig. Exceptionella dimensioneringssituationer innefattar olika typer av olyckslast, t.ex. brand och explosion och seismiska dimensioneringssituationer tillämpas vid t.ex. jordbävning.

För dimensionering av bärverksdelar i brottgränstillstånd för en varaktig dimensioneringssituation som inte innefattar geotekniska laster, vilket är det som gäller för detta referensobjekt, skall ekvation 6.10a samt 6.10b i tabell 7 tillämpas. För samtliga laster i detta beräkningsexempel har ogynnsamma lastvärden valts.

Varaktiga och tillfälliga d. s	Permanent laster		Variabel huvudlast	Samverkande variabla laster	
	Ogynnsamma	Gynnsamma		Största last	Övriga laster
(Ekv 6.10a)	$\gamma_G 1,35 G_{k,i,sup}$ $\gamma_G 1,35 P_k$	$1,00 G_{k,i,inf}$ $1,00 P_k$		När lasten är ogynnsam: $\gamma_Q 1,5 \psi_{0,i} Q_{k,i}$ När lasten är gynnsam: 0	När lasten är ogynnsam: $\gamma_Q 1,5 \psi_{0,i} Q_{k,i}$ När lasten är gynnsam: 0
(Ekv 6.10b)	$\gamma_G 0,89 \cdot 1,35 G_{k,i,sup}$ $\gamma_G 1,35 P_k$	$1,00 G_{k,i,inf}$ $1,00 P_k$	När lasten är ogynnsam: $\gamma_Q 1,5 Q_{k,i}$ När lasten är gynnsam: 0		När lasten är ogynnsam: $\gamma_Q 1,5 \psi_{0,i} Q_{k,i}$ När lasten är gynnsam: 0

Tabell 7 Dimensioneringsvärden för laster. (CEN/ TC 250, 2002, s. 82)

Vid dimensionering med partialkoefficientmetoden i brottgränstillstånd skall säkerhetsklassen för ett byggnadsverk beaktas med hjälp av partialkoefficienten γ_d , enligt de nationellt valda parametrarna. För säkerhetsklass 3, som detta referensobjekt tillhör, är $\gamma_d = 1,0$.

3.3 Armering

Nedan följer en beskrivning av beräkningsgången för vardera armeringstyp.

3.3.1 Horisontell armering

Svenska byggregler

Enligt BBK finns det två typer av skivor, höga balkar och horisontalstödda skivor. Detta beräkningsexempel är för den horisontella armeringen en hög balk och för att en skiva ska få betraktas som detta måste följande villkor gälla:

$$\frac{M_0}{hV_0} \leq 1,5$$
$$\frac{M_0}{hV_0} = \frac{ql^2 \cdot 2}{8 \cdot h \cdot ql} = \frac{l}{4h} \leq 1,5 \rightarrow \frac{6000}{4 \cdot 2750} = 0,55 \leq 1,5$$

Där M_0 är största böjmoment i spannet, V_0 är största tvärkraft vid upplag beräknade under förutsättning av fri upplägning vid båda stöden och h är total balkhöjd.

Den erforderliga armeringsarean för böjarmering i fält beräknas enligt:

$$A_{sf} = \frac{M_f}{z_f \cdot f_{st}}$$

Där M_f är dimensionerande fältmoment, z_f är inre hävarm, d.v.s. avståndet mellan fältarmeringens tyngdpunkt och tryckresultanten och f_{st} är dimensionerande värde för armeringsstålets draghållfasthet.

Vid lastangrepp i balkens överkant med en jämt fördelad last gäller:

$$z_f = \left(0,65 + 0,2 \frac{M_0}{h_f \cdot V_0}\right) \cdot d \rightarrow \left(0,65 + 0,2 \frac{ql^2 \cdot 2}{8 \cdot h \cdot ql}\right) \cdot d \rightarrow \left(0,65 + 0,05 \frac{l}{h}\right) \cdot d$$

Vid lastangrepp i balkens underkant med en jämt fördelad last gäller:

$$z_f = \left(0,45 + 0,4 \frac{M_0}{h_f \cdot V_0}\right) \cdot d \rightarrow \left(0,45 + 0,4 \frac{ql^2 \cdot 2}{8 \cdot h \cdot ql}\right) \cdot d \rightarrow \left(0,45 + 0,1 \frac{l}{h}\right) \cdot d$$

Förklaringen till att den inre hävarmen z_f ges lägre värden vid lastangrepp i underkant balk är att krafterna i upphängningsarmeringen överförs till betongbalken längs hela dess längd. Härav uppstår ett antal bågar mellan sprickorna vilka var och en belastas av nedåtriktade krafter med följd av att bågarna blir tryckta. (AB Svensk Byggtjänst, 1990, s. 706)

Europeisk standard

I Eurokod 2 finns det inte en angiven beräkningsmetod för att få fram totalt armeringsinnehåll i en väggskiva utan bara hur man räknar ut armering för en balk. Detta innebär att man i ett jämförande perspektiv inte får en rättvis bild av armeringsinnehållet för horisontell armering så därför beräknas armeringen för bjälklag enligt samma fackverksmodell som finns angiven i BBK, se avsnitt 3.3.1 svenska byggregler.

3.3.2 Upphängningsarmering

Svenska byggregler

All last som angriper under nivån z från skivans underkant tas upp av särskild vertikal upphängningsarmering, dimensionerad och inlagd enligt samma principer som för en hög balk. (Boverket, 2004, s. 195)

Den erforderliga armeringsarean för upphängningsarmering beräknas enligt:

$$A_{upph} = \frac{q}{f_{st}}$$

Där q är dimensionerande last av nivå 4 och f_{st} är dimensionerande värde för armeringsstålets draghållfasthet.

Europeisk standard

I Eurokod 2 finns det inte en angiven beräkningsmetod för att få fram totalt armeringsinnehåll i en väggskiva utan bara hur man räknar ut armering för en balk. Detta innebär att man i ett jämförande perspektiv inte får en rättvis bild av armeringsinnehållet för upphängningsarmering så därför beräknas armeringen för bjälklag enligt samma fackverksmodell som finns angiven i BBK, se avsnitt 3.3.2 svenska byggregler.

3.3.3 Vertikal armering

Svenska byggregler

Vid fastställande av vertikal armering beräknas ytterligare en typ av lastkombination nämligen en kombination som endast består av last från egentyngd och vindlast. Denna lastkombination beräknas för att ta reda på hur byggnaden påverkas av laster när den står tom, då det inte existerar någon nyttig last. Snölasten tas inte heller med i beräkningarna för att få största möjliga inverkan från vindlast.

Vid transversell last (vindlast) dimensioneras tvärsnittet för böjning genom tryckkraften N_d och momentet M_0/c . M_0 är första ordningens moment inklusive moment av icke avsedd initialkrokighet och c erhålls genom interpolering av tabell 8. För att göra denna interpolering måste N_d/N_u och l_c/h vara kända.

$\frac{N_d}{N_u}$	C 12/15 – C 30/37				C 32/40 – C 60/75			
	$l_c/h = 0$	10	20	≥ 30	$l_c/h = 0$	10	20	≥ 30
0	1	1	1	1	1	1	1	1
0,2	1	0,86	0,62	0,62	1	0,78	0,56	0,56
0,4	1	0,77	0,52	0,47	1	0,68	0,44	0,41
0,6	1	0,67	0,42	0,32	1	0,57	0,33	0,26
0,8	1	0,56	0,32	0,21	1	0,45	0,24	0,14
1,0	1	0,35	0,25	0,13	1	0,25	0,17	0,08

Tabell 8 Värden på c . Källa (Boverket, 2004, s. 173)

Bärförmågan vid centriskt tryck N_u beräknas enligt följande ekvation:

$$N_u = k_c \left(\frac{A_c f_{cc}}{1 + k_\varphi \varphi_{ef}} \right) + k_s A_s f_{st}$$

Där koefficienterna k_c , k_φ och k_s bestäms ur tabell 9 och beror av betongens och armeringens hållfasthetsklasser samt förhållandet l_c/h .

Hållfasthetsklass	Koefficient	l_c/h					
		0	10	20	30	40	50
C 12/15	k_c	1	0,90	0,77	0,63	0,45	0,29
C 25/30		1	0,89	0,73	0,55	0,36	0,20
C 40/50		1	0,88	0,69	0,48	0,27	0,13
C 60/75		1	0,87	0,65	0,40	0,19	0,09
C 12/15	k_φ	0	0,02	0,10	0,29	0,60	0,90
C 25/30		0	0,04	0,16	0,48	0,87	1,00
C 40/50		0	0,05	0,24	0,71	0,99	1,00
C 60/75		0	0,06	0,35	0,90	1,00	1,00
C 12/15	k_s $230 \leq f_{yk}$	1	0,79	0,50	0,23	0,19	0,15
C 25/30		1	0,81	0,52	0,33	0,22	0,19
C 40/50		1	0,82	0,62	0,37	0,27	0,22
C 60/75		1	0,82	0,70	0,41	0,31	0,24
C 12/15	k_s $420 \leq f_{yk} \leq 620$ MPa	1	0,72	0,35	0,15	0,13	0,10
C 25/30		1	0,72	0,35	0,21	0,15	0,13
C 40/50		1	0,74	0,41	0,24	0,18	0,15
C 60/75		1	0,77	0,47	0,28	0,21	0,16

Tabell 9 Koefficienter k_c , k_φ och k_s . (Boverket, 2004, s. 172)

Det effektiva kryptalet φ_{ef} beräknas som följer:

$$\varphi_{ef} = \varphi \cdot \frac{M_{0L}}{M_{0d}}$$

Där φ fås ur tabell 10 och beror av vilken miljö betongen utsätts för, M_{0L} är första ordningens moment vid långtidslast och M_{0d} är första ordningens moment vid dimensionerande last.

Miljö	RH %	φ
Inomhus i uppvärmda lokaler	55	3
Normalt utomhus samt inomhus i icke uppvärmda lokaler	75	2
Mycket fuktig miljö	≥ 95	1

Tabell 10 Kryptalet φ vid olika typer av miljöer.
(Boverket, 2004, s. 43)

Av det moment som är dimensionerande av M_y (N_d multiplicerat med excentriciteten) samt M_0/c bestäms det totala armeringsinnehållet A_s enligt följande ekvation:

$$A_s = A_s, A_M - \frac{N_d}{f_{st}}$$

Europeisk standard

Tvårsnittets armering dimensioneras med avseende på det största momentet av det moment vindlasten ger upphov till M_{vind} och det moment som tryckkraften N_d och dess excentricitet bildar M_y .

Det totala armeringsinnehållet bestäms enligt följande formel:

$$A_s = A_s, A_M - \frac{N_d}{f_{yd}}$$

För dimensionering av vertikal armering finns det ett minsta krav på armeringsinnehåll, fördelat över väggsnivån båda sidor, och detta beräknas enligt formel:

$$A_{s,vmin} = 0,002 \cdot A_c$$

Avståndet mellan två vertikala armeringsstänger bör ej överstiga det mindre av 400 mm och 3 gånger väggsnivån tjocklek.

4 RESULTAT

Resultaten är uppdelade efter beräkningsgången för respektive tillvägagångssätt enligt svenska byggregler samt europeisk standard.

4.1 *Laster*

Angående laster kan man generellt säga att laster enligt europeisk standard i regel blir större än de som fås genom tillämpning av svenska byggregler. Grundvärdena för de olika lasterna är i stort sätt densamma men vid insättning i formler läggs en större säkerhet bakom lasterna.

Nedan följer en redovisning av resultatet för vardera lasttyp.

4.1.1 **Egentyngd**

Vad det gäller egentyngden är det mest logiskt att ett byggnadsmaterial inte väger olika beroende på i vilket land materialet vägs, vilket även stämmer överens med resultatet då dess skillnader var näst intill obefintliga. Många materials tunghet återfanns ej i den europeiska standarden varvid värden ur de svenska byggreglerna tillämpades.

4.1.2 **Nyttig last**

Beroende på byggnadsverkets användningsområde är både europeisk standard och de svenska byggreglerna indelade i olika kategorier/ grupper. För de svenska byggreglerna användes i denna jämförelse lastgrupp 1, vistelselast och lastgrupp 2, samlingslast och för den europeiska standarden användes kategori A som gäller för bostäder och dylikt samt kategori B som är ämnade för kontorslokaler.

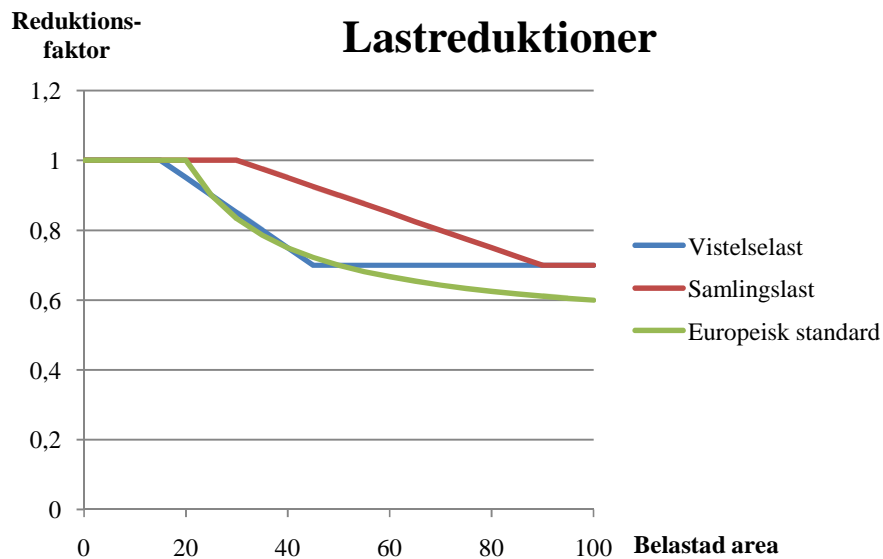
Det första man lägger märke till vad gäller den nyttiga lasten är att den utbredda lasten enligt den europeiska standarden inte är uppdelad i en fri- och bunden del som den är i BKR. Dock är värdena för dem detsamma då lastgrupp 1 och kategori A får ett totalt värde av den nyttiga lasten på $2,0 \text{ kN/m}^2$ och lastgrupp 2 och kategori B ges det totala värdet $2,5 \text{ kN/m}^2$.

Även lastreduktionsfaktorn ψ skiljer sig åt. Enligt europeisk standard är reduktionsfaktorn ett s.k. kombinationsvärde som används vid brottgränstillstånd och detta ges för nyttig last, oavsett kategori, värdet 0,7. Medan reduktionsfaktorn enligt BKR beror av lastgrupp och om den utbredda lasten är bunden eller fri. Nedan följer exempel för hur stor skillnaden blir för laster med vanligt värde för de båda tillvägagångssätten:

Enligt BKR (Vistelselast): $q_{nb} \cdot \psi + q_{nf} \cdot \psi = 0,5 \cdot 1,0 + 1,5 \cdot 0,33 = 1,0 \text{ kN/m}^2$

Enligt Europeisk standard (Kategori A): $q_n \cdot \psi = 2,0 \cdot 0,7 = 1,4 \text{ kN/m}^2$

Nyttig last kan reduceras enligt båda tillvägagångssätten men enligt den europeiska standarden får en reduktion göras oavsett belastad area. Enligt BKR måste den belastade arean vara större än 15 m^2 för lastgrupp 1 och större än 30 m^2 för lastgrupp 2. I figur 7 illustreras hur reduktionsvärdet skiljer sig beroende på belastad area och beräkningsgång, där vistelselast och samlingslast tillhör de svenska byggreglerna.



Figur 7 Reduktionsvärdet k och a_A fördelat över olika belastade areor.

Vid europeisk standard ges samma reduktionsvärde oavsett kategori/grupp, vilket resulterar i att endast ett värde är utritat i figur 7.

4.1.3 Snölast

Formlerna för de båda tillvägagångssätten är:

Enligt BSV: $S_k = \mu C_t S_0$

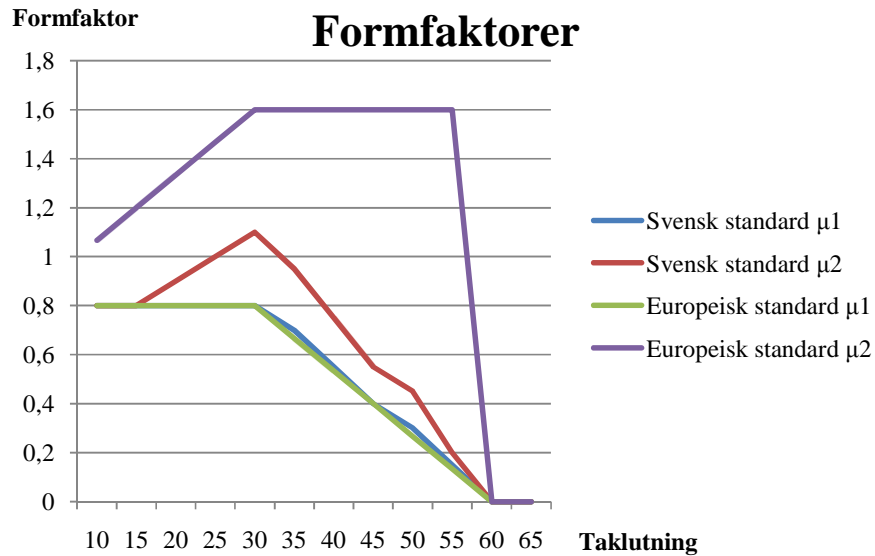
Enligt Europeisk standard: $s = \mu_i C_e C_t S_k$

För Örebro kommun gäller ett grundvärde för snölast på mark på $2,5 \text{ kN/m}^2$ för både europeisk standard och de svenska byggreglerna. Även den termiska koefficienten C_t , som beror av takets isolerande förmåga, används på samma sätt för de båda formlerna. Enligt BSV och europeisk standard skall C_t tilldelas ett värde på 1,0 om inte snön på taket kan smälta förorsakad av värmeförlust.

Det man genast lägger märke till är att den europeiska standarden använder sig av en term som BSV inte använder, nämligen exponeringsfaktorn C_e . Denna term beror av omgivningens topografi och för Näsby gäller en s.k. normal topografi ($C_e = 1,0$). Detta innebär att snön endast i undantagsfall kan blåsa av ett byggnadsverk.

Det finns även vindutsatt topografi för öppen terräng ($C_e = 0,8$) och skyddad topografi där byggnadsverket är omringat av träd och/ eller högre byggnadsverk ($C_e = 1,2$).

Det enda som skiljer de båda åt vad det gäller slutresultatet är att den europeiska standarden, oavsett taklutning, använder sig av två formfaktorer μ . Vid tillämpning av BSV används endast två formfaktorer vid en minsta lutning på 15° .



Figur 8 Formfaktorn μ :s fördelning med avseende på takets lutning.

Enligt figur 8 framgår det tydligt att intervallet mellan μ_1 och μ_2 är betydligt större vid europeisk standard än vid sin svenska motsvarighet. Det framkommer även att skillnaden mellan μ_1 är obefintlig i jämförelse med formfaktorn μ_2 . Skillnaden vad gäller formfaktorn gör att det dimensionerande värdet för snölast enligt de båda beräkningsgångarna blir:

Enligt BSV: $S_k = 2,0 \text{ kN/m}^2$

Enligt Europeisk standard: $s = 2,93 \text{ kN/m}^2$

4.1.4 Vindlast

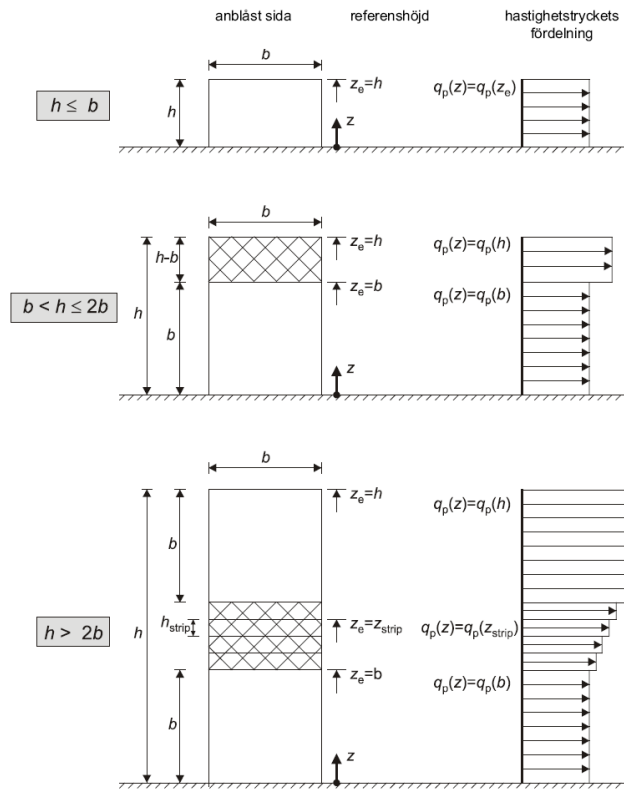
Formlerna för de båda tillvägagångssätten är:

Enligt BSV: $W_k = \mu q_k$

Enligt Europeisk standard: $W_e = q_p(z_e)c_{pe}$

En stor faktor som skiljer dem båda åt är att z , avstånd från mark till betraktad bärverksdel, enligt den europeiska standarden är densamma som den totala höjden av en byggnad där $h \leq b$. Hastighetstrycket blir alltså jämt fördelat över hela byggnadsverket tillskillnad från

tillämpning av BSV som ger ett konstant hastighetstryck upp till z_{min} för att sedan stiga med höjden. Hastighetstryckets fördelning vid andra förhållanden mellan h och d ges i figur 9.



Figur 9 Samband mellan z_e , h , b och hastighetstryck. (CEN/ TC 250, 2005)

Vindhastigheten är beroende av terrängens utformning och den europeiska standarden har delat in dem i fem olika terrängtyper medan det finns fyra terrängtyper i BSV. Skillnaden är att terrängtyp I enligt BSV, som innefattar öppen terräng med få eller inga hinder som exempelvis kuster och stränder vid öppet vatten, har delats upp i den europeiska standarden till terrängtyp 0 och I. För europeisk standard innefattar terrängtyp 0 havs- eller kustområde exponerat för öppet hav och terrängtyp I inrymmer sjö eller plant och horisontellt område med försumbar vegetation och utan hinder. Detta är dock inget som berör referensobjektet då det tillhör terrängtyp II enligt både europeisk standard och svenska byggregler. Det som skiljer sig vad gäller terrängtyp II är att z_{min} har minskat från 4 m till 2 m i den europeiska standarden.

I formeln för att beräkna terrängfaktorn k_r ($k_r = 0,19 \cdot (\frac{z_0}{z_{0,II}})^{0,07}$) enligt europeisk standard finns termen 0,19 och denna är identisk med terrängparametern β som finns given i BSV. Man kan tydligt se att oavsett terrängtyp blir värdet på k_r detsamma som för β . För Näsby gäller terrängtyp II vilket ger ett $z_0 = 0,05$ om detta värde sätts in i formeln för terrängfaktorn ges värdet $k_r = 0,19$, vilket är detsamma som för terrängparametern β i BSV.

Vid beräkning av referenshastighetstrycket använder man sig av referensvindhastigheten v_{ref} vid tillämpning av BSV medan man enligt europeisk standard brukar ett medelvärde på referensvindhastigheten v_m . v_m består förutom referensvindhastigheten v_b av råhetsfaktorn c_r samt topografifaktorn c_o . Formeln för råhetsfaktorn påminner väldigt mycket av formeln för exponeringsfaktorn C_{exp} enligt svenska byggregler. Det som skiljer dem åt är att exponeringsfaktorn är i kvadrat, vilket självklart ger en stor inverkan på resultatet men formeln i sig liknar varandra. Formlerna är som följer:

$$C_{exp} = [\beta \cdot \ln(\frac{z}{z_0})]^2$$

$$c_r = k_r \cdot \ln(\frac{z}{z_0})$$

där k_r som sagt är detsamma som β .

Formfaktorn (μ i BSV och c_{pe} för europeisk standard) beror av vindriktning samt belastade byggnadsdelars- och föremåls form för de båda tillvägagångssätten. Värdet på formfaktorn fås genom förhållandet mellan den totala höjden och dess bredd i europeisk standard, förhållandet mellan den totala höjden och byggnadens längd vid tillämpning av BSV samt vindriktning på bärverksdel, i denna jämförelse; lovertssidan.

4.2 Dimensionerande lastkombinationer

En tydlig skillnad vad gäller de båda tillvägagångssätten är att man vid europeisk standard, oavsett om en last är huvudlast/ största last eller ej, så multipliceras alla värden med samma partialkoefficient ($\gamma_f = 1,5$), vilket man inte gör enligt svenska byggregler. I BKR

väljs en av lasterna ut och blir huvudlast och multipliceras med den största partialkoefficienten medan övriga laster blir tilldelade en lägre koefficient.

För ogynnsamma laster vid permanent last kan man i ekvation 6.10b i europeisk standard se att termerna innan själva lasten blir detsamma för de båda tillvägagångssätten vad det gäller värdet för säkerhetsklass.

Ekvation 6.10b för ogynnsamma permanenta laster: $\gamma_d 0,89 \cdot 1,35 G_{kj,sup}$

För detta beräkningsexempel som tillhör säkerhetsklass 3 får man enligt de nationellt valda parametrarna i europeisk standard ett $\gamma_d = 1,0$ och om man multiplicerar ihop $\gamma_d 0,89 \cdot 1,35$ får man ett värde på 1,2 vilket är detsamma som för säkerhetsklass 3 vid svenska byggregler.

4.3 Armering

Som nämndes i kapitel 3.3.1 finns det inte en angiven beräkningsmetod för att få fram totalt armeringsinnehåll för en väggskiva utan bara hur man räknar ut det för en balk.

I BBK definieras en balk och hög balk (väggskiva) vid en utbredd last som följer:

Balk: $L \geq 3h$

Hög balk: $L \leq 6h$

medan det vid europeisk standard, oavsett last, definieras enligt:

Balk: $L \geq 3h$

Hög balk: $L < 3h$

Eftersom definitionerna överlappar varandra i vid tillämpning av BBK finns möjligheten att välja att räkna på en hög balk eller vanlig balk, vilket kan underlätta vid beräkningar. Eftersom ingen beräkningsmetod för beräkning av en hög balk finns angiven har samma fackverksmodell som finns angiven i BBK även tillämpats vid bestämning av armeringen

för horisontell armering och upphängningsarmering i europeisk standard. Detta för att få en mer rättvis bild av armeringsinnehållet.

Vid framtagning av dimensionerande värden för betongens tryckhållfasthet och armeringsstålets draghållfasthet skiljer sig de båda åt trots att samma klass för både armering och betong har använts, nämligen C25/30 och B500B. För de första ges olika beteckningar trots samma innebörd, men för den europeiska standarden läggs inte bara mer säkerhet på lasten utan även mindre säkerhet på materialparametrarna.

Vid europeisk standard får man fram det dimensionerande värdet genom att dividera det karakteristiska värdet med en term som är oberoende av säkerhetsklass γ_m (1,15 vid armering och 1,5 för betong). Medan man i BBK inte bara dividerar med samma term som för europeisk standard γ_m utan även en term som beror av vilken säkerhetsklass materialet tillhör γ_n .

4.3.1 Horisontell armering och upphängningsarmering

Eftersom den horisontella armeringen samt upphängningsarmeringen har beräknats enligt samma fackverksmodell så uppkommer inga skillnader dem emellan. Den enda slutsats man kan dra är att det generellt krävs lite mer armering vid de europeiska beräkningarna på grund av större laster varvid större moment uppstår.

4.3.2 Vertikal armering

Skillnaden vad gäller vertikal armering handlar i huvudsak om att man enligt europeisk standard dimensionerar tvärsnittet med avseende på det största momentet av det moment vindlasten ger upphov till M_{vind} samt det moment som bildas av tryckkraften N_d och excentriciteten. Medan man i BBK använder det moment som blir störst av M_0/c , där M_0 är det moment som uppstår av vindens inverkan, och momentet som bildas av tryckkraften N_d och excentriciteten. Följden av detta är att beräkningsgången blir aningen längre.

Vid bestämning av excentricitet har man enligt BBK två alternativ samt ett krav på att den inte får vara mindre än 20 mm medan den europeiska endast innehåller kravet på 20

mm samt ett alternativ, den saknar alternativet $l/300$. Dock är detta inget som påverkar denna jämförelse då alternativen ger lägre värden än det tillåtna värdet på 20 mm.

Enligt svenska byggregler finns det inget krav på minsta armering vilket det gör enligt europeisk standard. Båda beräkningarna ger nämligen tryckta tvärsnitt vilket innebär att en armering inte är nödvändig enligt svenska mått mätt.

5 DISKUSSION & SLUTSATS

5.1 *Diskussion*

Ett stort problem som uppstod under arbetets gång var när beräkningar av vindlast enligt europeisk standard skulle genomföras. För att få hjälp med detta kontaktades SIS varvid problemet vidarebefordrades till Kamal Handa, docent på Chalmers tekniska högskola. Enligt Handa skall ej de formler och material som finns att tillgå i Eurokod 1: Laster på bärverk- Del 1-4: Allmänna laster- Vindlast användas utan Handa hänvisade till BSV. Detta är dock inget som nämns i den europeiska standarden varvid detta uttalande inte har påverkat beräkningarna. Utan den beräkningsgång som omnämns i den europeiska standarden har detta till trots använts. Om detta var rätt beslut att fatta kan diskuteras men ur ett jämförande perspektiv torde det vara det. Även när den europeiska standarden saknade en beräkningsmetod gällande framtagning av horisontell armering och upphängningsarmering kontaktades SIS. Denna gång med mindre lyckat resultat då endast problemet förmedlades vidare.

I de Eurokoder som har tillämpats vid denna jämförelse har flertalet tryckfel dykt upp under arbetets gång. Detta medför att de i viss mån blir svårtolkade, vilket de i grund och botten inte är. På grund av att det råder en hel del otydligheter gällande det som står i de för referensobjektet berörda delarna av den europeiska standarden krävs det att alla oklarheter t.ex. vad gäller beräkningen av vindlast och framtagning av armeringsinnehåll för horisontell armering samt upphängningsarmering skall granskas för att sedan upprättas i en tydligare upplaga. Detta behöver genomföras så att Sverige helt skall kunna använda sig av denna standard. Som det ser ut idag saknar den europeiska standarden en hel del information som måste införskaffas innan en tillämpning kan bli möjlig.

5.2 *Slutsats*

Med utgångspunkt från det framtagna referensobjektet kan man till stor del konstatera att skillnaden mellan svenska byggregler och europeisk standard inte är av större karaktär.

Vad gäller laster kan man generellt säga att laster som är framtagna och beräknade med europeisk standard i regel blir större än de blir enligt svenska byggregler. Dock är grundvärdena i stort sätt densamma men vid insättning i formler kan man konstatera att det läggs en större säkerhet bakom lasterna men även en mindre säkerhet på materialparametrarna.

Eftersom en beräkningsmetod för framtagning av horisontell armering och upphängningsarmering enligt europisk standard ej fanns att tillgå har denna del beräknats efter principer i BBK. I och med detta har inte en jämförelse varit möjlig över hela referensobjektet utan endast delar har kunnat granskas.

En av de mest framgående skillnaderna dem emellan är att den europeiska standarden är betydligt mer beskrivande om hur och vad som skall beräknas, vägen till resultatet, medan de svenska byggreglerna endast beskriver det slutgiltiga resultatet. Detta leder till att den europeiska standarden är betydligt lättare att följa och därav även lättare att tillämpa.

6 REFERENSER

Tryckta källor

AB Svensk Byggtjänst. (1990). *Betonghandbok Konstruktion*. Örebro: AB Svensk Byggtjänst, ISBN 91-7332-533-3.

Boverket. (2004). *Boverkets handbok om betongkonstruktioner, BBK 04*. Vällingby: Boverket, ISBN 91-7147-816-7.

Boverket. (2003). *Regelsamling för konstruktion- Boverkets konstruktionsregler, BKR, byggnadsverkslagen och byggnadsverksförordningen*. Vällingby: Boverket, ISBN 91-7147-740-3.

Boverket. (1998). *Snö- och vindlast*. Kalmar: Boverket, byggavdelningen, ISBN 91-7147-394-7.

P, Johannesson & B, Vretblad. (2005). *Byggformler och tabeller*. Malmö: Liber AB, ISBN 91-47-05318-6.

Planverket. (1980). *Statens planverks författningssamling 1979:7*. Stockholm: Liber förlag, ISBN 91-38-05535-X.

Elektroniska källor

CEN/ TC 250. (den 28 Juni 2002). EN 1991-1-1:2002 Eurokod 1: Laster på bärverk- Del 1-1: Allmänna laster- Tunghet, egentyngd, nyttiglast för byggnader. Bryssel.

CEN/ TC 250. (den 28 Juni 2002). SS-EN 1990: 2002 Eurokod- Grundläggande dimensioneringsregler för bärverk. Bryssel.

CEN/ TC 250. (den 22 April 2005). SS-EN 1991-1-4: 2005 Eurokod 1: Laster på bärverk- Del 1-4: Allmänna laster- Vindlast. Bryssel.

CEN/ TC 250. (den 14 Januari 2005). SS-EN 1992-1-1:2005 Eurokod 2: Dimensionering av betongkonstruktioner- Del 1-1: Allmänna regler och regler för byggnader. Bryssel.

CEN/TC 250. (den 29 Augusti 2003). EN 1991-1-3:2003 Eurokod 1- Laster på bärverk- Del 1-3: Allmänna laster- Snölast. Bryssel.

SIS, Swedish Standards Institute. (den 6:e maj 2009). *Att införa Eurokoder*. Hämtat från www.sis.se:
<http://www.iso.se/DesktopDefault.aspx?tabName=%40projekt&PROJID=8400&menuItemID=6122> den 7:e maj 2009

SIS, Swedish Standards Institute. (den 7:e maj 2009). *Introduktion till Eurokoder*. Hämtat från www.sis.se:
http://www.sis.se/DesktopDefault.aspx?tabname=%40DocType_201&educationId=288 den 7:e maj 2009

Personlig kommunikation

Kamal Handa, docent på Chalmers tekniska högskola

Tel: 031- 711 6039

E-mail: handa@ubs.se

Anders Lindén, projektletare på avdelning bygg och konstruktion på Grontmij AB

Tel: 010- 480 27 36

E-mail: anders.linden@grontmij.se

7 BILAGOR

Bilaga 1 Beräkningar utförda enligt svenska byggregler.

Bilaga 2 Beräkningar utförda enligt europeisk standard.

Bilaga 1

SVENSKA BYGGREGLER

Egentyngder

Material	Tunghet, γ	Dimension (m)		c/c (m)
		b	h	
Betong _{yttervägg}	24 kN/m ³	0,200	2,75	
Betong _{bjälklag}	24 kN/m ³		0,250	
Bärläkt	5 kN/m ³	0,025	0,035	0,270
Mineralull _{yttervägg}	1,2 kN/m ³	0,200	2,75	
Mineralull _{tak}	0,3 kN/m ³		0,500	
Papp	0,02 kN/m ²			
Puts	19 kN/m ³	0,020	2,75	
Råspont	5 kN/m ³		0,022	
Ströläkt	5 kN/m ³	0,025	0,025	0,600
Stödben	5 kN/m ³	0,070	0,045	1,20
Tegel	0,3 kN/m ²			
Överram	5 kN/m ³	0,145	0,045	1,20
Övergol	0,3 kN/m ²			

Tabell 1 Egentyngder enligt svenska byggregler.

2(22)

Egentyngd yttervägg

$$\text{Puts: } \frac{19 \times 0,020 \times 2,75 \times 1,0}{1,0} = 1,05 \text{ kN/m}$$

$$\text{Mineralull: } \frac{1,2 \times 0,200 \times 2,75 \times 1,0}{1,0} = 0,66 \text{ kN/m}$$

$$\text{Betong: } \frac{24 \times 0,200 \times 2,75 \times 1,0}{1,0} = 13,2 \text{ kN/m}$$

$$\Sigma_{\text{yttervägg}} = 14,9 \text{ kN/m}$$

Egentyngd takbjälklag

$$\text{Tegel: } 0,300 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Bärläkt: } \frac{5 \times 0,025 \times 0,035 \times 1,0}{1,0 \times 0,270} = 0,016 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Ströläkt: } \frac{5 \times 0,025 \times 0,025 \times 1,0}{1,0 \times 0,600} = 0,005 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Papp: } 0,02 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Råspont: } 5 \times 0,022 = 0,110 \text{ kN/m}^2$$

3(22)

$$\text{Överram: } \frac{5 \times 0,145 \times 0,045 \times 1,0}{1,0 \times 1,2} = 0,027 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Stödben: } \frac{5 \times 0,070 \times 0,045 \times 0,36}{1,2 \times 1,2} = 0,004 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Mineralull: } \frac{0,3 \times 0,500 \times 1,130 \times 1,0}{1,0 \times 1,2} = 0,004 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Betong: } 24 \times 0,250 = 6,00 \text{ kN/m}^2$$

$$\Sigma_{\text{takbjällklag}} = 6,62 \text{ kN/m}$$

Egentyngd bjällklag

$$\text{Övergolv: } 0,300 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Betong: } 24 \times 0,250 = 6,00 \text{ kN/m}^2$$

$$\Sigma_{\text{bjällklag}} = 6,30 \text{ kN/m}$$

4(22)

Nyttig last

Lastgrupp	Bunden lastdel		Fri lastdel	
	q_k	ψ	q_k	ψ
Vistelselast	0,5	1,0	1,5	0,33
Samlingslast	1,0	1,0	1,5	0,5

Tabell 2 Karakteristisk last och lastreduktionsfaktor ψ för nyttig last.

Snölast

$$S_k = \mu C_t S_0$$

(BKR, 3:5a)

$$\mu_{1/2} = 0,8$$

Vid en lutning $< 15^\circ$ är $\mu = \mu_1 = \mu_2$

$$C_t = 1,0$$

$$S_0 = 2,5 \text{ kN/m}^2$$

$$\psi = 0,7$$

$$S_k = 2,0 \text{ kN/m}^2$$

5(22)

Vindlast

Området Näsby terrängtyp II $\rightarrow \beta = 0,19$ $z_0 = 0,05$ $z_{min} = 4$

$$\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3$$

$$v_{ref} = 23 \text{ m/s}$$

$$h = 10,5 \text{ m}$$

$$z = 6 \text{ m}$$

$$w = 30 \text{ m}$$

$$\psi = 0,25$$

$$q_k = C_{dyn} C_{exp} q_{ref}$$

$$q_{ref} = \frac{1}{2} \rho v_{ref}^2 = \frac{1}{2} \times 1,25 \times 23^2 = \mathbf{330,6 \text{ N/m}^2}$$

$$C_{dyn} = 1 + \frac{6}{\ln \frac{z}{z_0}} = 1 + \frac{6}{\ln \left(\frac{6}{0,05} \right)} = \mathbf{2,12}$$

$$C_{exp} = [\beta \ln \left(\frac{z}{z_0} \right)]^2 = [0,19 \ln \left(\frac{6}{0,05} \right)]^2 = \mathbf{0,827}$$

$$q_k = \mathbf{0,581 \text{ kN/m}^2}$$

$$W_k = \mu q_k$$

(BKR, 3: 6b)

(Snö- och vindlast, 2: 422a)

(Snö- och vindlast, 2: 423a)

(Snö- och vindlast, 2: 33b)

(BKR, 3: 6a)

6(22)

$$\frac{h}{w} = \frac{10,5}{30} = 0,35$$

$$\mu = 0,85$$

$h/w=0,35$ ger för lovertssida och på 6 m höjd, $\mu=0,85$.

$$W_k = 0,493 \text{ kN/m}^2$$

Sammanställning

$$\text{Lastbredd} = 3,5 \text{ m}$$

Nivå	Egenvikt (kN/m)		Snölast (kN/m)		Nyttig last (kN/m)	
					Bunden lastdel	Fri lastdel
1. Takbjälklag		$6,62 \times 3,5 =$	23,2	$2,0 \times 3,5 =$	7,00	
		Σ	23,2	Σ	7,00	
2. Yttervägg		14,9	14,9			
		Σ	38,1	Σ	7,00	
3. Bjälklag & 1/2yttervägg		$6,3 \times 3,5 + \frac{14,9}{2} =$	29,5		$0,5 \times 3,5 =$	1,75
		Σ	67,6	Σ	7,00	$1,5 \times 3,5 =$
4. 1/2yttervägg & bjälklag		$\frac{14,9}{2} + 6,3 \times 3,5$	29,5		$1,0 \times 3,5 =$	3,5
		Σ	97,1	Σ	7,00	$1,5 \times 3,5 =$
					Σ	5,25
						10,5

Tabell 3 Sammanställning av laster enligt svenska byggregler.

7(22)

Lastnedräkning

Reducering av nyttig last för lastgrupp1: $6 \times 3,5 \times 2 = 42 \text{ m}^2 > 15 \text{ m}^2 \rightarrow k = 1,15 - 0,01 \times 42 = \mathbf{0,730}$

Reducering av nyttig last för lastgrupp2: $6 \times 3,5 \times 2 = 42 \text{ m}^2 > 30 \text{ m}^2 \rightarrow k = 1,15 - 0,005 \times 42 = \mathbf{0,940}$

TOTALA LASTEN	LASTKOMBINATION	
Lasttyper	1	3
Permanent last		
bunden last, G_k	1,0 G_k	1,15 G_k
fri last, ΔG_k		
Variabel last		
en variabel last, Q_k	1,3 Q_k	
övriga variabla laster, vanligt värde, ψQ_k	1,0 ψQ_k	

Tabell 4 Delar av lastkombination 1 och 3 samt tillhörande partialkoefficienter γ_f .

Lastnedräkning enligt lastkombination 1

Nivå 1

Snölast som huvudlast $\rightarrow q_d = 1,0 \times 23,2 + 1,3 \times 7 = \mathbf{32,3 \text{ kN/m}}$

Nivå 2

$$\text{Snölast som huvudlast} \rightarrow q_d = 1,0 \times 38,1 + 1,3 \times 7 = \mathbf{47,2 \text{ kN/m}}$$

Nivå 3

$$q_{nb} = 1,75 \times 0,730 = \mathbf{1,28 \text{ kN/m}}$$

$$q_{nf} = 5,25 \times 0,730 = \mathbf{3,83 \text{ kN/m}}$$

$$\text{Snölast som huvudlast} \rightarrow q_d = 1,0 \times 67,6 + 1,3 \times 7 + 1,0 \times 1,28 + 0,33 \times 3,83 = \mathbf{79,2 \text{ kN/m}}$$

$$\text{Vistelselast som huvudlast} \rightarrow q_d = 1,0 \times 67,6 + 1,3 \times (1,28 + 3,83) + 0,7 \times 7 = \mathbf{79,1 \text{ kN/m}}$$

Nivå 4

$$q_{nb} = 3,5 \times 0,940 = \mathbf{3,29 \text{ kN/m}}$$

$$q_{nf} = 5,25 \times 0,940 = \mathbf{4,94 \text{ kN/m}}$$

$$\text{Snölast som huvudlast} \rightarrow q_d = 1,0 \times 97,1 + 1,3 \times 7 + 1,0 \times 1,28 + 0,33 \times 3,83 + 1,0 \times 3,29 + 0,5 \times 4,94 = \mathbf{114,5 \text{ kN/m}}$$

$$\text{Vistelselast som huvudlast} \rightarrow q_d = 1,0 \times 97,1 + 1,3 \times (1,28 + 3,83) + 0,7 \times 7 + 1,0 \times 3,29 + 0,5 \times 4,94 = \mathbf{114,2 \text{ kN/m}}$$

$$\text{Samlingslast som huvudlast} \rightarrow q_d = 1,0 \times 97,1 + 1,3 \times (3,29 + 4,94) + 0,7 \times 7 + 1,0 \times 1,28 + 0,33 \times 3,83 = \mathbf{115,2 \text{ kN/m}}$$

Lastnedräkning enligt lastkombination 3*Nivå 1*

$$q_d = 1,15 \times 23,2 = 26,7 \text{ kN/m}$$

Nivå 2

$$q_d = 1,15 \times 38,1 = 43,8 \text{ kN/m}$$

Nivå 3

$$q_d = 1,15 \times 67,6 = 77,7 \text{ kN/m}$$

Nivå 4

$$q_d = 1,15 \times 97,1 = 111,7 \text{ kN/m}$$

Slutsats: Lastkombination 1 är dimensionerande

10(22)

Beräkning av armering

$$h_1 = 3,00 \text{ m}$$

$$h_2 = 2,75 \text{ m}$$

$$l = 6,00 \text{ m}$$

$$l_c = 2,75 \text{ m}$$

$$c = 0,03 \text{ m}$$

$$\emptyset_{\text{upphängningsarmering}} = 0,010 \text{ m}$$

$$\emptyset_{\text{övrig armering}} = 0,016 \text{ m}$$

$$f_{cc} = \frac{24,0}{1,5 \times 1,2} = 13,3 \text{ MPa}$$

$$f_{st} = \frac{500}{1,15 \times 1,2} = 362 \text{ MPa}$$

h_1 = höjd på väggskiva+ bjälklagsjocklek, armeringen ligger i bjälklag ej i väggskiva.

h_2 = endast höjd på väggskiva.

Väggskivan är ledad upptill och nedtill, därav $l_c=2,75$.

Antaget värde.

Värdet fås genom att betong C25/30 används i säkerhetsklass 3.

Värdet fås genom att stål B500B används i säkerhetsklass 3.

Horisontell armering och upphängningsarmering

$$\text{Effektiva höjden, } d_1 = h_1 - c - \emptyset_{\text{upphängningsarmering}} - \frac{\emptyset_{\text{övrig armering}}}{2} = 3,00 - 0,03 - 0,010 - \frac{0,016}{2} = 2,95 \text{ m}$$

$$\text{Inre hävarm, } z_{f, \text{övre}} = \left(0,65 + 0,05 \frac{l}{h_1} \right) \times d_1 \rightarrow \left(0,65 + 0,05 \frac{6,00}{3,00} \right) \times 2,95 = 2,21 \text{ m} \quad (\text{Betonghandboken, 6.6: 31})$$

11(22)

$$\text{Inre hävarm, } z_{f, \text{indre}} = \left(0,45 + 0,1 \frac{l}{h_1}\right) \times d_1 \rightarrow \left(0,45 + 0,1 \frac{6,00}{3,00}\right) \times 2,95 = 1,92 \text{ m}$$

(Betonghandboken, 6.6: 31)

Snölast som huvudlast, enligt lastkombination 1

Nivå 3

$$q_g = 67,6$$

$$q_{\text{snö}} = 1,3 \times 7 = 9,10$$

$$q_{\text{vistelselast}} = 1,0 \times 1,28 + 0,33 \times 3,83 = 2,54$$

$$\Sigma_{\text{Nivå 3}} = \mathbf{79,2 \text{ kN/m}}$$

Nivå 4

$$q_g = 29,5$$

$$q_{\text{samlingslast}} = 1,0 \times 3,29 + 0,5 \times 4,94 = 5,80$$

$$\Sigma_{\text{Nivå 4}} = \mathbf{35,3 \text{ kN/m}}$$

$$\Sigma_{\text{Snölast som huvudlast}} = \mathbf{114,5 \text{ kN/m}}$$

Vistelselast som huvudlast, enligt lastkombination 1

Nivå 3

$$q_g = 67,6$$

$$q_{snö} = 0,7 \times 7 = 4,90$$

$$q_{vistelselast} = 1,3 \times (1,28 + 3,83) = 6,64$$

$$\Sigma_{Nivå 3} = \mathbf{79,1 \text{ kN/m}}$$

Nivå 4

$$q_g = 29,5$$

$$q_{samlingslast} = 1,0 \times 3,29 + 0,5 \times 4,94 = 5,80$$

$$\Sigma_{Nivå 4} = \mathbf{35,3 \text{ kN/m}}$$

$$\Sigma_{vistelselast \text{ som huvudlast}} = \mathbf{114,4 \text{ kN/m}}$$

Samlingslast som huvudlast, enligt lastkombination 1

Nivå 3

$$q_g = 67,6$$

13(22)

$$q_{snö} = 0,7 \times 7 = 4,90$$

$$q_{vistelselast} = 1,0 \times 1,28 + 0,33 \times 3,83 = 2,54$$

$$\Sigma_{Nivå\ 3} = \mathbf{75,0\ kN/m}$$

Nivå 4

$$q_g = 29,5$$

$$q_{samlingslast} = 1,3 \times (3,29 + 4,94) = 10,7$$

$$\Sigma_{Nivå\ 4} = \mathbf{40,2\ kN/m}$$

$$\Sigma_{Samlingslast\ som\ huvudlast} = \mathbf{115,2\ kN/m}$$

Slutsats: Samlingslast är dimensionerande

$$Inre\ hävarm,\ z_{f,medel} = \frac{75,0 \times 2,21 + 40,2 \times 1,91}{75,0 + 40,2} = \mathbf{2,11\ m}$$

14(22)

Moment i fält beräknas för att få fram hur mycket armering som behövs i bjälklaget:

$$M_f = \frac{ql^2}{8} \rightarrow \frac{115,2 \times 6^2}{8} = \mathbf{518,5 \text{ kNm}}$$

$$A_{sf} = \frac{M_f}{z_{f,medel} \times f_{st}} \rightarrow \frac{518,5 \times 10^6}{(2,11 \times 10^3) \times 362} = \mathbf{678,5 \text{ mm}^2} \rightarrow \mathbf{4\phi 16}$$

(Betonghandboken, 6.6: 333)

Upphängeringsarmering:

$$A_{upph} = \frac{q}{f_{st}} \rightarrow \frac{40,2 \times 10^3}{362} = \mathbf{111,0 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}} \rightarrow \mathbf{\phi 10 \text{ c/c } 700}$$

(Betonghandboken, 6.6: 333)

Slutsats: För armering i bjälklag krävs en armeringsarea på 678,5 mm² och till upphängeringsarmeringen krävs

en armeringsarea på 111,0 $\frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$.

Vertikal armering

$$q_{vind} = W_k \times h_2 \rightarrow 0,493 \times 2,75 = \mathbf{1,36 \text{ kN/m}}$$

Snölast som huvudlast, enligt lastkombination 1

$$q_g = 67,6$$

$$q_{snö} = 1,3 \times 7 = 9,10$$

$$q_{vistelselast} = 1,0 \times 1,28 + 0,33 \times 3,83 = 2,54$$

$$\Sigma N_d = 79,2 \text{ kN/m}$$

$$q_{vind} = 0,25 \times 1,36 = 0,34 \text{ kN/m}$$

Vistelselast som huvudlast, enligt lastkombination 1

$$q_g = 67,6$$

$$q_{snö} = 0,7 \times 7 = 4,9$$

$$q_{vistelselast} = 1,3 \times (1,28 + 3,83) = 6,64$$

$$\Sigma N_d = 79,1 \text{ kN/m}$$

$$q_{vind} = 0,25 \times 1,36 = 0,34 \text{ kN/m}$$

Vindlast som huvudlast, enligt lastkombination 1

$$q_g = 67,6$$

$$q_{snö} = 0,7 \times 7 = 4,9$$

$$q_{vistelselast} = 1,0 \times 1,28 + 0,33 \times 3,83 = 2,54$$

$$\Sigma N_d = 75,0 \text{ kN/m}$$

$$q_{vind} = 1,3 \times 1,36 = 1,77 \text{ kN/m}$$

Last av endast egentynngd och vindlast

Denna kombination beräknas för att ta reda på hur byggnaden påverkas när den står tom, då det inte existerar någon nyttig last

Snölasten tas ej med i beräkningen för att få största inverkan från vindlast.

$$q_g = 0,85 \times 67,6 = 57,5$$

$$\Sigma N_d = 57,5 \text{ kN/m}$$

$$q_{vind} = 1,3 \times 1,36 = 1,77 \text{ kN/m}$$

17(22)

Beräkning av excentricitet

$e_0 = \text{det minsta av:}$

$$\frac{l}{300} \rightarrow \frac{2750}{300} = 9,17$$

$$\frac{h}{30} \rightarrow \frac{200}{30} = 6,67$$

dock minst 20 mm

$$e_0 = 20 \text{ mm}$$

(BBK, 3.4.2.3)

Vid transversell last dimensioneras tvärsnittet för böjning för tryckkraften N_d och momentet $\frac{M_0}{c}$, M_0 är första ordningens moment

och c fås genom interpolering av tabell 6.3.3b i BBK 04, för att göra denna interpolering måste man veta $\frac{N_u}{N_d}$ och $\frac{l_c}{h}$.

$$N_u = k_c \left(\frac{A_c f_{cc}}{1 + k_{\phi} \phi_{ef}} \right) + k_s A_s f_{st}$$

(BBK, 6.3.3.2a)

$$A_s = 0 \text{ mm}^2$$

$A_s=0$ är ett antaget värde.

$$A_c = bh_2 \rightarrow (0,200 \times 2,75) \times 10^6 = 550\,000 \text{ mm}^2$$

18(22)

$$\varphi_{ef} = \varphi \times \frac{M_{0L}}{M_{0d}} \quad (\text{BBK, 2.4.7d})$$

$$\varphi = 3 \quad (\text{BBK, 2.4.7a})$$

$$M_{0L} = 67,6 + 0,15 \times 7 = 68,7 \text{ kNm} \quad (\text{BBK, 2.2.2})$$

$$M_{0d} = 79,2 \text{ kNm}$$

M_{0d} = första ordningens moment vid dimensionerande last, dvs. snölast som huvudlast, enligt lastkombination 1.

$$\varphi_{ef} = 3 \times \frac{68,7}{79,2} = 2,60$$

$$\frac{l_c}{h} = \frac{2750}{200} = 13,8 \text{ vilket ger:}$$

$$k_c = 0,82 \quad (\text{BBK, 6.3.3.2a})$$

Värdet fås genom interpolering.

$$k_\varphi = 0,10 \quad (\text{BBK, 6.3.3.2a})$$

Värdet fås genom interpolering.

$$k_s = 0,60 \quad (\text{BBK, 6.3.3.2a})$$

Värdet fås genom interpolering, $420 \leq f_k \leq 620$ MPa.

$$N_u = \left(0,82 \left(\frac{550\,000 \times 13,3}{1 + 0,10 \times 2,60} \right) + 0,60 \times 0 \times 362 \right) \times 10^{-3} = 4760,6 \text{ kN}$$

Snölast som huvudlast, enligt lastkombination 1

$$M_{vind} = \frac{0,34 \times 2,75^2}{8} = 0,321 \text{ kNm}$$

$$M_y = 79,2 \times 20 \times 10^{-3} = 1,58 \text{ kNm}$$

$$\frac{N_d}{N_u} = \frac{79,2}{4760,6} = 0,017 \rightarrow c = 0,98$$

$$\frac{M_0}{c} = \frac{0,321}{0,98} = 0,328 \text{ kNm}$$

Vindlast som huvudlast, enligt lastkombination 1

$$M_{vind} = \frac{1,77 \times 2,75^2}{8} = 1,67 \text{ kNm}$$

$$M_y = 75,0 \times 20 \times 10^{-3} = 1,50 \text{ kNm}$$

$$\frac{N_d}{N_u} = \frac{75,0}{4760,6} = 0,016 \rightarrow c = 0,98$$

$$\frac{M_0}{c} = \frac{1,67}{0,98} = 1,70 \text{ kNm}$$

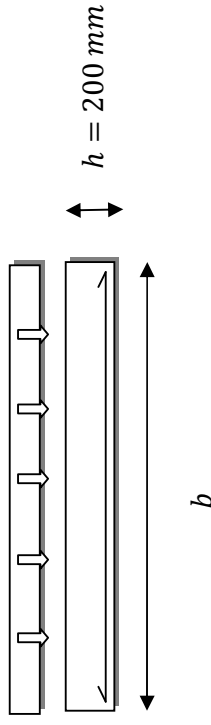
Last av endast egentygnd och vindlast

$$M_{vind} = \frac{1,77 \times 2,75^2}{8} = \mathbf{1,67 \text{ kNm}}$$

$$M_y = 57,5 \times 20 \times 10^{-3} = \mathbf{1,15 \text{ kNm}}$$

$$\frac{N_d}{N_u} = \frac{57,5}{4760,6} = 0,12 \rightarrow \mathbf{c = 0,99}$$

$$\frac{M_0}{c} = \frac{1,67}{0,99} = \mathbf{1,69 \text{ kNm}}$$



$$\rightarrow d_2 = 200 - 30 - \frac{16}{2} = \mathbf{162 \text{ mm}}$$

Snölast som huvudlast, enligt lastkombination 1

$$m_{tak} = \frac{M_y}{b \times d_2^2 \times f_{cc}} = \frac{1,58 \times 10^6}{2750 \times 162^2 \times 13,3} = \mathbf{0,00165}$$

$$\omega = 1 - \sqrt{1} - 2m_{tak} = 1 - \sqrt{1} - 2 \times 0,00165 = \mathbf{0,00165}$$

(Byggsformler & tabeller 822a)

(Byggsformler & tabeller 822a)

21(22)

$$A_s, A_M = \omega b d_2 \frac{f_{cc}}{f_{st}} = 0,00165 \times 2750 \times 162 \frac{13,3}{362} = 27,0 \text{ mm}^2$$

(Bygghögheter & tabeller 822a)

$$A_s = A_s, A_M - \frac{N_d}{f_{st}} = 27,0 - \frac{79,2 \times 10^3}{362} = -191,8 \text{ mm}^2$$

(Bygghögheter & tabeller 822c)

Vindlast som huvudlast, enligt lastkombination 1

$$m_{tak} = \frac{M_0}{b \times d_2^2 \times f_{cc}} = \frac{1,67 \times 10^6}{2750 \times 162^2 \times 13,3} = 0,00174$$

$$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2m_{tak}} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,00174} = 0,00174$$

$$A_s, A_M = \omega b d_2 \frac{f_{cc}}{f_{st}} = 0,00174 \times 2750 \times 162 \frac{13,3}{362} = 28,5 \text{ mm}^2$$

$$A_s = A_s, A_M - \frac{N_d}{f_{st}} = 28,5 - \frac{75,0 \times 10^3}{362} = -178,7 \text{ mm}^2$$

Last av endast egentvingd och vindlast

$$m_{tak} = \frac{M_0}{b \times d_2^2 \times f_{cc}} = \frac{1,67 \times 10^6}{2750 \times 162^2 \times 13,3} = 0,00174$$

$$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2m_{tak}} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,00174} = 0,00174$$

22(22)

$$A_s, A_M = \omega b d_2 \frac{f_{cc}}{f_{st}} = 0,00174 \times 2750 \times 162 \frac{13,3}{362} = 28,5 \text{ mm}^2$$

$$A_s = A_s, A_M - \frac{N_d}{f_{st}} = 28,5 - \frac{57,5 \times 10^3}{362} = -130,3 \text{ mm}^2$$

Slutsats: Ingen armering i väggskiva behövs.

Bilaga 2

EUROPEISK STANDARD

Egentyngder

Material	Tunghet, γ	Dimension (m)		c/c (m)
		b	h	
Betong _{yttervägg}	24 kN/m ³	0,200	2,75	
Betong _{bjälklag}	24 kN/m ³		0,250	
Bärläkt	3,8 kN/m ³	0,025	0,035	0,270
Mineralull _{yttervägg}	1,2 kN/m ³ *	0,200	2,75	
Mineralull _{tak}	0,3 kN/m ³ *		0,500	
Papp	0,02 kN/m ² *			
Puts	19 kN/m ³	0,020	2,75	
Råspont	3,8 kN/m ³		0,022	
Ströläkt	3,8 kN/m ³	0,025	0,025	0,600
Stödben	3,8 kN/m ³	0,070	0,045	1,20
Tegel	0,3 kN/m ² *			
Överram	3,8 kN/m ³	0,145	0,045	1,20
Övergol	0,3 kN/m ²			

Tabell 1 Egentyngder enligt europeisk standard.

* Dessa värden fanns ej angivna i EC1 så värden enligt svenska byggregler valdes.

Egentyngd yttervägg

$$\text{Puts: } \frac{19 \times 0,020 \times 2,75 \times 1,0}{1,0} = 1,05 \text{ kN/m}$$

$$\text{Mineralull: } \frac{1,2 \times 0,200 \times 2,75 \times 1,0}{1,0} = 0,66 \text{ kN/m}$$

$$\text{Betong: } \frac{24 \times 0,200 \times 2,75 \times 1,0}{1,0} = 13,2 \text{ kN/m}$$

$$\Sigma \text{yttervägg} = 14,9 \text{ kN/m}$$

Egentyngd takbjälklag

$$\text{Tegel: } 0,300 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Bärläkt: } \frac{3,8 \times 0,025 \times 0,035 \times 1,0}{1,0 \times 0,270} = 0,012 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Ströläkt: } \frac{3,8 \times 0,025 \times 0,025 \times 1,0}{1,0 \times 0,600} = 0,004 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Papp: } 0,02 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Råspont: } 3,8 \times 0,022 = 0,084 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Överram: } \frac{3,8 \times 0,145 \times 0,045 \times 1,0}{1,0 \times 1,2} = 0,021 \text{ kN/m}^2$$

3(18)

$$\text{Stöben: } \frac{3,8 \times 0,070 \times 0,045 \times 0,36}{1,2 \times 1,2} = 0,003 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Mineralull: } \frac{0,3 \times 0,500 \times 1,130 \times 1,0}{1,0 \times 1,2} = 0,004 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Betong: } 24 \times 0,250 = 6,00 \text{ kN/m}^2$$

$$\Sigma_{\text{takbjälklag}} = 6,58 \text{ kN/m}$$

Egentyngd bjälklag

$$\text{Övergolv: } 0,300 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Betong: } 24 \times 0,250 = 6,00 \text{ kN/m}^2$$

$$\Sigma_{\text{bjälklag}} = 6,30 \text{ kN/m}$$

Nyttig last

Kategori	Användningsområde	Utbredd last (kN/m ²) q _k	Koncentrerad last (kN) Q _k	ψ ₀
A	Bostäder och dyl.	2,0	2,0	0,7
B	Kontorslokaler	2,5	3,0	0,7

Tabell 2 Karakteristisk last och lastreduktionsfaktor ψ₀ för nyttig last.

4(18)

Snölast

$$s = \mu_i C_e C_t s_k$$

$$\mu_1 = 0,8$$

$$\mu_2 = 0,8 + 0,8 \frac{\alpha}{30} = 0,8 + 0,8 \times \frac{14}{30} = 1,17$$

$$C_e = 1,0$$

$$C_t = 1,0$$

$$s_k = 2,5 \text{ kN/m}^2$$

$$\psi_0 = 0,7$$

$$s_1 = 2,0 \text{ kN/m}^2$$

$$s_2 = 2,93 \text{ kN/m}^2$$

$$s = 2,93 \text{ kN/m}^2$$

(Eurokod 1 – snölast, 5.2.3a)

C_e bör tilldelas värdet 1,0 om inte annat anges för aktuell topografi.

$C_t = 1,0$ om det inte finns risk för smältning orsakad av värmeförlust.

Vindlast

$$W_e = q_p(z_e) C_{pe}$$

(Eurokod 1 – vindlast, 5.2.1)

Området Näsby tillhör terrängtyp II $\rightarrow z_0 = 0,05$ $z_{min} = 2$

5(18)

$$\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3$$

$$v_b = 23 \text{ m/s}$$

$$h = z = 10,5 \text{ m}$$

$$k_I = 1,0$$

$k_I=1,0$ är ett rekommenderat värde.

$$c_o = 1,0$$

$c_o=1,0$ om inte annat anges.

$$z_{0,II} = 0,05$$

$$\psi_0 = 0,3$$

$$q_p(z) = [1 + 7L_v(z)] \times \frac{1}{2} \rho v_m^2(z)$$

(Eurokod 1 – vindlast, 4.5.1)

$$L_v(z) = \frac{k_I}{[c_o \ln(\frac{z}{z_0})]} = \frac{1,0}{1,0 \ln(\frac{10,5}{0,05})} = \mathbf{0,187}$$

(Eurokod 1 – vindlast, 4.4.1)

$$k_r = 0,19 \times (\frac{z_0}{z})^{0,07} = 0,19 \times (\frac{0,05}{10,5})^{0,07} = \mathbf{0,19}$$

(Eurokod 1 – vindlast, 4.3.2.1)

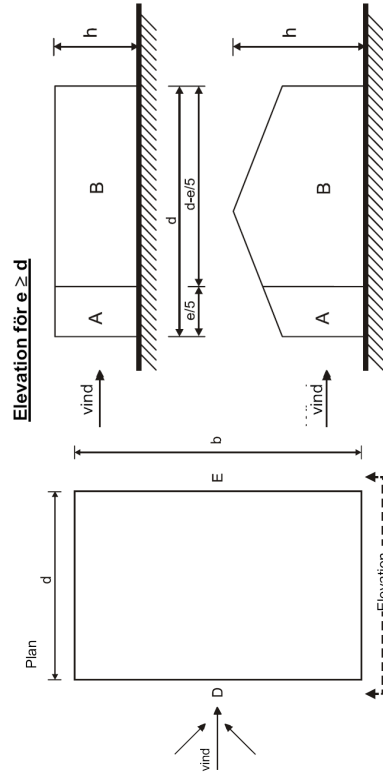
$$c_r = k_r \ln(\frac{z}{z_0}) = 0,19 \ln(\frac{10,5}{0,05}) = \mathbf{1,02}$$

(Eurokod 1 – vindlast, 4.3.2.1)

$$v_m(z) = c_r \times c_o \times v_b = 1,02 \times 1,0 \times 23 = \mathbf{23,5 \text{ m/s}}$$

(Eurokod 1 – vindlast, 4.3.1.1)

$$q_p(z) = [1 + 7L_v(z)] \times \frac{1}{2} \rho v_m^2(z) = ([1 + 7 \times 0,187] \times \frac{1}{2} \times 1,25 \times 23,5^2) \times 10^{-3} = \mathbf{0,80 \text{ kN/m}^2}$$



Figur 1 Zonindelning och beteckningar för vertikala väggar. (CEN/ TC 250, 2005, s. 34)

:

— — — — —

7(18)

$$\frac{h}{d} = \frac{10,5}{12} = 0,875$$

$$c_{pe,10} = \mathbf{0,780}$$

Värdet fås genom interpolering.

(Eurokod 1 – vindlast, 7.2.2.2)

$$W_e = q_p(z_e)c_{pe} = 0,80 \times 0,780 = \mathbf{0,62 \text{ kN/m}^2}$$

Sammanställning

Lastbredd = 3,5 m

Nivå	Egenvikt (kN/m)		Snölast (kN/m)		Nyttig last (kN/m)	
1. Takbjälklag	$6,58 \times 3,5 =$	23,0	$2,93 \times 3,5 =$	10,3		
	Σ	23,0	Σ	10,3		
2. Yttervägg	14,9	14,9				
	Σ	37,9	Σ	10,3		
3. Bjälklag & 1/2yttervägg	$6,3 \times 3,5 + \frac{14,9}{2} =$	29,5			$2,0 \times 3,5 =$	7,00
	Σ	67,4	Σ	10,3	Σ	7,00
4. 1/2yttervägg & bjälklag	$\frac{14,9}{2} + 6,3 \times 3,5$	29,5			$2,5 \times 3,5 =$	8,75
	Σ	96,9	Σ	10,3	Σ	15,8

Tabell 3 Sammanställning av laster enligt europeisk standard.

9(18)

Lastnedräkning

Nyttig last kan reduceras med en reduktionsfaktor a_A som beror på de areor som bärs upp av den aktuella bärverksdelen.

Reduktionsfaktorn för kategorierna A till E bestäms enligt följande:

$$a_A = \frac{5}{7}\psi_0 + \frac{A_0}{A} \leq 1,0$$

(Eurokod 1 – tunghet, egentyngd och nyttig last för byggnader, 6.3.1.2.10)

$$\psi_{0, \text{kategori A \& B}} = 0,7$$

$$A_0 = 10 \text{ m}^2$$

A = Belastad area

$$\text{Reducering av kategori A: } 6 \times 3,5 \times 2 = 42 \text{ m}^2 \rightarrow a_A = \frac{5}{7}0,7 + \frac{10}{42} = \mathbf{0,738}$$

$$\text{Reducering av kategori B: } 6 \times 3,5 \times 2 = 42 \text{ m}^2 \rightarrow a_A = \frac{5}{7}0,7 + \frac{10}{42} = \mathbf{0,738}$$

Dimensioneringsvärden för laster enligt Eurokods- Grundläggande dimensioneringsregler för bärverk.

Varaktiga och tillfälliga	Permanenta laster		Variabel huvudlast	Samverkande variabla laster	
	Ogynnsamma	Gynnsamma		Största last	Övriga laster
Ekvation 6.10a	$\gamma_d 1,35G_{k,j,sup}$	$1,00G_{k,j,inf}$		När lasten är <i>ogynnsamm</i> :	När lasten är <i>ogynnsamm</i> :
	$\gamma_d 1,35P_k$	$1,00P_k$		$\gamma_d 1,5\psi_{0,1}Q_{k,1}$	$\gamma_d 1,5\psi_{0,i}Q_{k,i}$
Ekvation 6.10b	$\gamma_d 0,89 \times 1,35G_{k,j,sup}$	$1,00G_{k,j,inf}$	När lasten är <i>ogynnsamm</i> :	När lasten är <i>gynnsamm</i> : 0	När lasten är <i>ogynnsamm</i> :
	$\gamma_d 1,35P_k$	$1,00P_k$	$\gamma_d 1,5Q_{k,1}$		$\gamma_d 1,5\psi_{0,i}Q_{k,i}$
Tabell 4	Dimensioneringsvärden för laster. (CEN/ TC 250, 2002, s. 82)		När lasten är <i>gynnsamm</i> : 0		När lasten är <i>gynnsamm</i> : 0

$\gamma_d = 1,0$ för säkerhetsklass 3

Lastnedräkning enligt ekvation 6.10a, ogynnsamma laster

Nivå 1

Snölast är största last $\rightarrow q_d = 1,0 \times 1,35 \times 23,0 + 1,0 \times 1,5 \times 0,7 \times 10,3 = 41,9 \text{ kN/m}$

Nivå 2

Snölast är största last $\rightarrow q_d = 1,0 \times 1,35 \times 37,9 + 1,0 \times 1,5 \times 0,7 \times 10,3 = 62,0 \text{ kN/m}$

11(18)

Nivå 3

$$q_n = 7,00 \times 0,738 = \mathbf{5,17 \text{ kN/m}}$$

$$\text{Snölast är största last} \rightarrow q_d = 1,0 \times 1,35 \times 67,4 + 1,0 \times 1,5 \times 0,7 \times 10,3 + 1,0 \times 1,5 \times 0,7 \times 5,17 = \mathbf{107,2 \text{ kN/m}}$$

Nivå 4

$$q_n = 8,75 \times 0,738 = \mathbf{6,46 \text{ kN/m}}$$

$$\text{Snölast är största last} \rightarrow q_d = 1,0 \times 1,35 \times 96,9 + 1,0 \times 1,5 \times 0,7 \times 10,3 + 1,0 \times 1,5 \times 0,7 \times 5,17 + 1,0 \times 1,5 \times 0,7 \times 6,46 = \mathbf{153,8 \text{ kN/m}}$$

Lastnedräkning enligt ekvation 6.10b, ogynnsamma laster

Nivå 1

$$\text{Snölast som huvudlast} \rightarrow q_d = 1,0 \times 0,89 \times 1,35 \times 23,0 + 1,0 \times 1,5 \times 10,3 = \mathbf{43,1 \text{ kN/m}}$$

Nivå 2

$$\text{Snölast som huvudlast} \rightarrow q_d = 1,0 \times 0,89 \times 1,35 \times 37,9 + 1,0 \times 1,5 \times 10,3 = \mathbf{61,0 \text{ kN/m}}$$

Nivå 3

$$q_n = 7,00 \times 0,738 = \mathbf{5,17 \text{ kN/m}}$$

12(18)

$$\text{Snölast som huvudlast} \rightarrow q_d = 1,0 \times 0,89 \times 1,35 \times 67,4 + 1,0 \times 1,5 \times 10,3 + 1,0 \times 1,5 \times 0,7 \times 5,17 = \mathbf{101,9 \text{ kN/m}}$$

$$\text{Nyttig last, kat. A som huvudlast} \rightarrow q_d = 1,0 \times 0,89 \times 1,35 \times 67,4 + 1,0 \times 1,5 \times 5,17 + 1,0 \times 1,5 \times 0,7 \times 10,3 = \mathbf{99,6 \text{ kN/m}}$$

Nivå 4

$$q_n = 8,75 \times 0,738 = \mathbf{6,46 \text{ kN/m}}$$

$$\text{Snölast som huvudlast} \rightarrow q_d = 1,0 \times 0,89 \times 1,35 \times 96,9 + 1,0 \times 1,5 \times 10,3 + 1,0 \times 1,5 \times 0,7 \times 5,17 + 1,0 \times 1,5 \times 0,7 \times 6,46 = \mathbf{144,1 \text{ kN/m}}$$

Nyttig last, kat. A som huvudlast \rightarrow

$$q_d = 1,0 \times 0,89 \times 1,35 \times 96,9 + 1,0 \times 1,5 \times 5,17 + 1,0 \times 1,5 \times 0,7 \times 6,46 + 1,0 \times 1,5 \times 0,7 \times 10,3 = \mathbf{141,8 \text{ kN/m}}$$

Nyttig last, kat. B som huvudlast \rightarrow

$$q_d = 1,0 \times 0,89 \times 1,35 \times 96,9 + 1,0 \times 1,5 \times 6,46 + 1,0 \times 1,5 \times 0,7 \times 5,17 + 1,0 \times 1,5 \times 0,7 \times 10,3 = \mathbf{142,4 \text{ kN/m}}$$

Slutsats: Lastkombination enligt 6.10a är dimensionerande

13(18)

Beräkning av armering

$$h_1 = 3,00 \text{ m}$$

$$h_2 = 2,75 \text{ m}$$

$$l = 6,00 \text{ m}$$

$$l_c = 2,75 \text{ m}$$

$$c = 0,03 \text{ m}$$

$$\emptyset_{\text{upphängningsarmering}} = 0,010 \text{ m}$$

$$\emptyset_{\text{övrig armering}} = 0,016 \text{ m}$$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{25}{1,5} = 16,7 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 434,8 \text{ MPa}$$

h_1 = höjd på väggskiva+ bjälklagsfjocklek, armeringen ligger i bjälklag ej i väggskiva.

h_2 = endast höjd på väggskiva.

Väggskivan är ledad upp till och ned till, därav $l_c=2,75$.

Antaget värde.

Värdet fås genom att betong C25/30 används.

Värdet fås genom att stål B500B används.

Horisontell armering och upphängningsarmering

Snölast är största last, enligt ekvation 6.10a

Nivå 3

$$q_g = 1,0 \times 1,35 \times 67,4 = 91,0$$

$$q_{snö} = 1,0 \times 1,5 \times 0,7 \times 10,3 = 10,8$$

14(18)

$$q_{\text{nyttiglast, kat.A}} = 1,0 \times 1,5 \times 0,7 \times 5,17 = 5,43$$

$$\Sigma_{\text{Nivå 3}} = \mathbf{107,2 \text{ kN/m}}$$

Nivå 4

$$q_g = 29,5$$

$$q_{\text{nyttiglast, kat.B}} = 1,0 \times 1,5 \times 0,7 \times 6,46 = 6,78$$

$$\Sigma_{\text{Nivå 4}} = \mathbf{36,3 \text{ kN/m}}$$

$$\Sigma_{\text{Snölast}} \text{ är största last} = \mathbf{143,5 \text{ kN/m}}$$

I Eurokod 2 finns det inte en beräkningsmetod för att få fram totalt armeringsinnehåll i en väggskiva utan man räknar ut den totala armeringen för en balk. Detta innebär att man i ett jämförande perspektiv inte får en rättvis bild av armeringsinnehållet så därför beräknas armeringen till bjälklag enligt principerna för svensk standard:

$$\text{Inre hävarm, } z_{f, \text{övre}} = \left(0,65 + 0,05 \frac{l}{h_1}\right) \times d_1 \rightarrow \left(0,65 + 0,05 \frac{6,00}{3,00}\right) \times 2,95 = 2,21 \text{ m} \quad (\text{Betonghandboken, 6.6: 31})$$

$$\text{Inre hävarm, } z_{f, \text{undre}} = \left(0,45 + 0,1 \frac{l}{h_1}\right) \times d_1 \rightarrow \left(0,45 + 0,1 \frac{6,00}{3,00}\right) \times 2,95 = 1,92 \text{ m} \quad (\text{Betonghandboken, 6.6: 31})$$

$$\text{Inre hävarm, } z_{f, \text{medel}} = \frac{75,0 \times 2,21 + 40,2 \times 1,91}{75,0 + 40,2} = \mathbf{2,11 \text{ m}}$$

15(18)

Moment i fält beräknas för att få fram hur mycket armering som behövs i bjälklaget:

$$M_f = \frac{ql^2}{8} \rightarrow \frac{143,5 \times 6^2}{8} = \mathbf{645,8 \text{ kNm}}$$

$$A_{sf} = \frac{M_f}{z_f \cdot \sigma_{st} \cdot f_{yd}} \rightarrow \frac{645,8 \times 10^6}{(2,11 \times 10^3) \times 434,8} = \mathbf{694,1 \text{ mm}^2} \rightarrow \mathbf{4\phi 16}$$

(Betonghandboken, 6.6: 333)

Upphångningsarmering:

$$A_{upph} = \frac{q}{f_{st}} \rightarrow \frac{36,3 \times 10^3}{434,8} = \mathbf{83,5,0 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}} \rightarrow \mathbf{\phi 10 \text{ c/c } 900}$$

(Betonghandboken, 6.6: 333)

Slutsats: För armering i bjälklag krävs en armeringsarea på 694,1 mm² och till upphångningsarmeringen krävs en armeringsarea på 83,5 $\frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$.

Vertikal armering

$$q_{vind} = W_e \times h_2 \rightarrow 0,620 \times 2,75 = \mathbf{1,71 \text{ kN/m}}$$

Snölast är största last, enligt ekvation 6.10a

$$q_g = 1,0 \times 1,35 \times 67,4 = 91,0$$

16(18)

$$q_{snö} = 1,0 \times 1,5 \times 0,7 \times 10,3 = 10,8$$

$$q_{nyttiglast, kat.A} = 1,0 \times 1,5 \times 0,7 \times 5,17 = 5,43$$

$$\Sigma N_d = \mathbf{107,2 \text{ kN/m}}$$

$$q_{vind} = 1,0 \times 1,5 \times 0,3 \times 1,71 = \mathbf{0,77 \text{ kN/m}}$$

Beräkning av excentricitet

e_0 = det minsta av:

$$\left. \begin{array}{l} \frac{h}{30} \rightarrow \frac{200}{30} = 6,67 \\ \\ \text{dock minst } 20 \text{ mm} \end{array} \right\} e_0 = 20 \text{ mm}$$

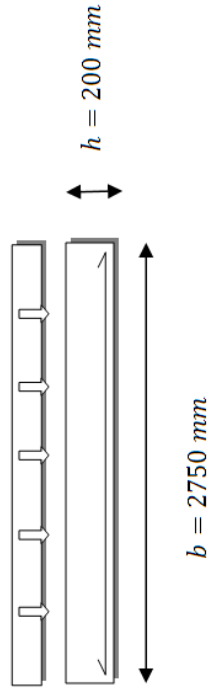
(Eurokod 2 – betongkonstruktioner, 6.1.4)

Snölast är största last, enligt ekvation 6.10a

$$M_{vind} = \frac{0,77 \times 2,75^2}{8} = 0,730 \text{ kNm}$$

$$M_y = 107,2 \times 20 \times 10^{-3} = \mathbf{2,14 \text{ kNm}}$$

17(18)



$$\rightarrow d_2 = 200 - 30 - \frac{16}{2} = 162 \text{ mm}$$

Snölast är största last, enligt ekvation 6.10a

$$m_{tak} = \frac{M_y}{b \times d_2^2 \times f_{cd}} = \frac{2,14 \times 10^6}{2750 \times 162^2 \times 16,7} = 0,00178$$

$$\omega = 1 - \sqrt{1} - 2m_{tak} = 1 - \sqrt{1} - 2 \times 0,00178 = 0,00178$$

$$A_s, A_M = \omega b d_2 \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,00178 \times 2750 \times 162 \frac{16,7}{434,8} = 30,5 \text{ mm}^2$$

$$A_s = A_s, A_M - \frac{N_d}{f_{yd}} = 30,5 - \frac{107,2 \times 10^3}{434,8} = -216,1 \text{ mm}^2$$

(Bygghandboken & tabeller 822a)

(Bygghandboken & tabeller 822a)

(Bygghandboken & tabeller 822a)

(Bygghandboken & tabeller 822c)

Slutsats: Tvärsnittet är tryckt men enligt eurokod 2 ska en minsta tillåten armeringsarea användas.

18(18)

Minsta tillåtna armeringsarea, fördelat över hela väggskivans båda sidor:

$$A_{s,vmin} = 0,002 \times A_c \rightarrow 0,002 \times 200 \times 1000 = 400 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

(Eurokod 2 – betongkonstruktioner, 9.6.2.1)

Avståndet för vardera sida blir:

$$200 \text{ mm}^2 \rightarrow \text{ø}16 \text{ c/c } 1000$$

Avståndet mellan två vertikala stänger bör ej överstiga det mindre av 400 mm och 3 gånger väggjockleken, vilket blir 600 mm.

För att uppfylla detta väljs ø6, avståndet för vardera sida blir då:

$$200 \text{ mm}^2 \rightarrow \text{ø}6 \text{ c/c } 140$$

Slutsats: För armering i väggskiva krävs en armeringsarea på $400 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$.