

# Miljöministeriets förordning om ändring av miljöministeriets förordning om tillämpning av Eurocode-standarder inom husbyggande

Given i Helsingfors den 30 september 2009

I enlighet med miljöministeriets beslut ändras 2 § i miljöministeriets förordning av den 15 oktober 2007 om tillämpning av Eurocode-standarder inom husbyggande som följer:

## 2 §

Genom denna förordning fastställs nationella bilagor till följande eurokoder att iakttas:

SFS-EN 1990	bilaga 1;	SFS-EN 1993-4-2 + AC	bilaga 28;
SFS-EN 1991-1-1	bilaga 2;	SFS-EN 1993-4-3 +AC	bilaga 29;
SFS-EN 1991-1-2	bilaga 3;	SFS-EN 1993-5 + AC	bilaga 30;
SFS-EN 1991-1-3	bilaga 4;	SFS-EN 1993-6	bilaga 31;
SFS-EN 1991-1-4	bilaga 5;	SFS-EN 1995-1-1/A1:2008	bilaga 32;
SFS-EN 1991-1-5	bilaga 6;	SFS-EN 1996-1-1	bilaga 33;
SFS-EN 1992-1-1	bilaga 7;	SFS-EN 1996-1-2	bilaga 34;
SFS-EN 1992-1-2	bilaga 8;	SFS-EN 1996-2	bilaga 35;
SFS-EN 1993-1-1	bilaga 9;	SFS-EN 1991-1-6	bilaga 36;
SFS-EN 1993-1-2	bilaga 10;	SFS-EN 1991-1-7	bilaga 37;
SFS-EN 1993-1-8	bilaga 11;	SFS-EN 1991-3	bilaga 38;
SFS-EN 1993-1-9	bilaga 12;	SFS-EN 1992-3	bilaga 39;
SFS-EN 1993-1-10	bilaga 13;	SFS-EN 1993-1-11 + AC	bilaga 40 samt
SFS-EN 1994-1-1	bilaga 14;	SFS-EN 1993-1-12	bilaga 41
SFS-EN 1994-1-2	bilaga 15;		
SFS-EN 1995-1-1	bilaga 16;		
SFS-EN 1995-1-2	bilaga 17;		
SFS-EN 1997-1	bilaga 18;		
SFS-EN 1993-1-3	bilaga 19;		
SFS-EN 1993-1-4	bilaga 20;		
SFS-EN 1993-1-5	bilaga 21;		
SFS-EN 1993-1-6	bilaga 22;		
SFS-EN 1993-1-7	bilaga 23;		
SFS-EN 1993-3-1	bilaga 24;		
SFS-EN 1993-3-2	bilaga 25;		
SFS-EN 1997-2	bilaga 26;		
SFS-EN 1993-4-1+AC	bilaga 27;		

Denna förordning träder i kraft den 1 oktober 2009.

Helsingfors den 30 september 2009

Bostadsminister *Jan Vapaavuori*

Byggnadsråd *Jaakko Huuhtanen*

**NATIONELL BILAGA**

**TILL STANDARD**

**SFS-EN 1991-1-6 EUROKOD 1: LASTER PÅ BÄRANDE KONSTRUKTIONER**

**Del 1-6: Allmänna laster. Laster under byggskedet**

**Förord**

Denna nationella bilaga används tillsammans med standarden SFS-EN 1991-1-6: 2005.

I denna nationella bilaga anges:

a) Nationella parametrar till följande punkter, som gäller för husbyggandet, i standarden SFS-EN 1991-1-6 där nationellt val är tillåtet:

- |                             |                          |
|-----------------------------|--------------------------|
| – 1.1(3)                    | – 4.10(1)P               |
| – 2.2(4) Anmärkning 1       | – 4.11.1(1) Tabell 4.1   |
| – 3.1(1)P                   | – 4.11.2(1) Anmärkning 2 |
| – 3.1(5) Anmärkning 1 och 2 | – 4.12(1)P Anmärkning 2  |
| – 3.1(7)                    | – 4.12(2)                |
| – 3.1(8) Anmärkning 1       | – 4.12(3)                |
| – 3.3(2)                    | – 4.13(2)                |
| – 3.3(6)                    | – A1.1(1) Anmärkning: 2  |
| – 4.9(6) Anmärkning 2       | – A1.3(2)                |

b) Vägledning för användning av den informativa bilagan B.

## 1.1 Tillämpningsområde

### 1.1(3)

Anvisningar, som anges i standarden SFS-EN 1991-1-6 och tillhörande nationell bilaga om bestämning av naturlaster kan tillämpas på dimensionering av hjälpkonstruktioner. Såvida inget annat anges i standarden SFS-EN 1991-1-6 kan standarden SFS-EN 1990 och dess nationella bilaga tillämpas vid kombinerad av laster.

## 2.2 Av byggandet orsakade laster

### 2.2(4)

Gränserna för rörelseområde och placering av de rörliga lasterna, som orsakas av byggandet, måste bestämmas skilt för varje projekt. Anvisningar beträffande områden som påverkas av laster och placering av dessa ges vid behov i projekteringsanvisningar. Områdena som påverkas tecknas i planerna i de fall då lasternas storlek är betydande vad beträffar konstruktionen. Betydande laster kan förorsakas av till exempel:

- tung utrustning
- tunga rörliga byggmaskiner
- lagring av varor eller rivningsavfall
- fyllnings- och grävarbeten
- stöd av gjutformer för och gjutning av ovanliggande våningar

## 3.1 Översikt – Dimensioneringssituationer som betraktas

### 3.1(1)P

Dimensioneringssituationen för vindlaster under osedvanliga väderförhållanden utgör en olycksdimensioneringssituation.

*Förklaring:*

*I Finland dimensioneras konstruktioner i allmänhet inte med hänsyn till vindlaster under osedvanliga väderförhållanden (till exempel cykloner eller orkaner).*

### 3.1(5) Anmärkning 1

Rekommenderade återkomsttider har angetts i tabell 3.1 (FI)

**Tabell 3.1(FI)** Rekommenderade återkomsttider för bestämning av nominella värden för naturlaster

Varaktighet	Återkomsttid (i år)
≤ 3 dygn	- <sup>a</sup>
≤ 3 månader (men > 3 dygn)	5 <sup>b</sup>
≤ 1 år (men > 3 månader)	10
> 1 år	50

<sup>a</sup> Begreppet genomsnittlig återkomsttid är vanligtvis inte lämpligt att använda i situationer där byggskedet är kort. Den nominella varaktigheten av 3 dygn, som valts ut för snabba byggskedet, motsvarar längden på tillförlitliga väderprognosperioder för byggplatsen. Lastens storlek kan då bestämmas på basen av väderprognos. Uppgifter från väderprognoserna kan användas även när byggskedet tar lite längre tid om man har tillräckligt förberett sig för ändrande situationer.

<sup>b</sup> Då nominell lastvaraktighet är högst 3 månader, kan lasterna bestämmas med beaktande av väderförhållandenas variabilitet beroende på årstid och tidsperioder som är kortare än det.

*Förklaring:*

*Snölastens storlek under byggskedet kan bedömas på grundval av tidpunkten för byggarbetet, byggarbetets varaktighet och snöröjning. När en snölast är möjlig, bör dess värde s emellertid inte antas vara lägre än 0,5 kN/m<sup>2</sup>. Värdet s är ett taks eller en konstruktions snölast. När lasten påverkar samtidigt andra plan än taket kan snölasten s antas vara en jämnt fördelat last och snödriften behöver inte beaktas till exempel på grund av hinder på planen.*

## 3.1(5) Anmärkning 2

Det omodifierade grundvärdet för vindhastighet  $v_{b,0}$  under ett byggskede som inte överskrider 3 månader kan 18 m/s användas som värde för sjöområden, fastland och lågterräng vid fjällfot och 24 m/s för fjälltoppar.

När byggskedet är kortare än 3 dygn kan ett värde som baserar sig på väderprognosen användas som omodifierat grundvärde för vindhastighet. Det lägsta värdet som får användas för det omodifierade grundvärdet för vindhastighet är 10 m/s.

*Förklaring:*

*Som värdet för hastighetstrycket under vindby under byggskedet som är kortare än 3 månader används 75 % av hastighetstrycket under vindby under vanliga dimensioneringssituationer. Detta motsvarar vindlast med en återkomsttid på 5 år.*

## 3.1(7)

Vid kombinerad användning görs inga reduktioner i vind- och snölast om vind- eller snölasten som används är lägre än vid vanlig dimensioneringssituation.

## 3.1(8)

Som onoggrannheter för konstruktionen och konstruktionsdelar för dimensioneringssituationer under byggskedet används normalt toleranser som gäller för vanliga dimensioneringssituationer.

Onoggrannheter som används skall dock bestämmas skilt för varje projekt om det i byggskedet ingår arbetsfaser där konstruktionen eller en konstruktionsdel belastas när konstruktionen eller konstruktionsdelen ligger i en annan ställning eller position än i slutskedet.

Av installationsarbetet orsakade tvångslaster och av dessa orsakade snedheter bör vid behov beaktas. Tvångslaster och av dessa orsakade snedheter kan uppträda till exempel när installationsarbetet på en konstruktion utförs vid en temperatur som skiljer sig från användningstemperaturen (till exempel installation av en stålstomme under vinterförhållanden).

Av hjälpkonstruktioners snedhet orsakade onoggrannheter måste vid behov beaktas om de avviker från onoggrannheterna i den färdiga konstruktionen.

### **3.3 Bruksgränstillstånd**

#### 3.3(2)

Deformationen under byggskedet kan vara större än den deformation som tillåts för den färdiga konstruktionen om deformationen försvinner när lasten som påverkat under byggskedet avlägsnas. Deformationen under byggskedet får dock inte orsaka skador på anslutande konstruktioner eller på konstruktionens ytmaterial.

Lastsituationen under byggskedet får inte orsaka större sprickbredd i konstruktionen och konstruktionens styvhet får inte bli mindre på grund av sprickbildningen jämfört med vanlig dimensioneringssituation om situationen under byggskedet och dess effekt på konstruktionens funktion inte har beaktats också vid dimensionering i vanlig dimensioneringssituation.

#### 3.3(6)

Hjälpkonstruktionerna bör dimensioneras så att toleranserna för den färdiga konstruktionen inte överskrids.

### **4.9 Laster orsakade av vatten**

#### 4.9(6)

Inga värden anges. Detta avsnitt gäller huvudsakligen brobyggandet, se den nationella bilagan som utfärdats av Vägförvaltningen.

### **4.10 Islaster orsakade av underkyllt regn**

#### 4.10(1)P

Islaster bestäms skilt för varje projekt genom att tillämpa standarderna EN 1993-3 och ISO 12494.

#### *Förklaring:*

*Konstruktioner som dimensioneras i vanlig dimensioneringssituation för islaster, bör vid behov dimensioneras också för islaster som gäller under byggskedet om issansamling på konstruktionen under byggskedet är möjlig.*

## 4.11 Av byggandet orsakade laster

### 4.11.1 Allmänt

#### 4.11.1(1)

Tabell 4.1 Gruppering av laster ( $Q_c$ ) orsakade av byggandet:

Anmärkningar 1 och 2:

Lasten  $q_{ca,k}$  har ett nominellt värde av  $1,0 \text{ kN/m}^2$ . För icke hopfogade elementplattor är det nominella värdet  $0,5 \text{ kN/m}^2$  för lasten  $q_{ca,k}$ .

Anmärkning 3

De nominella värdena  $q_{cb}$  och  $F_{cb}$  för laster som orsakas av tillfällig lagring av varor bestäms skilt för varje projekt. Beträffande laster på broar genom tillfällig lagring av varor, se den nationella bilagan som utfärdats av Vägförvaltningen.

### 4.11.2 Laster vid betongjutning

#### 4.11.2(1)

För värdena på lasterna  $Q_{ca}$ ,  $Q_{cc}$  och  $Q_{cf}$  samt som belastningsområde för dessa används de rekommenderade värdena som anges i tabell 4.2.

## 4.12 Olyckslaster

### 4.12(1)P Anmärkning 2

Värdet på den dynamiska förstoringsfaktorn är 2 för dimensionering i olyckssituationer.

*Förklaring:*

*Konstruktionsdelar dimensioneras normalt inte med hänsyn till olyckslaster i byggskedet såvida olyckan inte leder till oskäligt stora skador i jämförelse med den ursprungliga händelsen. Konstruktionsdelar och deras förband bör ha sådan skadetålighet, att en mindre stöt eller slag inte leder till att konstruktionen förlorar sin bärförmåga.*

#### 4.12(2)

De dynamiska effekterna bestäms skilt för varje projekt.

*Förklaring:*

*Konstruktionsdelar dimensioneras normalt inte med hänsyn till laster som orsakas av vältande eller fallande utrustning. Laster som orsakas av vältande eller fallande utrustning beaktas vid behov, om det är fråga om ett exceptionellt krävande arbetsskede eller konstruktion och om vältandet eller fallet orsakar en skada som är oskäligt stor jämfört med den ursprungliga händelsen.*

## 4.12(3)

Som dimensioneringsvärde för olyckslast orsakad av människostöt används

- a) 2,5 kN med belastningsyta 200 mm × 200 mm, med vilken effekten av snubblande beaktas
- b) 6,0 kN med belastningsyta 300 mm × 300 mm, med vilken effekten av fall beaktas.

*Förklaring:*

*Konstruktioner dimensioneras med hänsyn till olyckslast av människostöt, då snubblande kan leda till att människan faller (punkt a) eller om det krävs att den betraktade konstruktionen stoppar människans fall (punkt b). Punkt a) kan tillämpas på dimensioneringen av konstruktioner där konstruktionens svikande som resultat av snubblandet leder till fall och punkt b) på dimensionering av skyddskonstruktioner som stoppar fallet.*

### 4.13 Jordbävningsslaster

## 4.13(2)

Inga värden anges. I Finland behöver jordbävningsslaster normalt inte beaktas.

## BILAGA A1 (Normativ) Tilläggsregler för byggnader

### A.1.1 Brottgränstillstånd

## A1.1(1) Anmärkning 2

För kombinationsfaktorn  $\psi_0$  för variabla laster orsakade av byggandet används det rekommenderade värdet 1,0 och för kombinationsfaktorn  $\psi_2$  för den variabla lastens långtidsvärde används värdet 0,3.

*Förklaring:*

*Kombinationsfaktorns långtidsvärde  $\psi_2$  används för kombinerad av laster i olycksituation, varvid den variabla bygglasten verkar som en övrig samtidig variabel last. Detta är en ytterst sällsynt lastsituation eftersom konstruktionerna dimensioneras normalt inte för olyckslast under byggskedet.*

### A.1.3 Horisontallaster

## A1.3(2)

Det nominella värdet för ekvivalenta horisontallaster är 3 % av de vertikallaster, som orsakar den ogynnsammaste lastkombinationen. Ett lägre värde än detta kan användas, om snedheten på vertikallasten under byggskedet kan uppskattas (till exempel dimensioneringsregler för hjälpkonstruktioner).

Vid betonggjutning antas, att en variabel horisontell punktlast, vars nominella värde är 1,5 kN, verkar i godtycklig riktning i betonggjutningens övre yta.

*Förklaring:*

*Eftersom hjälpkonstruktioner som till exempel vertikalstöd för horisontella gjutformer kan tillåtas ha större snedhet än själva konstruktionen, är av snedheten orsakad horisontallast större än för normal dimensioneringssituation.*

## **Bilaga B (Informativ)**

### **Laster på konstruktioner under ändring av användningssyfte, renovering eller rivning.**

Informativ bilaga B kan användas.



## BILAGA 37

**NATIONELL BILAGA****TILL STANDARD****SFS-EN 1991-1-7 EUROKOD 1: LASTER PÅ BÄRANDE KONSTRUKTIONER****Del 1-7: Allmänna laster - Olyckslaster****Förord**

Denna nationella bilaga används tillsammans med standarden SFS-EN 1991-1-7: 2006.

I denna nationella bilaga anges:

a) Nationella parametrar eller nationellt förfarande för följande punkter i standarden SFS-EN 1991-1-7 där nationellt val är tillåtet:

- |                                  |                               |
|----------------------------------|-------------------------------|
| – 2(2)                           | – 4.3.2(1) Anmärkning 1 och 3 |
| – 3.1(2) Anmärkning 4            | – 4.4(1)                      |
| – 3.2(1) Anmärkning 3            | – 4.5.1.2 Anmärkning 1 och 2  |
| – 3.3(2) Anmärkning 1, 2 och 3   | – 4.5.1.4(2)                  |
| – 3.4(1) Anmärkning 4            | – 4.5.1.4(3)                  |
| – 3.4(2)                         | – 4.5.1.4(4)                  |
| – 4.1(1) Anmärkning 3            | – 4.5.1.4(5)                  |
| – 4.3.1(1) Anmärkning 1, 2 och 3 | – 4.5.1.5(1)                  |
| – 4.3.1(2)                       | – 5.3(1)P                     |
| – 4.3.1(3)                       |                               |

b) Vägledning för användning av de informativa bilagorna A, B, C och D.

## Kapitel 2 Klassificering av laster

### 2(2)

En olyckslast kan även anses vara en fast last i sådana fall, där lasten samtidigt riktas jämnt över hela konstruktionen (till exempel tryck från en explosion).

## Kapitel 3 Dimensioneringssituationer

### 3.1 Allmänt

#### 3.1(2) Anmärkning 4

Utan myndighets tillåtelse kan en beställare inte överenskomma för specifika projekt om lägre värden för olyckslaster än de som angetts i standarden SFS-EN 1991-1-7 och dess nationella bilaga.

### 3.2 Olycksdimensioneringssituationer - handlingsprinciper för definierbara olyckslaster

#### 3.2(1) Anmärkning 3

Acceptabla risknivåer anges inte.

### 3.3 Olycksdimensioneringssituationer - handlingsprinciper för begränsning av omfattningen av en lokal skada

#### 3.3(2) Anmärkning 1

För last  $A_d$  används dimensioneringsvärdet 50 kN. Lasten  $A_d$  verkar horisontellt i mitten av fri våningshöjd. För pelare används punktlast och för väggar fördelas lasten  $A_d$  som en linjelast på 3 meters bredd.

#### 3.3(2) Anmärkning 2

Den acceptabla gränsen för lokal skada beror på byggnadstypen:

#### Flervåningsbyggnader

Den lokala skadan i en våning är högst 15% av den ifrågavarande våningens golvyta och högst 100 m<sup>2</sup>/våning. Skadan får ske i två på varandra liggande våningar.

#### Hallbyggnader

Om en pelare skadas, får den lokala skadans omfattning vara längden av primärbalkarna som stöds av pelaren gånger avståndet mellan primärbalkarna multiplicerat med två. Om primärbalkarna ligger på yttervägglinjen, får den tillåtna ytan med lokal skada vara hälften av den ovan nämnda ytan. Skadan får endast inträffa på ett våningsplan.

Om en primärbalk är skadad, får den lokala skadans omfattning vara längden av primärbalkarna gånger avståndet mellan primärbalkarna multiplicerat med två. Om primärbalkarna ligger på yttervägglinjen, får den tillåtna ytan med lokal skada vara hälften av den ovan nämnda ytan. Skadan får endast inträffa på ett våningsplan.

### 3.3(2) Anmärkning 3

Metoderna presenteras i det okontroversiella dokumentet “Dimensionering av konstruktioner för konsekvenser från odefinierad orsak föranledd lokal skada”, vilket finns efter denna nationella bilaga. Med iakttagandet av dessa metoder åstadkoms en byggnad, som tål lokal skada utan att kollaps utsträcks i oproportionerlig utsträckning. I samma dokument anges även förbandskrafter för olika konsekvensklasser, sektionslängder av bärande väggar, samt övriga nödvändiga anvisningar.

## 3.4 Olycksdimensioneringssituationer – användning av konsekvensklasser

### 3.4(1) Anmärkning 4

Klassificering av byggnader enligt konsekvensklasser anges i det okontroversiella dokumentet “Dimensionering av konstruktioner för konsekvenser från odefinierad orsak föranledd lokal skada”, vilket finns efter denna nationella bilaga.

### 3.4(2)

Handlingsprinciper anges inte.

## Kapitel 4 Stöt

### 4.1 Tillämpningsområde

#### 4.1(1) Anmärkning 3

Anvisningar för förflyttning av stötlaster till grunden anges inte.

#### 4.3.1 Stötar på stödjande underbyggnader

##### 4.3.1(1) Anmärkning 1

I Finland används värdena i tabell 4.1 (FI). Värdena i tabellen gäller inte i områden dit tillgång av fordon har hindrats.

**Tabell 4.1 (FI)** Vägledande statistiskt ekvivalenta dimensioneringslaster för byggnadskonstruktioner på grund av stöt från fordon mot konstruktionsdelar som stöder konstruktioner över eller bredvid vägbanor.

Trafikklass	Kraft $F_{dx}^a$ [kN]	Kraft $F_{dy}^a$ [kN]
Motorvägar samt riks- och stamvägar	1000	500
Landsvägar	750	375
Vägar och gator i tätorter	500	250
Gårdsplan och garage som:		
– är tillgängliga för person- och paketbilar <sup>b</sup>	25	25
– är tillgängliga för lastbilar <sup>c,b</sup>	75	75

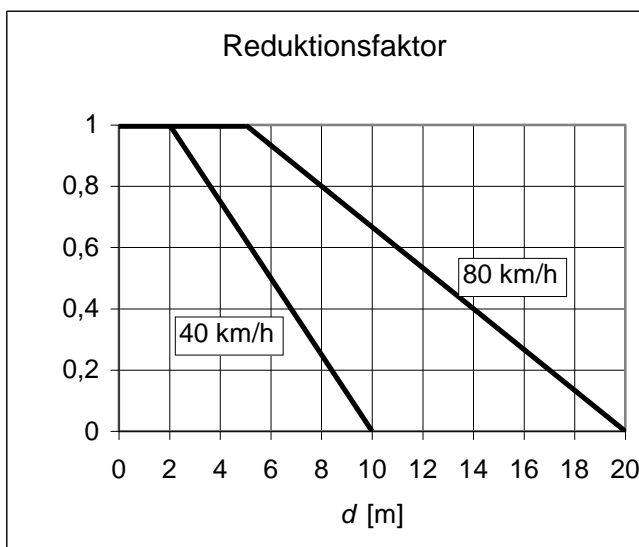
<sup>a</sup> x = normal trafikriktning, y = vinkelrät mot normal trafikriktning

<sup>b</sup> Om det horisontella avståndet mellan kanten för gårdsplanets yta som är avsedd för trafik och byggnaden är minst 2,0 m, behöver inte byggnaden dimensioneras för stötlast från fordon.

<sup>c</sup> Termen ”lastbil” avser fordon med en maximal bruttovikt på mer än 3,5 ton.

#### 4.3.1(1) Anmärkning 2

Dimensioneringskrafterna på byggnadskonstruktioner i trafikklassen *vägar och gator i tätorter* i tabell 4.1 (FI) kan multipliceras med en reduktionsfaktor enligt figur 4.1(FI) som en funktion av avståndet  $d$  och den maximala tillåtna körhastigheten  $v_0$ .  $d$  avser konstruktionsdelens avstånd från den närmaste trafikfilens mittlinje. Dimensioneringskrafterna måste dock vara minst lika stora som kraven för trafikklass *gårdsplan och garage* enligt tabell 4.1 (FI). Reduktionsfaktorernas värden för hastigheter mellan 40 km/h och 80 km/h erhålls genom linjär interpolation. Faktorn i figur 4.1(FI) kan tillämpas om sluttningen mellan trafikfilens mittlinje och stötplatsen mätt vinkelrätt mot trafikfilen inte överskrider 1:5 nedåt. Sluttningar, vars lutning överskrider detta värde, och sluttningar uppåt samt effekten av eventuella räcken och andra stöthinder bedöms i varje enskilt fall.



**Figur 4.1(FI)** Reduktionsfaktor för dimensioneringskrafter på byggnadskonstruktioner i trafikklassen *vägar och gator i tätorter*

#### 4.3.1(1) Anmärkning 3

Konstruktioner i konsekvensklass CC1 behöver inte betraktas angående stötar från fordon.

#### 4.3.1(2)

Vid dimensionering av byggnadskonstruktioner bredvid körbanor antas, att krafterna  $F_{dx}$  och  $F_{dy}$  inte verkar samtidigt.

#### 4.3.1(3)

Rekommenderade värden används vid bestämning av stötlastens verkningsområde.

#### 4.3.2 Stötar på överbyggnader och byggnadsdelen ovanför markyta.

##### 4.3.2(1) Anmärkning 1

För byggnadskonstruktioner är det fria avståndet för undvikandet av stötar 6,0 m. Om det fria avståndet är kortare, används för stötlaster i tabell 4.2 (FI) angivna värden för statistiskt ekvivalent dimensioneringslast.

**Tabell 4.2 (FI)** Vägledande statistiskt ekvivalenta dimensioneringslaster för byggnadskonstruktioner på grund av stöt mot överbyggnader.

Trafikklass	Statisk ekvivalent dimensioneringslast $F_{dx}^a$ [kN]
Motorvägar samt riks- och stamvägar	500
Landsvägar	375
Vägar och gator i tätorter	250
Gårdsplan och garage	75
<sup>a</sup> $x$ = normal trafikriktning	

##### 4.3.2(1) Anmärkning 3

För reduktionsfaktorn  $r_F$  och dimensionerna  $h_0$  och  $h_1$  används de rekommenderade värdena, förutom för trafikklass *gårdsplan och garage*, för vilken reduktionsfaktorn  $r_F$  inte används.

#### 4.4 Olyckslaster från gaffeltruckar

##### 4.4(1)

Såvida en noggrannare metod inte används, används som värde för last  $F$  summan  $W$  som består av den lastade truckens nettovikt samt lastens vikt. Lasten  $F$  påverkar på höjd 0,75 m över gålvån.

#### 4.5.1.2 Klassificering av konstruktioner

##### 4.5.1.2(1) Anmärkning 1

Konstruktioner som tillhör klass A och B definieras inte separat.

##### 4.5.1.2(1) Anmärkning 2

Tillfälliga konstruktioner klassificeras inte.

#### **4.5.1.4 Konstruktioner i klass A**

4.5.1.4(2)

Ingen reduktion anges.

4.5.1.4(3)

Rekommenderat värde används.

4.5.1.4(4)

Rekommenderat värde används.

4.5.1.4(5)

$F_{dx} = F_{dy} = 0$  då  $d > 20$  m. I övriga fall bestäms värdena för varje enskilt projekt.

#### **4.5.1.5 Konstruktioner i klass B**

4.1.5(1)

Om avståndet  $d$  är större än 5 m, anges inga krav. I övriga fall bestäms kraven för varje enskilt projekt.

### **5.3 Konstruktionsbasis**

5.3(1)P

Förutom bilaga D anges inga övriga handlingssätt.

## **Bilaga A**

### **Dimensionering för konsekvenser från odefinierad orsak föranledd lokal skada på byggnader**

Bilaga A används inte. Istället för bilaga A används i Finland det okontroversiella dokumentet "Dimensionering av konstruktioner för konsekvenser från odefinierad orsak föranledd lokal skada", vilket finns efter denna nationella bilaga. Med där angivna principer åstadkoms en byggnad, som tål lokal skada utan att kollaps utsträcks i oproportionerlig utsträckning.

## **Bilaga B**

### **Information beträffande riskbedömning**

Bilaga B kan användas.

## **Bilaga C**

### **Dynamisk dimensionering för stöt**

Bilaga C kan användas.

## **Bilaga D**

### **Interna explosioner**

Bilaga D kan användas.

**Slut på den nationella bilagan**

## **Dimensionering av konstruktioner för konsekvenser från odefinierad orsak föranledd lokal skada**

### **1 Tillämpningsområde**

(1) I detta okontroversiella kompletterande dokument anges regler och metoder för dimensionering av byggnader för att byggnader tål lokal skada utan att kollaps utsträcks i oproportionerlig utsträckning. Med iakttagande av detta dokument garanteras att konstruktionen med hänsyn till dess konsekvensklass (se standard SFS-EN 1991-1-7, punkt 3.4) har tillräcklig robusthet.

### **2 Inledning**

(1) Enligt standarden SFS-EN 1991-1-7, kapitel 3, är det acceptabelt att dimensionera konstruktionen så, att lokal skada på grund av en olycka kan ske. Lokal skada får dock inte orsaka att hela konstruktionen eller en viktig del av konstruktionen kollapsar. Härvid erhålls tillräcklig robusthet för att konstruktionen inte kollapsar på grund av olikartade odefinierade olyckslaster.

(2) Den kortaste tid som en byggnad bör vara funktionsduglig efter en olycka är den tid som behövs att evakuera och rädda människorna från byggnaden och dess omedelbara omgivning. Förlängd funktionsduglighet kan förutsättas för byggnader där farligt material hanteras, väsentliga tjänster tryggas eller vilka används för att bibehålla nationell säkerhet.

### **3 Konsekvensklasser för byggnader**

(1) I tabell 1 anges klassificeringen av byggnader i konsekvensklasser i olycksgränstillstånd. Denna klassificering baseras på klasserna med små, medelstora, och stora konsekvenser enligt standarden SFS-EN 1991-1-7, punkt 3.4(1).



**Tabell 1 - Klassificering av byggnader i konsekvensklasser i olycksgränstillstånd.**

Konsekvensklass	Klassificering enligt byggnadstyp och användningsändamål
1	En- och tvåvåningsbyggnader där människor vistas bara tillfälligt som t.ex. lager
2a En grupp med ganska liten risk	Byggnader med högst fyra våningar över markytan <sup>1)</sup> eller vars höjd från markytan är högst 16 m
2b En grupp med ganska stor risk	Alla övriga byggnader och konstruktioner som inte tillhör konsekvensklass 1, 2a eller 3
3a	Bostads-, kontors- och affärsbyggnader med 9-15 våningar <sup>2)</sup> och andra byggnader med 9-15 våningar som är likartade beträffande avsett användningsändamål och stomme
3b	Andra byggnader med fler än 8 våningar <sup>2)</sup>  Konsertsalar, teatrar, sport- och utställningshallar, läktare (fler än 1000 människor)  Byggnader som är tungt belastade eller innehåller stora spännvidder.  Specialkonstruktioner enligt bedömning från fall till fall

<sup>1)</sup> Bostadsbyggnader med högst två våningar över markytan får dock dimensioneras enligt konsekvensklass 1 i olyckstillstånd.

<sup>2)</sup> Inklusive källarvåningarna.

#### 4 Rekommenderade handlingsprinciper

(1) Med iakttagande av följande principer erhålls en byggnad, som tål lokal skada utan att kollaps utsträcks i oproportionerlig utsträckning.

a) Byggnader i konsekvensklass 1:

Om byggnaden är dimensionerad och har byggts enligt reglerna i standarderna SFS-EN 1990 ... SFS-EN 1999 så, att den uppfyller kraven för vanlig dimensioneringssituation, behövs ingen speciell undersökning för olyckslaster från odefinierade orsaker.

b) Byggnader i konsekvensklass 2a (grupp med ganska liten risk):

Förutom metoderna för konsekvensklass 1 används i byggnader i konsekvensklass 2a i tillägg horisontella förband eller de horisontella konstruktionerna förankras i väggarna. I punkt 5.1 anges anvisningar om hori-

sontella förband och i punkt 5.2 anges anvisningar om förankring av vertikala konstruktioner till mellanbjälklag.

ANMÄRKNING 1 SFS-EN 1992-1-1 förutsätter att i byggnader med betongstomme används horisontella förband samt att vertikala konstruktioner förankras i horisontalkonstruktioner.

c) Byggnader i konsekvensklass 2b (grupp med ganska stor risk):

Förutom metoderna för konsekvensklass 1 används i tillägg endera av följande metoder:

- I horisontella konstruktioner används horisontella förband enligt punkt 5.1 och i samtliga bärande pelare och väggar används vertikala förband enligt punkt 6 och vertikala konstruktioner förankras i horisontell konstruktion enligt punkt 5.2
- kontrolleras, att vid teoretisk borttagning av vilken som helst stödpelare, balk som stöder pelaren eller en sektion av en bärande vägg enligt definition i punkt 7 (en åt gången per varje våning i byggnaden), byggnaden inte förlorar sin stabilitet och att den lokala skadan inte överstiger den acceptabla gränsen.

Om sådan teoretisk borttagning av pelare eller sektioner av bärande väggar resulterar i skada, vilken överskrider den acceptabla gränsen (se punkt 9), dimensioneras sådana byggnadsdelar som "nyckelelement" (se punkt 8).

d) Byggnader i konsekvensklass 3a:

Förutom metoderna för konsekvensklass 1 används i tillägg endera av följande metoder: :

- I horisontella konstruktioner, används horisontella förband enligt punkt 5.1 och i samtliga bärande pelare och väggar används vertikala förband enligt punkt 6 och vertikala konstruktioner förankras i horisontell konstruktion enligt punkt 5.2
- kontrolleras, att vid teoretisk borttagning av vilken som helst stödpelare, balk som stöder pelaren eller en sektion av en bärande vägg enligt definition i punkt 7 (en åt gången per varje våning i byggnaden), byggnaden inte förlorar sin stabilitet och att den lokala skadan inte överstiger den acceptabla gränsen.

Om sådan teoretisk borttagning av pelare eller sektioner av bärande väggar resulterar i skada, vilken överskrider den acceptabla gränsen (se punkt 9), dimensioneras sådana byggnadsdelar som "nyckelelement" (se punkt 8).

e) Byggnader enligt konsekvensklass 3b:

Det är nödvändigt med en systematisk riskanalys av byggnaden, varvid hänsyn tas i både förutsedda och oförutsedda risksituationer. Oavsett resultatet från riskanalysen bör konstruktionerna dock uppfylla följande krav.

- kontrolleras, att vid teoretisk borttagning av vilken som helst pelare, balk som stöder pelaren eller en sektion av en bärande vägg enligt definition i punkt 7 (en åt gången per varje våning i byggnaden), byggnaden inte förlorar sin stabilitet och att den lokala skadan inte överstiger den acceptabla gränsen.

Om sådan teoretisk borttagning av en stödpelare eller sektion av bärande vägg resulterar i skada vilken överskrider en acceptabel gräns (se punkt 9), måste sådana element dimensioneras som "nyckelelement" (se punkt 8).

ANMÄRKNING 2 Riktlinjer för riskanalys anges i Finlands byggbestämmelsesamling, del A1, samt i standarden SFS-EN 1991-1-7, bilaga B.

## 5 Horisontella förband

### 5.1 Ring- och inre förband

(1) Varje mellan- och översta bjälklag förses med ringförband, som omringar det samt med interna förband i rätvinkliga riktningar. Förbanden görs kontinuerliga och de placeras så nära mellanbjälklags kant, pelar- eller vägglinjer som möjligt. Minst 30% av förband placeras i omedelbar närhet av pelarnas och väggarnas rutfältslinjer.

(2) Horisontella förband kan bestå av virke eller stål- eller aluminiumprofiler, armering i betongkonstruktioner eller nätarmering och samverkansarmering tillverkad av ståltunnplåt (om skjuvförband fäster dem direkt i stålbalkar) i betong-stål samverkanskonstruktioner. Som förband kan också användas en kombination av de ovan nämnda typerna.

(3) Av varje kontinuerligt förband och dess ändförankring förutsätts, att de förmår överföra i olyckstillstånd följande krafter:

#### **Konsekvensklass 2**

Förbandskrafterna bestäms på grund av det karakteristiska värdet  $g_k$  av horisontalkonstruktionens permanenta last.

Ring- och inre förband:

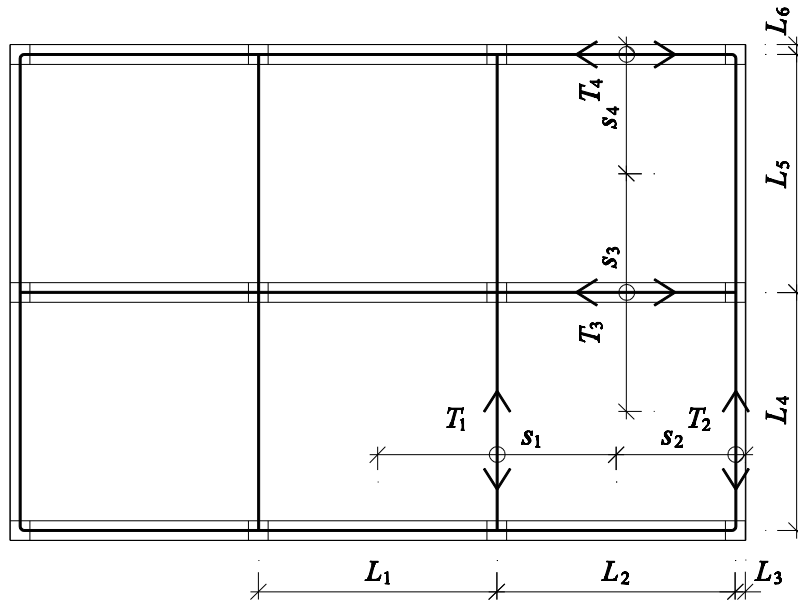
När det karakteristiska värdet av horisontalkonstruktionens permanenta last är  $g_k \geq 2,0 \text{ kN/m}^2$   
 $T_i = s \cdot 20 \text{ kN/m}$  eller 70 kN, beroende på vilket som är större (1)

När det karakteristiska värdet av horisontalkonstruktionens permanenta last är  $g_k \geq 1,0 \text{ kN/m}^2$   
 $T_i = s \cdot 3 \text{ kN/m}$  eller 10 kN, beroende på vilket som är större (2)

där:

$s$  är för inre förband centralavståndet, och för ringförband, avståndet mellan ringförbandet och det närmaste inre förbandet dividerat med två plus avståndet till konstruktionens kant (se figur 1).

När det karakteristiska värdet av horisontalkonstruktionens permanenta last  $g_k$  är mellan 1,0 – 2,0 kN/m<sup>2</sup>, kan värdena för förbandskrafterna interpoleras.



Förklaring

Förbandskrafter:

$$T_1: s_1 = (L_1 + L_2) / 2$$

$$T_2: s_2 = L_3 + L_2 / 2$$

$$T_3: s_3 = (L_4 + L_5) / 2$$

$$T_4: s_4 = L_6 + L_5 / 2$$

**Figur 1 – Bestämning av förbandskraftens ansamlingsbredd  $s$  vid beräkning av krafter i horisontella förband**

### Konsekvensklass 3a

Förbandskrafterna bestäms på grund av det karakteristiska värdet  $g_k$  av horisontalkonstruktionens permanenta last. I konsekvensklass 3a är det karakteristiska värdet  $g_k$  av horisontalkonstruktionens permanenta last vanligtvis större än  $2,0 \text{ kN/m}^2$ . Om det karakteristiska värdet  $g_k$  av horisontalkonstruktionens permanenta last är dock mindre än detta, kan förbandskraften definieras skilt för varje projekt.

Ring- och inre förband:

När det karakteristiska värdet av horisontalkonstruktionens permanenta last  $g_k \geq 2,0 \text{ kN/m}^2$

$$T_i = \frac{F_t \cdot 0,8 \cdot (g_k + \sum \psi_i q_k)}{6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}} \cdot \frac{z}{5m} \cdot s \quad \text{men dock minst } T_i = F_t \cdot s$$

(3)

där:

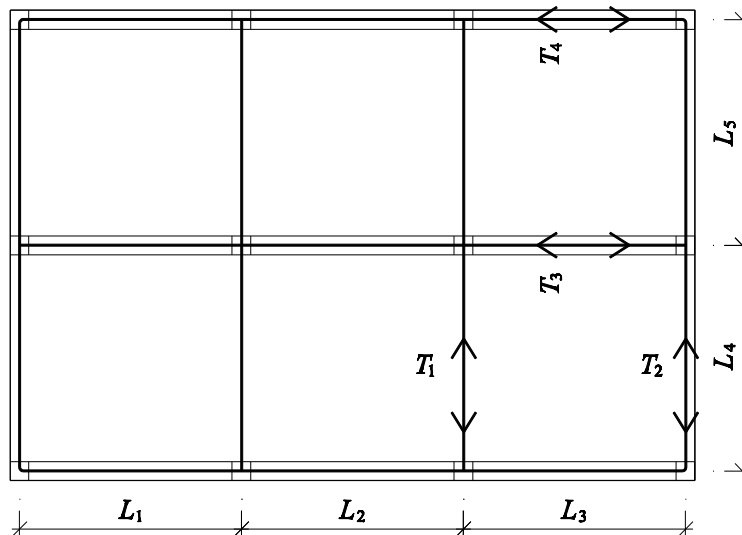
$F_t$  är  $48 \text{ kN/m}$  eller  $(16 + 2,1n_s) \text{ kN/m}$ , beroende på vilket som är lägre

$g_k$  är det karakteristiska värdet av horisontalkonstruktionens permanenta last

$\psi_i$  är den variabla lastens kombinationsfaktor i olycksgränstillstånd

- $q_k$  är det karakteristiska värdet av horisontalkonstruktionens variabla last
- $s$  är för inre förband centralavståndet, och för ringförband, avståndet mellan ringförbandet och det närmaste inre förbandet dividerat med två plus avståndet till konstruktionens kant (se figur 1)
- $n_s$  är antalet våningar (se tabell 1)
- $z$  är avståndet mellan pelare eller mittlinjer på väggar i förbandets riktning, eller om förbandet är parallell med en bärande vägg är avståndet den i punkt 7 beskrivna teoretiskt borttagna väggsektionens nominella längd dividerat med två ( $z$  är sålunda det på den säkra sidan antagna värdet för halva spännvidden av den ersättande hängkonstruktionen, se figur 2).

a)

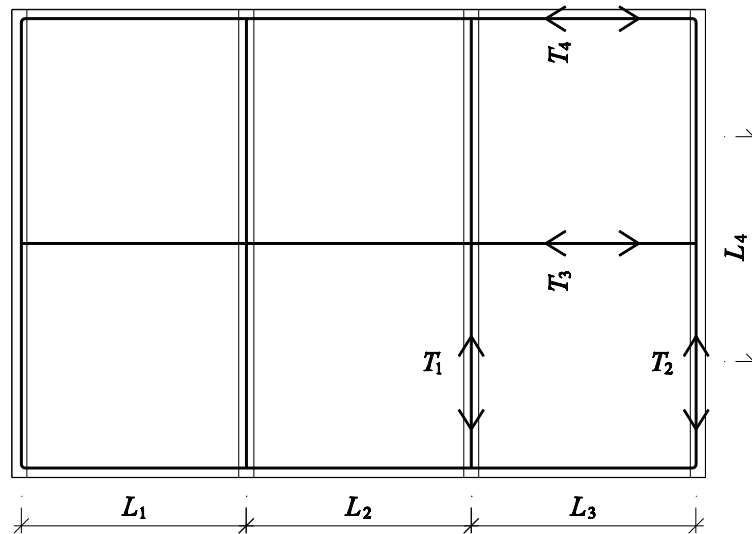


Förklaring

Förbandskrafter i en pelare-balk-stomme:

$$T_1 \text{ och } T_2: z = \max(L_4, L_5) \quad T_3 \text{ och } T_4: z = \max(L_1, L_2, L_3)$$

b)



Förklaring

Förbandskrafter i en bärande vägg-platta-stomme:

$T_1$  och  $T_2$ :  $z = L_4/2$ , där  $L_4$  är den bärande väggsektionens nominella längd (se punkt 7);  $T_3$  och  $T_4$ :  $z = \max(L_1, L_2, L_3)$

**Figur 2 – Bestämning av måttet  $z$  vid beräkning av horisontella förbandskrafter**

(4) Konstruktionsdelar, som används för bärandet av andra laster än olyckslaster, kan användas som ovan nämnda förband.

## 5.2 Förankring av väggar och pelare till mellanbjälklaget

(1) Kantpelare och -väggar förankras till varje mellan- och övre bjälklag. Förbandskrafterna bestäms på grund av det karakteristiska värdet för den permanenta lasten  $g_k$  på den horisontella konstruktionen. Förbanden förutsätts i olycksgränstillstånd kunna bära följande krafter:

### Konsekvensklass 2

$$F_{ie} = 20 \frac{kN}{m} \cdot s \text{ där det karakteristiska värdet av horisontalkonstruktionens permanenta last } g_k \geq 2,0 \text{ kN/m}^2 \quad (4)$$

$$F_{ie} = 3 \frac{kN}{m} \cdot s \text{ där det karakteristiska värdet av horisontalkonstruktionens permanenta last } g_k \leq 1,0 \text{ kN/m}^2 \quad (5)$$

men dock högst  $F_{ie} = 150kN$

där:

$s$  är förbandskraftens ansamlingsbredd, vilken räknas från mitten till mitten av vertikalkonstruktioners fria avstånd eller, om vertikalkonstruktionen befinner sig i det yttre hörnet, till byggnadens ytterkant (se figur 3).

När det karakteristiska värdet av horisontalkonstruktionens permanenta last  $g_k$  är mellan 1,0 – 2,0 kN/m<sup>2</sup>, kan värdena för förbandskrafterna interpoleras.

### **Konsekvensklass 3a**

Förbandskrafterna bestäms på grund av det karakteristiska värdet  $g_k$  av horisontalkonstruktionens permanenta last. Nedan angivna formel (6) kan tillämpas, då det karakteristiska värdet av horisontalkonstruktionens permanenta last  $g_k \geq 2,0$  kN/m<sup>2</sup>. Om det karakteristiska värdet  $g_k$  av horisontalkonstruktionens permanenta last är mindre än detta, kan förbandskraften definieras skilt för varje projekt.

$$F_{ie} = F_t \cdot \frac{h}{2,5m} \cdot s, \text{ men dock högst } F_{ie} = 2 \cdot F_t \cdot s \quad (6)$$

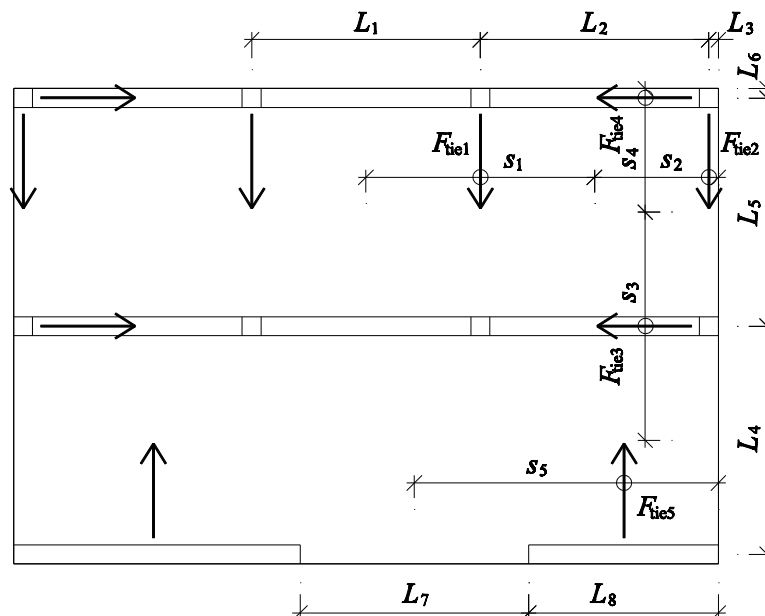
där:

$F_t$  är 48 kN/m eller  $(16 + 2,1n_s)$  kN/m, beroende på vilket som är mindre

$h$  är våningshöjd

$s$  är förbandskraftens ansamlingsbredd, vilken räknas från mitten till mitten av vertikalkonstruktioners fria avstånd eller, om vertikalkonstruktionen befinner sig i det yttre hörnet, till byggnadens ytterkant. (se figur 3)

$n_s$  är antalet våningar (se Tabell 1)



Förklaring

Förbandskrafter:

$$F_{tie1}: s_1=(L_1+L_2)/2$$

$$F_{tie2}: s_2=L_3+L_2/2$$

$$F_{tie3}: s_3=(L_4+L_5)/2$$

$$F_{tie4}: s_4=L_6+L_5/2$$

$$F_{tie5}: s_5=L_8+L_7/2$$

**Figur 3 – Bestämning av förbandskraftens ansamlingsbredd  $s$  vid beräkning av väggars och pelares bindningskraft**

(2) Hörmpelare förbinds i båda riktningarna.

(3) Ring- eller inre förband kan användas för att förbinda pelare, om armeringen har förankrats i pelarna.

## 6 Vertikala förband

(1) Varje pelare och vägg förses med kontinuerlig förbindning från grunden till nivån med det övre bjälklaget.

(2) Pelare och bärande väggar bör kunna utstå en vid olyckstillstånd uppstående dragkraft, vars dimensioneringsvärde är det största dimensioneringsvärdet för reaktionen från de vertikala permanenta och variabla laster som samlas på pelaren eller väggen från en våning. Dragkraften förankras i våningen ovan.

(3) Vertikala förband på bärande väggar grupperas längs väggen med högst 6 m centrumavstånd, och de är högst på 3 m avstånd från väggens fria ända.

## 7 Nominell längd på en bärande väggsektion.

(1) Den nominella längden på en bärande väggsektion, till vilken hänvisas i punkterna 4(1) c, d och e, väljs enligt följande:

- i betongvägg avståndet mellan vertikala konstruktionsdelar som fungerar som horisontella stöd, dock högst  $2,25H$
- i murad samt av trä- eller metallreglar tillverkad yttre vägg avståndet mellan vertikala konstruktionsdelar som fungerar som horisontella stöd (till exempel avståndet mellan pelare eller sektionerande tvärväggar)
- i murad samt av trä- eller metallreglar tillverkad mellanvägg avståndet mellan vertikala konstruktionsdelar som fungerar som horisontella stöd, dock högst  $2,25H$ .

där:

$H$  är våningshöjd i meter.

## 8 Nyckelelement

(1) Enligt punkt 3.3(1)P i standarden SFS-EN 1991-1-7 bör ”nyckelelement” i byggnader utstå olyckslasten  $A_d$ . För last  $A_d$  används dimensioneringsvärdet 50 kN. Lasten  $A_d$  verkar horisontellt på mitten av fri våningshöjd. För pelare används punktlast och för väggar  $A_d$  fördelas som en linjelast på 3 meters bredd.

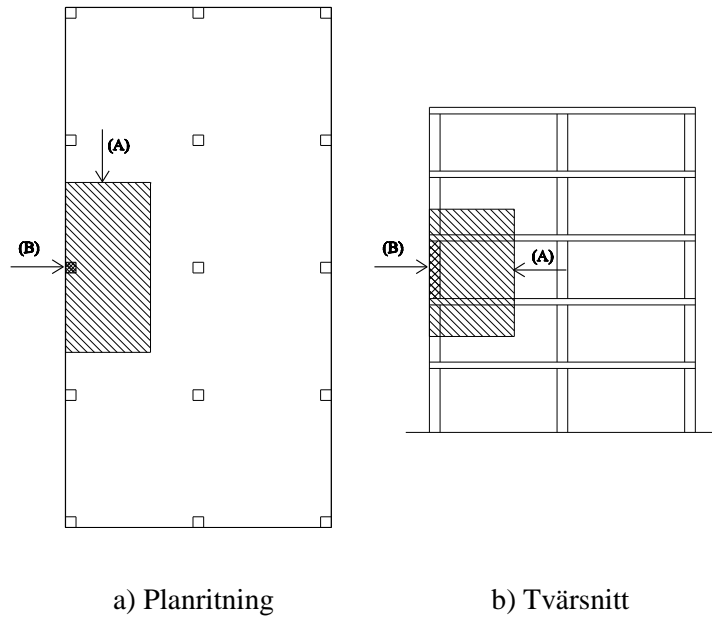
## 9 Acceptabel gräns för lokal skada

(1) Den acceptabla gränsen för lokal skada beror på byggnadstypen.

### 9.1 Flervåningsbyggnader

(1) Den lokala skadan i en våning är högst 15% av den ifrågavarande våningens golvyta och högst  $100 \text{ m}^2/\text{våning}$ . Skadan får ske i två på varandra liggande våningar (se figur 4).





a) Planritning

b) Tvärsnitt

Förklaring

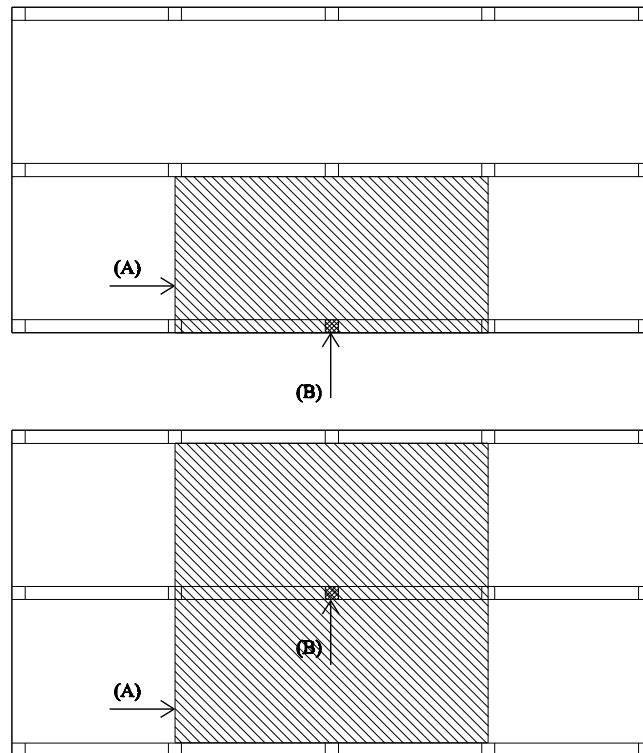
(A) Lokal skada

(B) Pelare, som teoretiskt har borttagits

**Figur 4 - Omfattning av acceptabel skada i flervåningsbyggnad**

## 9.2 Hallbyggnader

(1) Om en pelare skadas, får den lokala skadans omfattning vara längden av primärbalkarna som stöds av pelaren gånger avståndet mellan primärbalkarna multiplicerat med två. Om primärbalkarna ligger på yttervägglinjen, får den acceptabla ytan med lokal skada vara hälften av den ovan nämnda ytan (se figur 5). Skadan får endast inträffa på ett våningsplan.



Förklaring

(A) Lokal skada

(B) Pelare, som teoretiskt har borttagits

**Figur 5 - Omfattning av acceptabel skada i hallbyggnader**

(2) Om en primärbalk skadas, får den lokala skadans omfattning vara längden av primärbalkarna gånger avståndet mellan primärbalkarna multiplicerat med två. Om primärbalkarna ligger på yttervägglinjen, får den acceptabla ytan med lokal skada vara hälften av den ovan nämnda ytan. Skadan får endast inträffa på ett våningsplan.

## BILAGA 38

**NATIONELL BILAGA****TILL STANDARD****SFS-EN 1991-3 EUROKOD 1: LASTER PÅ BÄRANDE KONSTRUKTIONER****Del 3: Last av kranar och andra maskiner****Förord**

Denna nationella bilaga används tillsammans med standarden SFS-EN 1991-3: 2007.

I denna nationella bilaga anges:

a) Nationella parametrar till följande punkter i standarden SFS-EN 1991-3, där nationellt val är tillåtet. Nationellt val tillåts i följande punkter i standarden SFS-EN 1991-3:

- 2.1(2)
- 2.5.2.1(2)
- 2.5.3(2)
- 2.7.3(3) Anmärkning 2
- A2.2(1)
- A2.2(2)
- A2.3(1)

b) Vägledning för användning av den informativa bilagan B.

## 2. Laster av lyftanordningar och kranar på kranbanebalkar

### 2.1 Tillämpningsområde

#### 2.1 (2)

Om kranleverantören är känd vid tiden för projekteringen av kranbanebalken används i första hand hjullaster som har bestämts av kranens tillverkare. Lasterna anges som statiska värden utan partialkoefficienter. Lasterna delas in i permanenta och variabla laster samt olyckslaster. Dynamiska koefficienterna anges för olika laster. För dimensionering av byggnadens stomme och för kranbanebalkens utmattningsanalys anges samtidigt verkande laster på de olika kranbanebalkarna.

### 2.5.2.1 Horisontella belastningar

#### 2.5.2.1(2)

Det rekommenderade värdet används. För utmattningsanalys är det möjligt att i varje enskilt fall använda ett lägre excentricitetsvärde, men vid bestämning av detta beaktas rälsens placeringstolerans samt möjliga onoggrannheter i kranens hjul. Värdet  $\Delta = 5$  mm kan användas för onoggrannhet i rälsens placering, när kranbanebalkens flänstjocklek  $t_w \leq 10$  mm och  $\Delta = 0,5 t_w$ , när  $t_w > 10$  mm. Onoggrannheterna hos kranens hjul bestäms i samråd med kranleverantören. Såvida onoggrannheterna inte har bestämts, används som värde för excentriciteten det rekommenderade värdet  $e = 0,25 b_r$ .

### 2.5.3 Laster från flere kran

#### 2.5.3(2)

De rekommenderade värdena i tabell 2.3 används.

### 2.7.3 Drivkraft K

#### 2.7.3(3)

För friktionskoefficienten används de rekommenderade värdena.

## Bilaga A (Normativ)

### Dimensioneringsgrunder – komplettering av standarden EN 1990 angående av kran belastade kranbanebalkar.

#### A.2 Brottgränstillstånd

##### A.2.2 Partialkoefficienter

###### A.2.2(1)

För kranlaster tillämpas partialkoefficienterna, som anges i tabell A.1(FI)

**Tabell A.1(FI)** Dimensioneringsvärden för kranlaster ( STR/GEO) (serie B)

Vanliga och tillfälliga dimensioneringssituationer	Permanent laster		Om kranlasten är den dimensionerande variabla lasten	Om kranlasten är annan samtidig variabel last
	Ogynnsamma	Gynnsamma		
(Ekv. 6.10a)	$1,35K_{FI}G_{kj,sup}$	$1,0G_{kj,inf}$		
(Ekv. 6.10b)	$1,15K_{FI}G_{kj,sup}$	$1,0G_{kj,inf}$	$1,35K_{FI}Q_{k,l}$	$1,35K_{FI}\psi_{0,i}Q_{k,i}$

För övriga lasters del tillämpas värdena som anges i tabell A.1.2(B) (FI) i den nationella bilagan till standarden SFS-EN 1990. Värdena i tabellen ovan tillämpas också vid dimensionering av konstruktioner som bär kranbanebalkar.

#### A.2.2(2)

Värdena  $\gamma_{Gsup} = 1,1$  och  $\gamma_{Ginf} = 0,9$  som anges i den nationella bilagan till standarden SFS-EN 1990 används.

#### A.2.3 $\psi$ -koefficienter för kranlaster

##### A.2.3(1)

De rekommenderade värdena används. Dessa värden tillämpas också vid dimensionering av konstruktioner som bär kranbanebalkar. I brandtillstånd medräknas i kranlasterna endast de permanenta kranlasterna. Kranbanor behöver inte dimensioneras för brandsituationen såvida annat inte beskrivs i projektspecifikationen. I projektspecifikationen beaktas speciellt eventuella arrangemang för utrymningsvägar och angreppsvägen för brandkåren, varvid man lokalt kan vara tvungen att dimensionera kranbanebalken också i brandtillstånd.

## Bilaga B (Informativ)

### Anvisningar om klassificering av kranar beträffande utmattning

Informativ bilaga B kan användas

## BILAGA 39

**NATIONELL BILAGA  
TILL STANDARD  
SFS-EN 1992-3 EUROCODE 2: DIMENSIONERING AV BETONG-  
KONSTRUKTIONER  
DEL 3: CISTERNER OCH SILOR**

**Förord**

Denna nationella bilaga används tillsammans med standarden SFS-EN 1992-3:2006.

I denna nationella bilaga anges de nationella parametrarna till följande punkter i standarden SFS-EN 1992-3, där nationellt val är tillåtet:

7.3.1 (111)  
7.3.1 (112)  
7.3.3 (figurerna 7.103N och 7.104N)  
8.10.1.3(102) och (103)  
8.19.11.1 (102)

b) Vägledning för användning av de informativa bilagorna K, L, M och N.

### 7.3.1 Allmänna anvisningar

(111)

De rekommenderade värdena för sprickbredden  $w_{k1}$  används.

*Vägledning: Exempel på konstruktioner i olika täthetsklasser.*

*Täthetsklass 1: Små vattentorn, simbassänger.*

*Täthetsklass 2: Vattentorn, där estetiskt störande läckage inte godkänns*

*Täthetsklass 3: Stora vattentorn, bassänger innehållande skadliga ämnen (såsom bassänger för avstjäpningsplatser) och cisterner.*

*Anmärkning:*

*Den engelskspråkiga standarden innehåller ett skrivfel i texten där täthetsklass 2 diskuteras. Uttrycket "water bars" skall vara "water barriers".*

(112)

Värdena för tryckzonens höjd  $x_{\min}$  kan väljas enligt de rekommenderade värdena.

### 7.3.3 Kontroll av sprickbildning utan direkt beräkning

*Förklaring:*

*Figureerna 7.103N och 7.104N kan användas som sådana.*

### 8.10.1.3 Skyddsror för efterspänd armering

(102)

*Förklaring:*

*Denna punkt innehåller inte nationella val, fast så felaktigt sägs i punkt "National Annex for EN 1992-3" i den engelskspråkiga standarden.*

(103)

Det rekommenderade värdet  $\kappa = 0,25$  används.

### 9.11.1 Minimiarmring och minsta väggjocklekar

(102)

Väggjockleken på bassänger och cisterner borde i allmänhet vara minst 120 mm i klass 0 ja 200 mm i klass 1 eller 2. Tjockleken av glidjutna väggar bör i alla klasser vara minst 200 mm och dessutom bör hålen efter lyftstängerna fyllas med ett lämpligt bruk.

## **Bilaga K**

### **Temperaturens inverkan på betongens egenskaper**

Bilaga K kan användas. Kapitel K.2 kan användas i dimensioneringen när konstruktionens temperatur ständigt är mellan -25 ... -40 °C.

## **Bilaga L**

### **Beräkning av deformationer och spänningar i betongsektioner orsakade av tvångskrafter.**

Den informativa bilagan L kan användas.

## **Bilaga M**

### **Beräkning av sprickbredder orsakade av tvångskrafter**

Den informativa bilagan M kan användas.

## **Bilaga N**

### **Dimensionering av dilationsfogar**

Den informativa bilagan N kan användas.



## BILAGA 40

**NATIONELL BILAGA**  
**TILL STANDARD**  
**SFS-EN 1993-1-11 EUROKOD 3: DIMENSIONERING AV STÅLKON-**  
**STRUKTIONER**

**Del 1-11: Dragbelastade komponenter**

**Inledning**

Denna bilaga används tillsammans med standard SFS-EN 1993-1-11:2006 + AC.

I denna nationella bilaga anges:

a) Nationella parametrar för följande punkter i standard SFS-EN 1993-1-11 + AC där nationellt val är tillåtet:

- 2.3.6(1)
- 2.3.6(2)
- 2.4.1(1)
- 3.1(1)
- 4.4(2)
- 4.5(4)
- 5.2(3)
- 6.2(2)
- 6.3.2(1)
- 6.3.4(1)
- 6.4.1(1)P
- 7.2(2)
- A.4.5.1(1)
- A.4.5.2(1)
- B(6).

b) Vägledning för användning av de informativa bilagorna A och B.

### **2.3.6 Ersättning av dragbelastade komponenter och spänningsförlust i dragbelastade komponenter**

#### 2.3.6(1)

Tilläggsinformation anges inte. Se också avsnitt 2.1.3.3(3)B i SFS-EN 1993-1-1.

#### 2.3.6(2)

Den plötsliga förlusten av dragbelastade komponenter skall alltid anses vara en konsekvens av olyckslast och dimensioneras som en exceptionell situation. Övriga fall bestäms för varje enskilt projekt.

### **2.4.1 Tillfällig dimensionering under konstruktionsfasen**

#### 2.4.1(1)

Rekommenderade värden skall användas.

### **3.1 Hållfasthet av stål och trådar**

#### 3.1(1)

Rekommenderade värden skall användas.

### **4.4 Externt korrosionsskydd för dragbelastade komponenter i grupp B**

#### 4.4(2)

Typ av rostfritt stål skall väljas enligt tabell A.1 i standarden SFS-EN 1993-1-4.

### **4.5 Korrosionsskydd för dragbelastade komponenter i grupp C**

#### 4.5(4)

Godkända rostskyddsämnen för vajrar inom husbyggnad är vax, fett, mjuk harts och cementgjute kring kabel. Cementgjute är inte tillåtet i utmattningsbelastade konstruktioner och i konstruktioner, där individuella trådar avses ersättas under den planerade livstiden för konstruktionen. Fyllningsmaterialet skall fungera felfritt i komponentens driftstemperaturer.

### **5.2 Tillfällig konstruktionsfas**

#### 5.2(3)

Det rekommenderade värdet skall användas.

### **6.2 Förspända stänger och komponenter i grupp B och C**

#### 6.2(2)

Rekommenderade värden skall användas.

### **6.3.2 Glidkablar över bärkonstruktioner**

#### 6.3.2(1)

Det rekommenderade värdet skall användas.

### **6.3.4 Dimensionering av bärkonstruktioner**

6.3.4(1)

Det rekommenderade värdet skall användas.

### **6.4.1 Glidning av fästordningar**

6.4.1(1)P

Det rekommenderade värdet skall användas.

## **7.2 Spänningsgränser**

7.2(2)

Rekommenderade värden skall användas.

## **Bilaga A**

### **Produktkrav för dragbelastade komponenter**

Bilaga A kan användas.

#### **A.4.5.1 Vattentäthet**

A.4.5.1(1)

Anvisningar för provning skall anges projektvis.

#### **A.4.5.2 Skydd mot korrosion**

A.4.5.2

Anvisningar för provning skall anges projektvis.

## **Bilaga B**

### **Transportering, förvaring och hantering**

Bilaga B kan användas.

(6)

Anvisningar för uppföljning och inspektion skall anges projektvis.

## BILAGA 41

**NATIONELL BILAGA**  
**TILL STANDARD**  
**SFS-EN 1993-1-12 EUROKOD 3: DIMENSIONERING AV STÅLKON-**  
**STRUKTIONER**  
**Del 1-12: Tillägsregler för utvidgande av SFS-EN 1993 på stålsorter**  
**upp till S700**

**Inledning**

Denna bilaga används tillsammans med standard SFS-EN 1993-1-12:2007.

I denna nationella bilaga anges nationella parametrar för följande punkter i standard SFS-EN 1993-1-12 där nationellt val är tillåtet:

- **2.1** (3.1(2))
- **2.1** (3.2.2(1))
- **2.1** (5.4.3(1))
- **2.1** (6.2.3(2))
- **2.8** (4.2(2))
- **3(1)**.

## 2 Tillägsregler för standarder EN 1993-1-1...EN 1993-1-12

### 2.1 Tillägsregler för standard EN 1993-1-1

#### 3.1(2) Tilläggsanmärkning:

Stålsorter enligt tabell 1 och 2 och de rekommenderade värdena för dem skall användas. Som tillägg kan de stålsorter för vilka produktgodkännandet gäller användas. I samband med produktgodkännandet skall man referera till avsnitt 2.1 (3.1(2)) i SFS-EN 1993-1-12 och där skall det konstateras att det ifrågavarande stålet kan användas enligt SFS-EN 1993-1-12 och dess nationella bilaga.

#### 3.2.2(1) Tilläggsanmärkning:

De rekommenderade värdena skall användas.

#### 5.4.3(1) Tillägsregel:

Tillägsanvisningar anges inte. Vid konstruktion skall också den nationella bilagan i SFS-EN 1993-1-5 beaktas.

#### 6.2.3(2) Tillägsregel:

Värdet  $\gamma_{M12} = \frac{f_u}{f_y} \gamma_{M0}$  skall användas. Faktorn  $\gamma_{M0}$  skall bestämmas enligt den nationella bilagan i SFS-EN 1993-1-1.

### 2.8 Tillägsregler för standard EN 1993-1-8

#### Förklaring:

För stålsort med en hållfasthet större än S460 men högst S700 skall grundmaterialets flytgräns  $f_y$  multipliceras med talet  $k_{HAZ}$  omedelbart bredvid svetsen (svetspåverkat grundmaterial, HAZ) på följande sätt, om inte andra värden experimentellt kan påvisas vara riktigare:

$$\begin{aligned} - k_{HAZ} &= 1 && \text{då } f_y \leq 500 \text{ N/mm}^2 \\ - k_{HAZ} &= 0.85 && \text{då } f_y = 700 \text{ N/mm}^2. \end{aligned}$$

Mellanvärden interpoleras linjärt.

De ovannämnda värdena tillämpas inte i samband med avsnitt 2.8/7.1.1(4) enligt SFS-EN 1993-1-12.

#### 4.2(2) Tillägsregel:

Begränsningar anges inte.

## 3 Tillägsregler för standarderna EN 1993-2 ... EN 1993-6

### 3(1)

Begränsningar anges inte.