



Strål
säkerhets
myndigheten

Swedish Radiation Safety Authority

Authors:

Bo Westerberg

Forskning
2010:39
Beskrivning av Eurokoder
för betongkonstruktioner

Titel: Beskrivning av Eurokoder för betongkonstruktioner
Rapportnummer: 2010:39
Författare: Bo Westerberg
Bo Westerberg Konsult AB, Stockholm, Sweden
Datum: December 2010

Denna rapport har tagits fram på uppdrag av Strålsäkerhetsmyndigheten, SSM. De slutsatser och synpunkter som presenteras i rapporten är författarens/författarnas och överensstämmer inte nödvändigtvis med SSM:s.

Bakgrund

Eurokoder, som är gemensamma europeiska standarder för utformning och dimensionering av bärande konstruktioner till byggnader och anläggningar, utarbetas av den Europeiska Standardiseringskommittén (CEN) och ges i Sverige ut av det svenska institutet för standarder (SIS). Sverige, liksom de andra CEN-medlemsländerna, är i färd med att ersätta sina nationella dimensioneringsregler med Eurokoder.

I ett pågående utredningsarbete om krav på konstruktion, analys och kontroll av betongkonstruktioner med fokus på reaktorinneslutningar avser SSM att klargöra vad som behövs för att säkerställa dessa konstruktioners mekaniska integritet. Utredningen kommer att ligga till grund för framtagning av förslag till föreskrifter om betongkonstruktioner.

Syfte

Syftet med projektet var att ge SSM faktaunderlag för sin värdering av Eurokodernas tillämplighet i svenska kärnkraftsanläggningar.

Resultat

I rapporten beskrivs de Eurokoder som berör dimensionering av betongkonstruktioner. Dessa är följande:

- Beskrivning av EN 1990 – Grundläggande dimensioneringsregler
- Beskrivning av EN 1991 – Laster på bärverk
- Beskrivning av EN 1992 – Dimensionering av betongkonstruktioner
- Beskrivning av EN 1994 – Dimensionering av samverkanskonstruktioner i stål och betong
- EN 1998 – Dimensionering med hänsyn till jordbävning

Dessutom ges en allmän översikt av Eurokoder inklusive nationell anpassning.

Effekter på SSM:s tillsynsarbete

Resultaten av detta projekt kommer att bidra till SSM:s arbete med att precisera de krav som ska gälla vid analys av betongkonstruktioner i svenska kärnkraftsanläggningar.

Projektinformation

SSM:s projektledare: Kostas Xanthopoulos.

Diarienummer: SSM 2010/1049.

Aktivitetsnummer: 2037024-05.

Projektorganisation: Arbetet har utförts av Bo Westerberg Konsult AB.

Projektledare var Bo Westerberg.

Innehållsförteckning

1. Översikt av Eurokodsystemet.....	4
1.1 Kort historik	4
1.2 Ingående Eurokoder.....	5
1.3 Nationell anpassning av Eurokoder	7
1.4 Säkerhetsformat i Eurokoderna	7
1.5 Principer och råd	7
1.6 Normativa och informativa bilagor	8
2. EN 1990 – Grundläggande dimensioneringsregler.....	9
2.1 Översikt.....	9
2.2 Allmänt	9
2.3 Grundläggande krav	9
2.4 Tillförlitlighet	10
2.5 Avsedd livslängd	10
2.6 Beständighet	11
2.7 Principer för dimensionering av gränstillstånd	12
2.8 Brottgränstillstånd.....	12
2.9 Bruksgränstillstånd	12
2.10 Dimensionering av gränstillstånd	13
2.11 Klassificering av laster	13
2.12 Karakteristiska värden för laster	14
2.13 Andra representativa värden för variabla laster	14
2.14 Utmattningslaster	15
2.15 Dynamiska laster	15
2.16 Geotekniska laster	15
2.17 Påverkan från miljön	15
2.18 Material- och produktgenskaper	15
2.19 Geometriska storheter	16
2.20 Bärverksanalys	16
2.21 Verifiering med partialkoefficientmetod	16
2.21.1 Dimensioneringsvärden.....	16
2.21.2 Lastkombinationer	17
2.22 Regler för byggnader – Bilaga A1.....	19
2.23 Regler för broar – Bilaga A2	19
2.24 Byggnadsverks tillförlitlighet – Bilaga B	19
2.25 Grunderna för partialkoefficientmetoden och tillförlitlighetsanalyser – Bilaga C	21
2.26 Dimensionering genom provning – Bilaga D.....	21
2.27 Nationella bilagor – NA, NB, NC.....	21

3. EN 1991 – Laster på bärverk.....	22
3.1 Översikt.....	22
3.2 Huvuddisposition för de olika delarna av EN 1991.....	22
3.2.1 EN 1991-1-1: Tunghet, egentygnd, nyttig last för byggnader.....	22
3.2.2 EN 1991-1-2: Termisk och mekanisk verkan av brand.....	22
3.2.3 EN 1991-1-3: Snölast.....	23
3.2.4 EN 1991-1-4: Vindlast.....	23
3.2.5 EN 1991-1-5: Temperaturpåverkan.....	23
3.2.6 EN 1991-1-6: Laster under byggskedet.....	24
3.2.7 EN 1991-1-7: Olyckslast.....	24
3.2.8 EN 1991-2: Trafiklast på broar.....	24
3.2.9 EN 1991-3: Last av kranar och maskiner.....	25
3.2.10 EN 1991-4: Silor och behållare.....	25
4. EN 1992 – Dimensionering av betongkonstruktioner.....	26
4.1 Översikt.....	26
4.2 Allmänt.....	26
4.3 Beaktande av krympning och krypning.....	27
4.4 Infästningar.....	27
4.5 Materialegenskaper för betong.....	27
4.6 Materialegenskaper för spännarmering.....	29
4.7 Beständighet och täckande betongskikt.....	29
4.8 Metoder för bärverksanalys.....	29
4.9 Andra ordningens effekter.....	29
4.10 Spännbetong.....	29
4.11 Böjande moment med eller utan normalkraft.....	30
4.12 Tvärkraft.....	30
4.13 Vridning.....	31
4.14 Genomstansning.....	31
4.15 Dimensionering med fackverksmodeller.....	32
4.16 Utmattning.....	33
4.16 Sprickbredder.....	33
4.17 Deformationer.....	34
4.18 Anordning av armering.....	34
4.19 Regler för särskilda konstruktionsdelar.....	34
4.20 Informativa och normativa bilagor.....	34
5. EN 1994 – Dimensionering av samverkanskonstruktioner.....	38
5.1 Översikt.....	38
5.2 Klassificering av laster.....	38
5.3 Material (3) och Beständighet.....	39
5.4 Bärverksanalys.....	39
5.5 Brottgränstillstånd.....	39
5.5.1 Balktvärsnitt.....	39
5.5.2 Skjuvförbindare.....	41
5.5.3 Samverkanspelare.....	43
5.5.4 Skjuvförbindning och lastinföring.....	44
5.5.5 Utmattning.....	45
5.6 Dimensionering i bruksgränstillstånd.....	46
5.7 Samverkansknutpunkter i byggnader.....	46
5.8 Samverkansplattor med profilerad plåt för byggnader.....	48

6. EN 1998 – Dimensionering med hänsyn till jordbävning.....	49
6.1 Allmänt	49
6.2 Seismisk påverkan och funktionskrav	50
6.3 Seismisk påverkan	51
6.4 Dimensionering av byggnader	52
6.5 Speciella regler för betongkonstruktioner	54
6.5.1 Allmänt	54
6.5.2 Faktorn q för reduktion av elastiskt beräknade krafter	55
6.5.3 Verifikation och detaljutformning av bärverksdelar.....	55
6.5.4 Regler för väggar.....	55
6.5.5 Verifiering och detaljutformning av grundläggning	56
6.5.6 Konstruktioner av förtillverkade element.....	56

Bilagor

Bilaga 1 – Innehåll i EN 1990.....	57
Bilaga 2 – Innehåll i EN 1991.....	61
Bilaga 3 – Innehåll i EN 1992-1-1.....	84
Bilaga 4 – Innehåll i EN 1994-1-1.....	93
Bilaga 5 – Innehåll i EN 1998-1-1.....	98

1. Översikt av Eurokodsystemet

1.1 Kort historik

EG-kommissionen beslutade redan år 1975 om ett åtgärdsprogram för att utveckla den inre marknaden för produkter och tjänster inom byggindustrin. Detta skulle ske genom eliminering av tekniska handelshinder och harmonisering av tekniska specifikationer. I detta syfte togs initiativet till en uppsättning harmoniserade tekniska regler för dimensionering av bärande konstruktioner. Dessa skulle i ett första steg kunna vara ett alternativ till medlemsländernas nationella regler, för att så småningom helt ersätta dem.

I mitten av 1980-talet publicerades den första generationen av dessa s.k. *Eurocodes* (fortsättningsvis används den svenska termen Eurokoder).

År 1989 beslutade EG-kommissionen och medlemsländerna i den europeiska standardiseringsorganisationen CEN (Comité Européen de Normalisation) att utarbetande och publicering av Eurokoder i fortsättningen skulle ske inom CEN, som även omfattade de flesta europeiska länder utanför EG. Därmed kom även Sverige in i Eurokodarbetet. Eurokoderna skulle därefter publiceras som europeiska standarder.

Arbetet utförs i den tekniska kommittén CEN/TC 250 med underkommittéer för de olika Eurokoderna. I Sverige är det SIS/TK 203 med motsvarande underkommittéer som svarar för arbetet.

Mellan 1992 och 1998 publicerades de flesta Eurokoderna som frivilliga förstandarder (ENV). På grund av svårigheter med harmonisering länderna emellan innehöll Eurokoderna s.k. "boxed values", inramade siffervärden, som kunde väljas fritt av de enskilda länderna. Värdena gavs i ett s.k. Nationellt Anpassningsdokument (NAD), som i praktiken inte bara kom att innehålla värden på de inramade parametrarna utan även andra avvikelser från ENV-standarderna, ibland ganska omfattande. Det fanns egentligen inga definierade gränser för hur mycket ett land kunde avvika från ENV-texten, varför harmoniseringseffekten blev begränsad.

Dessutom var tillämpningen av ENV-standarderna helt frivillig, och deras användning blev därför begränsad. Det fanns dock ett ganska stort antal projekt i Europa där man använde Eurokoderna i ENV-version. Det mest kända (och enda) med svensk anknytning är Öresundsförbindelsen. Eftersom olika länders konsulter och entreprenörer var inblandade i detta projekt var Eurokoderna en bra minsta gemensam nämnare, eftersom inget lands konstruktörer och byggare kunde tänka sig att använda något av de andra ländernas normer. Eurokodsystemet var på den tiden långtifrån komplett, men man använde det som fanns och kompletterade med projektspecifika regler där så behövdes.

År 1998 påbörjades konverteringen av ENV-standarderna till definitiva EN-standarder, av vilka de första började publiceras i början av 2000-talet. Idag är alla EN-Eurokoder färdiga, och länderna är i full färd med att implementera dem. I Sverige har de varit obligatoriska för broar sedan halvåret 2009, och för husbyggnader tar de över vid årsskiftet 2010/2011.

Även EN-Eurokoderna har möjligheter till nationell anpassning genom s.k. nationellt valbara parametrar (Nationally Determined Parameters, NDP), men man har försökt begränsa deras omfattning jämfört med "boxed values" i ENV-versionerna, och länderna kan inte längre avvika godtyckligt från innehållet, utan endast där det tydligt anges att så är möjligt.

Ett syfte med Eurokoderna är också att de ska bidra till mer enhetliga säkerhetsnivåer i byggbranschen i Europa. Eurokoderna kan dock inte föreskriva vilka säkerhetsnivåer som ska gälla, eftersom EU-medlemsstaternas övergripande bygglagstiftning inte är harmoniserad. Därför är alla säkerhetsfaktorer nationellt valbara. De myndigheter som ansvarar för bygglagstiftningen i EU-länderna är ålagda att anpassa sina regler så att Eurokoderna kan

användas. I tillägg till Eurokoderna publicerar därför varje land en nationell bilaga (NA, National Annex) som anger de värden på NDP som gäller i landet. I Sverige är det Boverket och Vägverket som inom sina respektive ansvarsområden föreskriver vilka värden på NDP som ska användas i Sverige. Dessa värden ingår sedan i NA-bilagor till de SS-EN-standarder som ges ut av SIS.

EU-kommissionen verkar för en långtgående harmonisering, och uppmanar därför medlemsländerna att:

- använda de rekommenderade värdena för NDP så långt möjligt
- i förekommande fall motivera varför man inte valt de rekommenderade värdena
- efter gemensam prövning ändra avvikande NDP till de rekommenderade
- medverka för att utveckla Eurokoderna och främja undervisningen om Eurokoder.

EU-kommissionen har från början understött utarbetandet av Eurokoder och bidragit till finansieringen, det senare dock långt ifrån hundra procentigt. Enskilda länder och enskilda experter har i stor utsträckning själva fått svara för finansieringen av de egna insatserna.

1.2 Ingående Eurokoder

Eurokodsyste­met består av följande 10 Eurokoder:

- EN 1990: (Eurokod 0) Grundläggande dimensioneringsregler
- EN 1991: (Eurokod 1) Laster på bärverk
- EN 1992: (Eurokod 2) Dimensionering av betongkonstruktioner
- EN 1993: (Eurokod 3) Dimensionering av stålkonstruktioner
- EN 1994: (Eurokod 4) Dimensionering av samverkanskonstruktioner stål/betong
- EN 1995: (Eurokod 5) Dimensionering av träkonstruktioner
- EN 1996: (Eurokod 6) Dimensionering av murverkskonstruktioner
- EN 1997: (Eurokod 7) Dimensionering av geokonstruktioner
- EN 1998: (Eurokod 8) Dimensionering av konstruktioner med hänsyn till jordbävning
- EN 1999: (Eurokod 9) Dimensionering av aluminiumkonstruktioner

Varje Eurokod har dessutom ett antal delar, som var och en utgör en egen standard. Tabell 1-1 på nästa sida ger en översikt. Antalet enskilda standarder är totalt 60, om man beaktar att bilaga A2 till EN 1990 f.n. är en separat standard. Vissa standarder har över 200 sidor medan andra har betydligt färre. Det totala antalet sidor i hela Eurokodsyste­met kan grovt uppskattas till ca 6000.

I ENV-systemet ingick båda Grundläggande dimensioneringsregler och Laster i Eurokod 1. När man i EN-systemet delade upp dem på två separata Eurokoder fick den första nummer 0, för att man inte skulle behöva ändra numren på de efterföljande, som då var väl inarbetade.

I denna rapport beskrivs

- EN 1990 – Grundläggande dimensioneringsregler
- EN 1991 – Laster på bärverk
- EN 1992 – Dimensionering av betongkonstruktioner
- EN 1994 – Dimensionering av samverkanskonstruktioner stål - betong
- EN 1998 – Dimensionering med hänsyn till jordbävning

Tabell 1-1. Översikt av Eurokodsyste

EN	Eurokod	Del	Titel (i vissa fall förkortad)
1990	Eurokod: Grundläggande dimensioneringsregler (Bilaga A2 är en separat standard för brotillämpning)		
1991	Eurokod 1: Laster på bärverk	-1-1	Tunghet, egyptyngd, nyttig last för byggnader
		-1-2	Termisk och mekanisk verkan av brand
		-1-3	Snölast
		-1-4	Vindlast
		-1-5	Temperaturpåverkan
		-1-6	Laster under byggskedet
		-1-7	Allmänna laster – Olyckslast
		-2	Trafiklast på broar
		-3	Last av kranar och maskiner
-4	Silor och behållare		
1992	Eurokod 2: Betongkonstruktioner	-1-1	Allmänna regler och regler för byggnader
		-1-2	Brandteknisk dimensionering
		-2	Broar
		-3	Behållare och avskiljande konstruktioner
1993	Eurokod 3: Stålkonstruktioner	-1-1	Allmänna regler och regler för byggnader
		-1-2	Brandteknisk dimensionering
		-1-3	Kallformade profiler och profilerad plåt
		-1-4	Rostfritt stål
		-1-5	Plåtbalkar
		-1-6	Skal
		-1-7	Plana plåtkonstruktioner med transversallast
		-1-8	Dimensionering av knutpunkter och förband
		-1-9	Utmattning
		-1-10	Seghet och egenskaper i tjockleksriktningen
		-1-11	Dragbelastade komponenter
		-1-12	Tilläggsregler för stålsorter upp till S700
		-2	Broar
		-3-1	Torn och master
		-3-2	Skorstenar
		-4-1	Silor
		-4-2	Cisterner
-4-3	Rörledningar		
-5	Pålar och spont		
-6	Kranbanor		
1994	Eurokod 4: Samverkanskonstruktioner stål - betong	-1-1	Allmänna regler och regler för byggnader
		-1-2	Brandteknisk dimensionering
		-2	Broar
1995	Eurokod 5: Träkonstruktioner	-1-1	Gemensamma regler och regler för byggnader
		-1-2	Brandteknisk dimensionering
		-2	Broar
1996	Eurokod 6: Murverkskonstruktioner	-1-1	Allmänna regler
		-1-2	Brandteknisk dimensionering
		-2	Dimensioneringsförutsättningar, material, utförande
		-3	Förenklade metoder för oarmerat murverk
1997	Eurokod 7: Geokonstruktioner	-1-1	Allmänna regler
		-2	Dimensionering med stöd av provning
1998	Eurokod 8: Dimensionering m.a.p. jord- bävning	-1	Allmänt, seismisk påverkan, regler för byggnader
		-2	Broar
		-3	Tillståndsbedömning och förbättring av skadade byggnader
		-4	Silor, behållare och rörledningar
		-5	Grund- och stödkonstruktioner, geotekniska aspekter
		-6	Torn, master och skorstenar
1999	Eurokod 9: Aluminiumkonstruktioner	-1	Allmänna regler
		-1-2	Brandteknisk dimensionering
		-1-3	Utmattning
		-1-4	Kallformad profilerad plåt
		-1-5	Skal

1.3 Nationell anpassning av Eurokoder

Som ovan nämnts innehåller Eurokoderna s.k. nationellt valbara parametrar (NDP), som primärt infördes för att varje land självt ska kunna bestämma sin säkerhetsnivå. Därför är alla parametrar som direkt påverkar säkerhetsnivån nationellt valbara. Andra parametrar som måste vara nationellt valbara är sådana som beror av skillnader ifråga om klimat, t.ex. snölast och vindlast, samt parametrar relaterade till miljöpåverkan och beständighet, där t.ex. frost och påverkan från havsvatten och tösaltning av vägar har stor betydelse. Härutöver finns många parametrar som helt enkelt var svåra att enas om, och för att komma vidare utan att fastna i eviga diskussioner kunde man då möjliggöra ett nationellt val. Nationellt valbara är således

- alla partialkoefficienter (säkerhetsfaktorer) och andra lastfaktorer
- nyttig last, trafiklast och många andra lastvärden
- parametrar som beror av skillnader ifråga om
 - klimat m.m. t.ex. snölast, vindlast, täckskikt, tillåten sprickbredd
 - traditioner och säkerhetstänkande, t.ex. diverse minimikrav
- parametrar som man inte kunnat enas om
 - t.ex. siffervärden i empiriska formler
 - I vissa fall hela metoder eller tabeller.

En nationellt valbar parameter ges en symbol i text eller ekvation, och i en not förklaras att denna parameter är nationellt valbar och att det värde som gäller i aktuellt land kan återfinnas i den nationella bilagan. I samma not ges ett s.k. *rekommenderat värde* på den aktuella parametern, och om inget avvikande värde anges i den nationella bilagan så gäller det rekommenderade värdet. Även hela ekvationer, metoder eller tabeller kan ibland vara nationellt valbara.

Som även nämnts kapitel 1 så är det EU-kommissionens önskan att länderna ska acceptera så många som möjligt av de rekommenderade värdena. I exempelvis EN 1992-1-1 finns inte mindre än ca 130 nationellt valbara parametrar. I den svenska nationella bilagan till EN 1992-1-1 har man eftersträvat att välja rekommenderade värden i största möjliga utsträckning, och dessa väljs därför i drygt 70 % av fallen, även om det i vissa fall innebär avsteg från svensk praxis. I övriga fall väljs rekommenderat värde med någon mindre avvikelse (ca 6 %) eller något helt annat värde (drygt 20 %).

1.4 Säkerhetsformatet i Eurokoderna

Eurokoderna är baserade på den s.k. *partialkoefficientmetoden*, där olika slags osäkerheter beaktas var för sig med särskilda delsäkerhetsfaktorer, *partialkoefficienter*. Denna metod infördes i Sverige omkring 1980, och har även i de flesta andra länder tillämpats under många år. Tidigare användes metoder baserade på tillåtna påkänningar, som innehöll hela säkerhetsmarginalen. För att kunna beakta olika slags osäkerheter med den gamla metoden måste säkerhetsfaktorn vara hög. Med partialkoefficienter möjliggörs en mer ekonomisk dimensionering, utan att säkerheten blir för låg i något fall. Mer om detta vid genomgång av EN 1990.

1.5 Principer och råd

I Eurokoderna finns två olika nivåer av text: principer och råd.

Principer är regler, definitioner, krav och analytiska modeller för vilka inga alternativ tillåts, såvida detta inte särskilt anges. Principerna markeras med bokstaven P efter styckets nummer.

Råd består av allmänt vedertagna regler som stämmer överens med principerna och som innebär att kraven i dessa blir uppfyllda. Det är tillåtet att använda alternativa dimensioneringsregler som skiljer sig från de råd som ges i Eurokoden, men det förutsätter att dessa regler kan visas uppfylla kraven i aktuella principer och att de leder till minst den säkerhetsnivå, brukbarhet och beständighet som förväntas vid användning av Eurokoderna.

Om ett råd i en Eurokod ersätts med en alternativ dimensioneringsregel kan dimensioneringen inte anses vara helt enligt Eurokoden, även om dimensioneringen fortfarande är i enlighet med motsvarande principer. Det finns en risk för att användningen av en alternativ regel inte kommer att accepteras för CE-märkning av produkter.

1.6 Normativa och informativa bilagor

I Eurokoderna finns *normativa* och *informativa* bilagor. Innehållet i en normativ bilaga har samma status som huvudtext. Att texten flyttats till en bilaga har då haft rent redaktionella skäl. En informativ bilaga är frivillig att tillämpa, dvs varje land anger i sin nationella bilaga huruvida en informativ bilaga får tillämpas eller inte. När en informativ bilaga får tillämpas i ett land brukar det ofta stå att "bilagan behåller vid användning sin informativa karaktär", men den nationella bilagan kan också "upphöja" en informativ bilaga till normativ status.

Informativa bilagor kan ibland innehålla sådant som vissa länder varit angelägna om att få med i Eurokoden, och som andra länder varit lika angelägna om att slippa. På detta sätt har alla kunnat bli nöjda. Vissa informativa bilagor ger bakgrundsinformation, som till exempel bilaga C i EN 1990, som bl.a. beskriver den teoretiska bakgrunden till partialkoefficientmetoden. Andra informativa bilagor innehåller material av mer handboks-karaktär än normkaraktär.

2. EN 1990: Eurokod – Grundläggande dimensioneringsregler för bärverk

2.1 Översikt

EN 1990 har följande huvudinnehåll och sidantal:

Förord	4
1. Allmänt	12
2. Krav	4
3. Principer för dimensionering av gränstillstånd	3
4. Grundvariabler	4
5. Bärverksanalys och dimensionering genom provning	2
6. Verifiering med partialkoefficientmetoden	9
Bilaga A1 Regler för byggnader (n = normativ)	8
Bilaga A2 Regler för broar (utgör f.n. en separat standard) (n)	29
Bilaga B Byggnadsverks tillförlitlighet (n = informativ)	4
Bilaga C Grunderna för partialkoefficientmetoden och tillförlitlighetsanalyser (I)	9
Bilaga D Dimensionering genom provning (i)	15
Bilaga NA Nationellt valda parametrar m.m. (i)	4
Bilaga NB Indelning av byggnadsverksdelar i säkerhetsklasser (i)	2
Bilaga NC Ordförklaringar och förkortningar (i)	1
Summa	110

En mer detaljerad innehållsförteckning ges i bilaga 1. Beträffande normativa (n) och informativa (i) bilagor, se avsnitt 1.6.

I det följande görs en översiktlig genomgång av innehållet i EN 1990.

2.2 Allmänt (1)

Kapitel 1 är det längsta kapitlet, men det upptas till större delen av begreppsdefinitioner och beteckningar.

2.3 Grundläggande krav (2.1)

De grundläggande kraven på bärverk motsvarar de krav som vi är vana vid i Sverige sedan länge, och som formuleras i Boverkets Konstruktionsregler, BKR. EN 1990's beskrivning av dessa krav kan sammanfattas enligt följande:

Bärverk skall dimensioneras så att de, under sina avsedda livslängd, med erforderlig grad av tillförlitlighet och på ett ekonomiskt sätt

- kan motstå de laster och andra påverkningar som sannolikt kommer att uppkomma (här handlar det om *bärförmåga* och dimensionering i *brottgränstillstånd*)
- kan förbli brukbara för avsedd användning (*bruksgränstillstånd*)
- erhåller lämplig *beständighet*
- har tillräcklig *bärförmåga vid brand* under erforderlig tid
- inte skadas av explosion, påkörning och konsekvenser av mänskliga misstag i en omfattning utan proportion till den ursprungliga orsaken (här handlar det om *olyckslaster*).

2.4 Tillförlitlighet (2.2)

I avsnitt 2.2 i EN 1990 anges ett antal åtgärder som påverkar ett bärverks tillförlitlighet. Erforderlig tillförlitlighet uppnås således genom en kombination av

- dimensionering enligt Eurokoder (vad detta innebär framgår längre fram i EN 1990)
- lämpligt utförande
- kvalitetssäkring.

Olika säkerhetsnivåer kan tillämpas för bärförmåga (brottgränstillstånd) och brukbarhet (bruksgränstillstånd).

Val av säkerhetsnivå för brottgränstillstånd bör beakta

- tänkbara orsaker och /eller sätt att uppnå ett gränstillstånd
- tänkbara konsekvenser av ett brott (dödsfall, personskador, ekonomisk förlust)
- "allmänhetens motvilja mot en kollaps"
- kostnader och åtgärder för att reducera risken för brott.

I Sverige har vi sedan 1980 haft ett system med säkerhetsklasser som beaktar konsekvenserna av ett brott med hänsyn till risken för personskador, och detta system passar väl ihop med formuleringen ovan om konsekvenser av brott. EN 1990 ger inte själv några konkreta krav eller kriterier beträffande säkerhetsklasser, men anger principer och ger möjligheter för ett enskilt land att anpassa säkerhetsnivån till olika omständigheter.

I den svenska tillämpningen av EN 1990 införs en partialkoefficient som beror av säkerhetsklass och som appliceras på *dimensionerande lasteffekt*. Skillnaden jämfört med tidigare svenska regler blir således att säkerhetsklassen nu påverkar beräkningen av dimensionerande lasteffekt i stället för, som tidigare, dimensionerande bärförmåga. Denna skillnad har inga konsekvenser för beräkningsresultatet, och ur praktisk synpunkt kan båda varianterna ha sina för- och nackdelar. Denna förändring är därför ingen stor fråga.

Klassificering med avseende på säkerhetsnivå kan avse hela bärverket eller enskilda konstruktionsdelar, precis som i hittillsvarande svenska regler.

Säkerhetsnivåer för bärförmåga och brukbarhet påverkas av flera olika omständigheter, jfr ovan, och önskad säkerhet kan uppnås genom lämpliga kombinationer av

- förebyggande och skyddande åtgärder såsom barriärer, brandskydd, korrosionsskydd m.m.
- val av lastvärden, partialkoefficienter m.m. vid dimensionering
- kvalitetsledning
- åtgärder för att minska risken för grova fel vid dimensionering och utförande.

Säkerhetsdifferentiering kan således uppnås på andra sätt än enbart genom att variera en partialkoefficient, såsom vi har gjort (och kommer att fortsätta med) i Sverige. En annan variant av säkerhetsdifferentiering kan vara att ställa olika krav på kontroll med hänsyn till säkerhetsklass, en möjlighet som har använts i en del andra länder, t.ex. Norge.

2.5 Avsedd livslängd (2.3)

EN 1990 ger mer detaljerade förslag på avsedda livslängder än BKR. I BKR skiljer man endast mellan byggnadsverk som är, respektive inte är, åtkomliga för inspektion och underhåll, vilket associeras med förväntad livslängd 50 respektive 100 år. Man kan säga att EN 1990 tillför lite mer kött på benen när det gäller val av dimensionerande livslängd, se sammanställning i tabell 2-1.

Tabell 2-1. Dimensionerande livslängd.

Kategori	Förslag på avsedd livslängd	Exempel
1	10 år	Tillfälliga konstruktioner ¹⁾
2	10-25	Utbytbara konstruktionsdelar
3	15-30	Bärverk i lantbruksbyggnader och liknande
4	50	Bärverk i byggnader samt andra vanliga byggnadsverk
5	100	Bärverk i monumentala byggnader samt broar och anläggningar

¹⁾ Bärverk eller konstruktionsdelar som kan nedmonteras och återanvändas bör inte anses som tillfälliga

2.6 Beständighet (2.4)

Bärverk skall dimensioneras så att nedbrytning under avsedd livslängd inte försämrar avsedd funktion mer än vad som förutsatts med beaktande av miljöbetingelser och förutsatt nivå på underhåll.

För att uppnå tillräcklig beständighet bör följande beaktas

- bärverkets avsedda eller förutsebara användning
- förväntade miljöbetingelser
- egenskaper m.m. hos material och produkter
- bärverkets form och konstruktiva utformning
- yrkesskicklighet och kontrollnivå
- skyddsåtgärder
- förutsatt underhåll under bärverkets avsedda livslängd
- ...

Miljöbetingelserna skall identifieras vid dimensioneringstillfället så att deras betydelse för beständigheten kan bestämmas och lämpliga åtgärder vidtas för att skydda konstruktionsmaterialet.

Graden av nedbrytning kan uppskattas genom

- beräkningar
- experimentell undersökning
- erfarenhet från befintliga konstruktioner
- kombinationer av ovanstående.

Med betongkonstruktioner som exempel kan sägas att beständighetskraven numera ofta baseras på en kombination av erfarenhetsvärden och beräkningar, medan det tidigare ofta handlade om enbart erfarenhet och ibland rena gissningar. En viktig beständighetsparameter för betongkonstruktioner är täckande betongskiktet, som skyddar armeringen mot korrosion när så behövs. Idag finns beräkningsmodeller för att ta fram erforderligt täckande betongskikt för att uppnå en viss livslängd med given betongkvalitet i en given miljö, eller för att beräkna livslängden med ett givet täckskikt. De värden på minsta täckande betongskikt som anges i svenska regler (inklusive den svenska tillämpningen av EN 1992) är åtminstone delvis baserade på sådana beräkningar.

2.7 Principer för dimensionering av gränstillstånd (3.1)

Åtskillnad skall göras mellan *brottgränstillstånd* och *bruksgränstillstånd*, se nedan. Verifiering av det ena gränstillståndet kan utelämnas om villkoren kan visas bli uppfyllda av villkor i det andra gränstillståndet.

Gränstillstånd skall kopplas till *dimensioneringssituationer*.

- varaktig (förhållandena vid normal användning)
- tillfällig (förhållandena vid t.ex. utförande eller reparation)
- exceptionell (förhållandena vid olycklast såsom brand, explosion, påkörning)
- seismisk (förhållandena vid jordbävning).

Verifiering av gränstillstånd med *tidsberoende effekter* bör kopplas till bärverkets avsedda livslängd. Exempel på sådana effekter är krypning och krympning i betong samt utmattning.

2.8 Brottgränstillstånd (3.3)

Med brottgränstillstånd menas tillstånd där bärförmågan för ett bärverk eller en del därav är på gränsen till att överskridas. Brottgränstillstånd berör

- människors säkerhet och/eller
- bärverkets säkerhet
- (i vissa fall) skydd av innehåll i bärverket
- stadier som föregår en kollaps av bärverket.

Följande brottgränstillstånd skall verifieras

- förlorad jämvikt för (del av) bärverket som stel kropp
- för stor deformation
- att bärverket övergår till en mekanism
- materialbrott
- förlorad stabilitet hos (del av) bärverket
- brott av utmattning eller andra tidsberoende effekter

Kommentar: BKR:s två huvudbegrepp ”stjälpning, lyftning, glidning” samt ”materialbrott och instabilitet” har sina direkta motsvarigheter här, men EN 1990 är lite mer utförlig.

2.9 Bruksgränstillstånd (3.4)

Bruksgränstillstånd är sådana gränstillstånd som berör

- (del av) bärverkets funktion vid normal användning
- människors välbefinnande
- byggnadsverkets utseende (nedböjning, sprickor)

Åtskillnad skall göras mellan *reversibla* och *irreversibla* bruksgränstillstånd. I ett reversibelt bruksgränstillstånd återgår bärverket till sitt ursprungliga tillstånd efter avlägsnande av lasten. Om ett irreversibelt bruksgränstillstånd överskrids uppstår flytning i stål eller armering, sprickor i betong som avses vara osprucken eller annat som gör att bärverket inte återgår helt till sin ursprungliga funktion efter lastens avlägsnande (det kan t.ex. bli en kvarstående deformation eller sprickor som inte sluts).

Verifiering i bruksgränstillstånd kan handla om

- deformationer som inverkar på
 - o utseendet (här åsyftas då inte estetik, utan sådant som stora nedböjningar och omfattande sprickbildning)
 - o brukarnas välbefinnande, eller
 - o funktionen hos bärverk, maskiner, installationer m.m.
- vibrationer och svängningar som
 - o orsakar obehag hos människor, eller
 - o begränsar bärverkets funktion
- skada som sannolikt kommer att inverka menligt på
 - o utseendet
 - o beständigheten, eller
 - o bärverkets funktion

Krav som gäller brukbarhet är inte närmare preciserade i EN 1990, utan bestäms för varje enskilt byggprojekt. Vissa kriterier finns dock i "materialdelarna" EN 1992-1999, exempelvis finns i EN 1992 några enkla nedböjningskriterier. I EN 1992 finns även krav beträffande sprickbildning, då detta kan påverka beständigheten.

2.10 Dimensionering av gränstillstånd (3.5)

Bärverks- och lastmodeller som är lämpliga för respektive gränstillstånd skall användas (exempelvis kan plasticitetsteori användas i brottngränstillstånd, medan elasticitetsteori normalt används i bruksgränstillstånd).

Verifiering av att inget gränstillstånd överskrids sker med användning av aktuella dimensioneringsvärden för laster, material- eller produkttegenskaper samt geometriska storheter. Verifiering skall utföras för alla relevanta dimensioneringssituationer och lastfall.

Kraven bör uppfyllas med *partialkoefficientmetoden* enligt kap 6. Alternativt kan *sannolikhets-teoretiska metoder* användas, varvid behörig myndighet kan ange specifika villkor. Förutsättningar ges i bilaga C, som även beskriver partialkoefficientmetodens teoretiska bakgrund.

2.11 Klassificering av laster (4.1.1)

Laster klassificeras med hänsyn till variation i tiden, lastens ursprung, variation i rummet samt lastens natur eller bärverkets respons. Se tabell 2-2.

Tabell 2-2. Klassificering av laster.

Kriterium	Benämning	Exempel
Variation i tiden	permanent last	bärverkets egentyngd tyngd av fast utrustning och vägbeläggning indirekt last av krympning, stödsättning o.d. förspänning
	variabel last	nyttig last snölast vindlast trafiklast
	olyckslast	explosion påkörning
Lastens ursprung	direkt last	inverkan av kraft
	indirekt last	inverkan av tvångsdeformation
Variation i rummet	bunden last	bunden till viss placering och fördelning
	fri last	kan fördelas och placeras godtyckligt
Lastens natur eller bärverkets respons	statisk last	snölast nyttig last
	dynamisk last	trafiklast vindlast (i vissa fall)

Vissa laster, t.ex. seismiska laster och snölast, kan vara antingen olyckslast eller variabel last, beroende på geografisk belägenhet.

2.12 Karakteristiska värden för laster (4.1.2)

Det karakteristiska värdet är det mest representativa värdet för en last, och sätts till antingen medelvärde, ett övre eller under fraktilvärde eller, för laster som saknar en känd statistisk fördelning, ett nominellt värde.

Karakteristiskt värde för en *permanent last* är vanligen medelvärdet G_m . För vissa permanent laster, vars variationer inte är försumbara, definieras ett övre och ett undre karakteristiskt värde, $G_{k,sup}$ och $G_{k,inf}$. För förspänning definieras både medelvärde, övre och undre karakteristiskt värde, dessutom beaktas förspänningens variation i tiden (på grund av betongens krympning och krypning samt spännarmeringens relaxation).

För konstruktioner som är känsliga för små variationer i lasten bör ett övre och ett undre värde användas även om variationerna är små; det undre och det övre värdet sätts då till 5 % respektive 95 %-fraktilen. Ett typiskt exempel på sådana konstruktioner är bågar med dominerande egentygnd. Även förspända konstruktioner med krav på osprucket tvärsnitt kan vara känsliga för små variationer i fördelningen av permanent last.

Karakteristiskt värde Q_k för *variabel last* är vanligen ett övre värde med en viss låg sannolikhet att överskridas. För klimatlaster (snölast, vindlast) definieras således lasten som ett värde med 2 % sannolikhet att överskridas under en referensperiod av ett år, eller med en genomsnittlig återkomsttid av 50 år.

För olyckslaster finns ingen statistisk definition; för dessa laster hänvisas till EN 1881-1-7. Beträffande seismiska laster hänvisas till EN 1998.

2.13 Andra representativa värden för variabla laster (4.1.3)

Andra representativa värden för variabla laster definieras som karakteristiskt värde gånger olika reduktionsfaktorer ψ enligt tabell 2-3.

Tabell 2-3. Representativa värden på laster.

Benämning	Beteckning	Används
Kombinationsvärde	$\psi_0 Q_k$	i brottgränstillstånd i irreversibla bruksgränstillstånd
Frekvent värde	$\psi_1 Q_k$	i brottgränstillstånd med olyckslast i reversibla bruksgränstillstånd
Icke-frekvent värde	$\psi_{1,infq} Q_k$	endast för vägtrafiklast, seismisk last och vindlast
Kvasi-permanent last	$\psi_2 Q_k$	i brottgränstillstånd med olyckslast i reversibla bruksgränstillstånd i som långtidslast för beräkning av krypdeformationer

Kombinationsvärdet används i lastkombinationer i brottgränstillstånd samt i s.k. irreversibla bruksgränstillstånd (motsvarar BKR:s kombination 8, "permanent skada").

Det frekventa värdet används i brottgränstillstånd med olyckslast samt i s.k. reversibla bruksgränstillstånd (motsvarar BKR:s kombination 9, "tillfällig olägenhet"). För byggnader väljs detta värde som det som överskrids under i genomsnitt 1 % av referensperioden. För trafiklast på broar bestäms värdet för en återkomsttid av en vecka (det värde som överskrids i genomsnitt en gång per vecka).

Det icke-frekventa värdet baseras på en återkomsttid av ett år.

Det kvasi-permanenta värdet är det värde som överskrids under i genomsnitt 50 % av referensperioden, alternativt medelvärdet över en vald tidsperiod. För vindlaster och vägtrafiklaster sätts det kvasi-permanenta värdet vanligtvis till noll.

Vid jämförelse med svenska regler gäller att både ψ_0 och ψ_1 motsvaras av BKR:s ψ , medan ψ_2 motsvaras av BKR:s ψ_1 .

2.14 Utmattningslaster (4.1.4)

Utmattningslaster kan behöva beaktas för höga slanka bärverk utsatta för vind, såsom höga byggnader, torn, skorstenar m.m, samt för broar, i synnerhet järnvägsbroar. Modeller och värden för vissa utmattningslaster ges i EN 1991, t.ex. för vind och trafiklast på broar.

2.15 Dynamiska laster (4.1.5)

De modeller och lastvärden som ges i EN 1991 inkluderar eventuell dynamisk förstoring, antingen i själva lastvärdet eller genom en särskilt angiven dynamisk förstoringfaktor. Om lasten orsakar en betydande acceleration bör en dynamisk analys göras.

2.16 Geotekniska laster (4.1.6)

Här hänvisas endast till EN 1997.

2.17 Påverkan från miljön (4.1.7)

Här hänvisas till EN 1992 - EN 1999. Exempel på hur miljöpåverkan behandlas för betongkonstruktioner är indelningen i exponeringsklasser enligt EN 206 samt regler om täckande betongskikt och tillåtna sprickbredder, se vidare EN 1992.

2.18 Material- och produkttegenskaper (4.2)

Materialvärden bestäms genom standardiserade provningar. Vid behov omräknas värdet för att bli representativt för motsvarande egenskap i *bärverket*. En sådan omräkning behövs typiskt för ett material som t.ex. betong. För tryckhållfasthet är omräkningsfaktorn 0,85 (vilket kan utläsas ur bilaga A i EN 1992). Motsvarande omräkning enligt svenska regler är 1/1,2 eller 0,83.

Karakteristiskt värde definieras som 5 %-fraktil om ett lågt värde är ogynnsamt (vilket är det normala) och som 95 %-fraktil om högt värde är ogynnsamt. När statistiska data saknas används nominella värden som karakteristiska eller fastställs dimensioneringsvärden direkt.

Styvhetsparametrar (elasticitetsmodul, kryptal) bör representeras av ett medelvärde. Lastens varaktighet bör beaktas. Lägre värde bör användas vid instabilitet, högre värde kan vara ogynnsamt vid tvång.

Värden för material- eller produkttegenskaper anges i EN 1992-1999, i harmoniserade europeiska tekniska specifikationer eller i andra dokument.

2.19 Geometriska storheter (4.3)

Karakteristiska värden på geometriska storheter (tvärsnittsmått, spännvidder m.m.) representeras normalt av sina nominella värden. De kan även bestämmas som en föreskriven fraktil om statistisk fördelning är känd.

En speciell typ av geometriska storheter är *geometriska imperfektioner*, dvs oavsiktliga avvikelser från avsedda mått (t.ex. lutningar, excentriciteter, krokigheter). De kan representeras direkt av sina dimensioneringsvärden, som anges i EN 1992-1999.

2.20 Bärverksanalys (5.1)

Kapitel 5 är kort och allmänt hållet. Rubrikerna är

Bestämning av bärverksmodeller (5.1.1)

Statiska laster (5.1.2)

Dynamiska laster (5.1.3)

Branddimensionering (5.1.4)
Dimensionering genom provning (5.2)

Beträffande konkreta regler om bärverksanalys hänvisas till dimensioneringsstandarderna EN 1992 till EN 1999.

2.21 Verifiering med partialkoefficientmetod (6)

Kapitel 6 behandlar framförallt bestämning av dimensioneringsvärden för

- laster (6.3.1)
- lasteffekter (6.3.2)
- material- eller produkttegenskaper (6.3.3)
- geometriska storheter (6.3.4)
- bärförmåga (6.3.5)

samt lastkombinationer för

- brottgränstillstånd (6.4.3)
- bruksgränstillstånd (6.5.3).

2.21.1 Dimensioneringsvärden

Dimensioneringsvärde för en last är

$$F_d = \gamma_f \cdot F_{\text{rep}}$$

där

γ_f är partialkoefficient som beaktar sannolikheten för ogynnsam avvikelser från F_{rep}

$F_{\text{rep}} = \psi \cdot F_k$ representativt värde för lasten (se ovan)

$\psi = 1,0$ eller ψ_0, ψ_1 eller ψ_2

F_k är karakteristiskt värde

Dimensioneringsvärde för en lasteffekt är

$$E_d = \gamma_{Sd} \cdot E\{\gamma_{f,i} F_{\text{rep},i}; a_d\} \quad i \geq 1$$

där

γ_{Sd} är partialkoefficient som beaktar osäkerhet i modellen för lasteffekt och (i vissa fall) last

$E\{\}$ "lasteffekten av", t.ex. $M_{Ed} = q_{Ed} \cdot l^2/8$ om det bara ingår en last q_{Ed} i aktuell kombination

a_d är dimensioneringsvärde för geometriska storheter, t.ex. l i uttrycket ovan

i är index för de olika laster som kan ingå i lastkombinationen

Vanligen förenklas uttrycket till

$$E_d = E\{\gamma_{F,i} F_{\text{rep},i}; a_d\} \quad \text{där} \quad \gamma_{F,i} = \gamma_{Sd} \cdot \gamma_{f,i}$$

Partialkoefficienten γ_F får sedan speciella beteckningar γ_G, γ_Q och γ_P för permanent last, variabel last respektive förspänning.

Lasteffekten av flera samtidigt verkande laster bestäms för en kombination av laster, som bestäms enligt särskilda regler, se nedan.

Dimensioneringsvärde för en material- eller produkttegenskap är

$$X_d = \eta \cdot X_k / \gamma_m$$

där

η är omräkningsfaktor mellan hållfasthet hos provkropp och hållfasthet i konstruktion

X_k är egenskapens karakteristiska värde

γ_m är partialkoefficient som beaktar sannolikheten för ogynnsam avvikelser från X_k

Alternativt kan man skriva på följande sätt, som är det vanligaste:

$$X_d = X_k / \gamma_M \quad \text{där} \quad \gamma_M = \gamma_m / \eta$$

Ett exempel är $\gamma_M = 1,5$ för betonghållfasthet, vilket inkluderar omräkningsfaktorn $\eta = 0,85$.

Partialkoefficienten γ_M får sedan speciella beteckningar för olika material, t.ex. γ_S och γ_C för armering respektive betong.

För geometriska storheter används för det mesta ett nominellt värde. En alternativ möjlighet är att använda det nominella värdet minskat eller ökat med en avvikelse, beroende på vilket som är mest ogynnsamt (vanligen är en minskning mest ogynnsam, t.ex. för ett tvärsnittsmått). Avvikelsen kan motsvara utförandetoleransen för måttet.

Dimensioneringsvärde för en bärförmåga är

$$R_d = \frac{1}{\gamma_{Rd}} \cdot R\{X_{d,i}; a_d\} = \frac{1}{\gamma_{Rd}} \cdot R\left\{\eta_i \cdot \frac{X_{k,i}}{\gamma_{m,i}}; a_d\right\} \quad i \geq 1$$

där

γ_{Rd} är partialkoefficient som beaktar osäkerhet i modell för bärförmåga samt geometriska storheter, om dessa inte beaktas särskilt enligt ovan

a_d är geometriska storheter

Vanligtvis används följande förenklade uttryck:

$$R_d = R\left\{\frac{X_{k,i}}{\gamma_{M,i}}; a_d\right\} \quad i \geq 1$$

där såväl γ_{Rd} som omräkningsfaktorn η ingår i γ_M .

2.21.2 Lastkombinationer

Den av följande två lastkombinationer som är mest ogynnsam ger dimensionerande lasteffekt i *brottgränstillstånd* ("+" betyder "kombineras med", inte nödvändigtvis aritmetisk addition):

$$E_d = \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} \quad "+" \quad \gamma_P P \quad "+" \quad \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1} \quad "+" \quad \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (6.10a)$$

$$E_d = \sum_{j \geq 1} \xi_j \gamma_{G,j} G_{k,j} \quad "+" \quad \gamma_P P \quad "+" \quad \gamma_{Q,1} Q_{k,1} \quad "+" \quad \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (6.10b)$$

Här är γ_G , γ_P och γ_Q partialkoefficienterna för permanent last, förspänning och variabel last, medan ξ är en reduktionsfaktor för γ_G som används när huvudlasten har fullt värde i (6.10b). För det mesta används följande värden på dessa koefficienter:

$$\gamma_G = 1,35$$

$$\xi = 0,85 \text{ (rekommenderat värde; i svensk bilaga NA väljs } \xi = 0,89, \text{ vilket ger } \xi \gamma_G = 1,2)$$

$$\gamma_Q = 1,5$$

De olika ψ -faktorerna har olika värden för olika laster. Som exempel kan nämnas $\psi_0 = 0,7$, $\psi_1 = 0,5$ och $\psi_2 = 0,3$ för nyttig last i byggnader.

Andra koefficienter kan gälla i vissa fall, t.ex. i geotekniska sammanhang. Tabellen 2-4 visar de koefficienter som gäller i Sverige för olika slags brottgränstillstånd i byggnader (A handlar om "stjälpning, lyftning, glidning", B om bärförmåga för konstruktioner och konstruktionsdelar, C om bärförmåga hos undergrund).

Tabell 2-4. Lastkoefficienter för brottgränstillstånd som tillämpas för byggnader i Sverige.

Brottgränstillstånd	Ekvation	Permanent last		Variabel last	
		Ogynnsam	Gynnsam	Huvudlast	Övriga
A	(6.10)	1,1	0,9	1,5	1,5 ψ_0
B	(6.10a)	1,35	1,0	→	1,5 ψ_0
	(6.10b)	1,2	1,0	1,5	1,5 ψ_0
C	(6.10)	1,0		1,3	1,3 ψ_0

Som påpekats ovan beaktas inverkan av säkerhetsklass i Sverige med en särskild partialkoefficient γ_d som nu läggs på lasterna, istället för som tidigare på bärförmågan. Värdena i tabell 2-4 gäller för *säkerhetsklass 3*, där $\gamma_d = 1,0$. Alla värden i tabellen (utom 0,9 och 1,0) multipliceras i säkerhetsklass 2 med $\gamma_d = 0,91$ och i säkerhetsklass 1 med $\gamma_d = 0,83$.

Tabell 2-5 nedan visar de koefficienter som gäller för olika slags *bruksgränstillstånd* i byggnader.

Tabell 2-5. Lastkoefficienter för bruksgränstillstånd.

Lastkombination	Permanent last	Variabel last	
		Huvudlast	Övriga
Karakteristisk	1,0	1,0	ψ_0
Frekvent	1,0	ψ_1	ψ_2
Kvasi-permanent	1,0	→	ψ_2

2.22 Regler för byggnader (Bilaga A1, normativ)

Värdena på partialkoefficienter i tabellerna ovan är hämtade ur bilaga A1. I denna bilaga ges även värden på de ψ -faktorer som gäller för laster i byggnader, närmare bestämt nyttig last, snölast, vindlast och temperaturlast.

2.23 Regler för broar (Bilaga A2, normativ)

I bilaga A2 ges värden på ψ -faktorer för trafiklast på vägbroar och järnvägsbroar samt speciella regler om lastkombinationer och värden på partialkoefficienter. Principerna är desamma som för byggnader men det kan skilja i detaljer. Rent allmänt är allting mer komplicerat för broar.

2.24 Byggnadsverks tillförlitlighet (Bilaga B, informativ)

Denna bilaga behandlar bl.a. *tillförlitlighetsdifferentiering* (säkerhetsdifferentiering), vilket ju är något som tillämpats i Sverige sedan 1980. Med hänsyn till konsekvenserna av ett brott eller en felaktig funktion hos ett bärverk definieras tre *konsekvensklasser*, se tabell 2-6.

Tabell 2-6. Konsekvensklasser.

Konsekvensklass	Beskrivning	Exempel
CC3	Hög risk för dödsfall, eller mycket stora ekonomiska, samhällliga eller miljöbetingade kostnader	Läktare, offentliga byggnader, där konsekvenserna av en kollaps är allvarliga (t.ex. konserthallar)
CC2	Normal risk för dödsfall, betydande ekonomiska, samhällliga eller miljöbetingade kostnader	Bostadshus och kontorsbyggnader, offentliga byggnader där konsekvenserna av en kollaps är normala (t.ex. kontorsbyggnader)
CC1	Liten risk för dödsfall, och små eller försumbara ekonomiska, samhällliga eller miljöbetingade kostnader	Jordbruksbyggnader där personer normalt inte vistas (t.ex. lagerbyggnader, växthus)

Till konsekvensklasserna kan kopplas tre *säkerhetsklasser* RC1, RC2 och RC3. För varje säkerhetsklass anges ett minimivärde på det s.k. *säkerhetsindex* β , som är ett uttryck för acceptabel brottrisk (säkerhetsindex används också i BKR). Ju högre värde på β desto mindre brottrisk och desto högre säkerhetskrav, se figur 2-1 nedan. Följande värden rekommenderas (värden enligt BKR anges inom parentes för jämförelse), tabell 2-7:

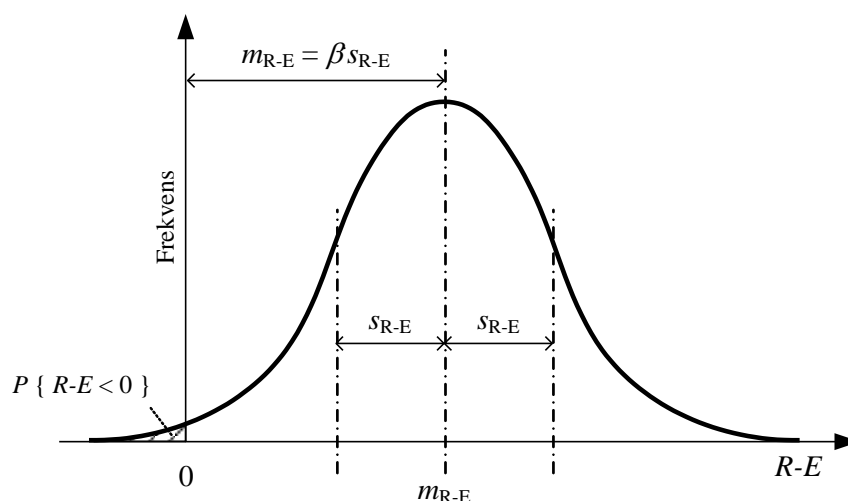
Tabell 2-7. Rekommenderade värden på säkerhetsindex i brottgränstillstånd.

Säkerhetsklass	Minimivärden för β	
	referensperiod 1 år	referensperiod 50 år
RC3	5,2 (4,8)	4,3
RC2	4,7 (4,3)	3,8
RC1	4,2 (3,7)	3,3

De partialkoefficienter som ges i bilaga A1 samt i EN 1991 – EN 1999 anses i allmänhet ge ett säkerhetsindex $\beta > 3,8$. Värdet på den svenska partialkoefficienten γ_d är anpassad för att ge liknande säkerhetsnivå som enligt svenska regler.

Figur 2-1. Fördelning för skillnaden mellan bärförmåga R och lasteffekt E, samt definition av säkerhetsindex β .

m = medelvärde
s = standardavvikelse
P = sannolikhet.



Värdet på säkerhetsindex relateras till risken för brott P_f enligt tabell 2-8 (hämtat ur bilaga C):

Tabell 2-8. Brottrisk P_f och säkerhetsindex β .

P_f	10^{-1}	10^{-2}	10^{-3}	10^{-4}	10^{-5}	10^{-6}	10^{-7}
β	1,28	2,32	3,09	3,72	4,27	4,75	5,20

Differentiering kan även ske genom olika klasser för dimensioneringskontroll kopplade till säkerhetsklasserna, se tabell 2-9. \leftrightarrow betyder "som är relaterad till".

Tabell 2-9. Differentiering genom klasser för dimensioneringskontroll.

Nivå för dimensioneringskontroll	Beskrivning	Minsta rekommenderade krav för kontroll av beräkningar, ritningar och specifikationer
DSL3 \leftrightarrow RC3	Utökad kontroll	Tredjepartskontroll: Kontroll utförd av en annan organisation än den som har utfört dimensioneringen
DSL2 \leftrightarrow RC2	Normal kontroll	Kontroll av andra personer än de direkt ansvariga för dimensioneringen och i enlighet med organisationens rutiner
DSL1 \leftrightarrow RC1	Normal kontroll	Självkontroll: Kontroll utförd av den person som har utfört dimensioneringen

Slutligen definieras tre kontrollnivåer för utförandet, tabell 2-10. I utförandestandarder för aktuella material kan närmare specificeras vad som ska ingå i kontrollen av produkter och utförande samt kontrollens omfattning, beroende på kontrollnivå.

Tabell 2-10. Differentiering genom klasser för utförandekontroll.

Nivå för utförandekontroll	Beskrivning	Krav
IL3 ↔ RC3	Utökad kontroll	Tredjepartskontroll
IL2 ↔ RC2	Normal kontroll	Kontroll i enlighet med organisationens rutiner
IL1 ↔ RC1	Normal kontroll	Självkontroll

2.25 Grunderna för partialkoefficientmetoden och tillförlitlighetsanalyser (Bilaga C, informativ)

Bilaga C ger den teoretiska bakgrunden till partialkoefficientmetoden. Den ger även bakgrunden till bilaga D (Dimensionering genom provning).

Partialkoefficientmetoden är den metod som primärt används i Eurokods systemet. I bilaga C ges även underlag för användning av mer avancerade sannolikhetsteoretiska metoder på olika nivåer.

2.26 Dimensionering genom provning (Bilaga D, informativ)

Huvudrubrikerna ger en uppfattning om innehållet i stort:

- Typer av provningar
- Planering av provningarna
- Bestämning av dimensioneringsvärden
- Allmänna principer för statistisk utvärdering
- Statistisk bestämning av en enda egenskap
- Statistisk bestämning av bärförmågemodeller

2.27 Nationella bilagor (NA, NB, NC)

Bilaga NA ger de värden på partialkoefficienter och α - faktorer som gäller i Sverige.

Dessutom anges tillämpningen av informativa bilagor. Intressant är att bilaga B inte får tillämpas i Sverige. Den ersätts här av de svenska reglerna om säkerhetsklasser, som är delvis avvikande. Att bilaga B trots det har beskrivits relativt ingående ovan beror på att en annan myndighet än Boverket och Vägverket kan ha en annan syn på dess tillämpning.

De informativa bilagorna C och D behåller i Sverige sin informativa karaktär.

Bilaga NB innehåller ett utdrag ur de svenska reglerna om säkerhetsklasser, med uppgifter om vilka byggnadsverksdelar som ska ingå i respektive klass, för byggnader respektive broar.

Bilaga NC innehåller vissa ordförklaringar och förkortningar.

3. EN 1991: Eurokod 1 – Laster på bärverk

3.1 Översikt

EN 1991 består av följande delar med angivet sidantal:

Standard	Namn (i vissa fall förkortat)	Antal sidor
EN 1991-1-1	Tunghet, egentyngd, nyttig last för byggnader	58
EN 1991-1-2	Termisk och mekanisk verkan av brand	62
EN 1991-1-3	Snölast	60
EN 1991-1-4	Vindlast	156
EN 1991-1-5	Temperaturpåverkan	47
EN 1991-1-6	Laster under byggskedet	8
EN 1991-1-7	Allmänna laster – Olyckslast	65
EN 1991-2	Trafiklast på broar	165
EN 1991-3	Last av kranar och maskiner	46
EN 1991-4	Silor och behållare	116
	Summa	783

Av förståeliga skäl finns ingen möjlighet att i denna rapport beskriva det tekniska innehållet i en så omfattande samling standarder. Innehållsförteckningen för de olika delarna säger dock mycket om innehållet och återges därför i sin helhet i bilaga 2. I vissa fall ges innehållsförteckningen på engelska, då författaren inte har haft tillgång till en svensk översättning.

3.2 Huvuddisposition för de olika delarna av EN 1991

Nedan återges huvuddispositionen, dvs kapitel och bilagor utan underrubriker. (i) betyder att en bilaga är informativ, (n) att den är normativ, se avsnitt 2.5

3.2.1 EN 1991-1-1: Tunghet, egentyngd, nyttig last för byggnader

Förord

1. Allmänt

2. Klassificering av laster

3. Dimensioneringssituationer

4. Tunghet hos byggmaterial och lagrade material

5. Egentyngd av byggnadsverk

6. Nyttig last för byggnader

Bilaga A (i) Tabeller för nominell tunghet för byggmaterial samt nominell tunghet och rasvinklar för lagrade material

Bilaga B (i) Fordonsbarriärer och bröstningar i parkeringsutrymmen

Litteraturförteckning

Bilaga NA (i) Nationellt valda parametrar m.m

Bilaga NB (i) Ordförklaringar och förkortningar

3.2.2 EN 1991-1-2: Termisk och mekanisk verkan av brand

Foreword

1. General

- 2. Structural fire design procedure
- 3. Thermal actions for temperature analysis
- 4. Mechanical actions for structural analysis
- Annex A (i) Parametric temperature-time curves
- Annex B (i) Thermal actions for external members - simplified calculation method
- Annex C (i) Localised fires
- Annex D (i) Advanced fire models
- Annex E (i) Fire load densities
- Annex F (i) Equivalent time of fire exposure
- Annex G (i) Configuration factor
- Bibliography

3.2.3 EN 1991-1-3: Snölast

Foreword

- 1. General
- 2. Classification of actions
- 3. Design situations
- 4. Snow load on the ground
- 5. Snow load on roofs
- 6. Local effects
- Annex A Design situations and load arrangements to be used for different locations
- Annex B Snow load shape coefficients for exceptional snow drifts
- Annex C European ground snow load maps
- Annex D Adjustment of the ground snow load according to return period
- Annex E Bulk weight density of snow
- Bibliography

3.2.4 EN 1991-1-4: Vindlast

Foreword

- 1. General
- 2. Design situations
- 3. Modelling of wind actions
- 4. Wind velocity and velocity pressure
- 5. Wind actions
- 6. Structural factor $c_s c_d$
- 7. Pressure and force coefficients
- 8. Wind actions on bridges
- Annex A (i) Terrain effects
- Annex B Procedure 1 for determining the structural factor $c_s c_d$
- Annex C Procedure 2 for determining the structural factor $c_s c_d$
- Annex D $c_s c_d$ values for different types of structures
- Annex E Vortex shedding and aeroelastic instability
- Annex F Dynamic characteristics of structures

3.2.5 EN 1991-1-5: Temperaturpåverkan

Förord

- 1. Allmänt
- 2. Klassificering av laster
- 3. Dimensioneringssituationer
- 4. Beskrivning av laster
- 5. Temperaturändringar i byggnader
- 6. Temperaturändringar i broar
- 7. Temperaturändringar i industriskorstenar, rörledningar, silor, behållare och kyltorn

Bilaga A (n) Isothermer över nationella minimala och maximala lufttemperaturer
Bilaga B (n) Temperaturskillnader för olika tjocklek på beläggning
Bilaga C (i) Längdutvidgningskoefficienter
Bilaga D (i) Temperaturprofiler i byggnader och andra byggnadsverk
Litteraturlista
Bilaga NA (i) Nationellt valda parametrar m.m.
Bilaga NB (i) Maximal och minimal lufttemperatur för Sveriges kommuner

3.2.6 EN 1991-1-6: Laster under byggskedet

Förord

1. Allmänt
2. Klassificering av laster
3. Dimensioneringssituationer och gränstillstånd
4. Beskrivning av laster

Bilaga A1 (n) Tillägsregler för byggnader

Bilaga A2 (n) Tillägsregler för broar

Bilaga B (i) Last på bärverk vid ändring, renovering eller rivning

Litteraturlista

Bilaga NA (i) Nationellt valda parametrar m.m.

3.2.7 EN 1991-1-7: Olyckslast

Foreword

1. General
2. Classification of actions
3. Design situations
4. Impact
5. Internal explosions

Annex A (i) Design for consequences of localized failure in buildings from an unspecified cause

Annex B (i) Information on risk assessment

Annex C (i) Dynamic design for impact

Annex D (i) Internal explosions

3.2.8 EN 1991-2: Trafiklast på broar

Förord

1. Allmänt
2. Klassificering av laster
3. Dimensioneringssituationer
4. Laster från vägtrafik och andra laster specifika för vägbroar
5. Laster på gångbanor, cykelbanor samt gång- och cykelbroar
6. Laster från järnvägstrafik och andra laster specifika för järnvägsbroar

Bilaga A (i) Modeller av specialfordon för vägbroar

Bilaga B (i) Utvärdering av livslängd för utmattning för vägbroar. En metod baserad på uppmätt trafik

Bilaga C (n) Dynamikfaktorer $1 + \varphi$ för verkliga tåg

Bilaga D (n) Grund för utvärdering av utmattning av bärverk för järnvägar

Bilaga E (i) Giltighetsgränser för lastmodell HSLM och val av kritiskt universaltåg från HSLM-A

Bilaga F (i) Kriterier som skall uppfyllas för att en dynamisk analys inte skall behövas

Bilaga G (i) Metod för att bestämma den kombinerade responsen på bärverk och spår från variabla laster

Bilaga H (i) Lastmodeller för järnvägstrafik vid tillfälliga dimensioneringssituationer

Bilaga NA (i) Nationellt valda parametrar m.m.

3.2.9 EN 1991-3: Last av kranar och maskiner

Saknas

3.2.10 EN 1991-4: Silor och behållare

Foreword

1. General

2. Representation and classification of actions

3. Design situations

4. Properties of particulate solids

5. Loads on the vertical walls of silos

6. Loads on silo hoppers and silo bottoms

7. Loads in tanks from liquids

Annex A Basis of design – Supplementary paragraphs to EN 1990 for silos and tanks

Annex B Actions, partial factors and combinations of actions on tanks

Annex C Measurement of properties of solids for silo load evaluation

Annex D Evaluation of properties of solids for silo load evaluation

Annex E Values of the properties of particular solids

Annex F Flow pattern determination

Annex G Alternative rules for pressures in hoppers

Annex H Actions due to dust explosions

4. EN 1992: Eurokod 2 - Dimensionering av betongkonstruktioner

4.1 Översikt

Eurokod 2 består av fyra delar som framgått av tabell 1.

EK2 del 1-1 ger grundläggande regler för dimensionering av bärande betongkonstruktioner. Reglerna är i sin helhet tillämpliga för byggnader, och till största delen även för andra typer av betongkonstruktioner. Kompletterande regler för broar ges i EK2 del 2 och för behållare, silor o.d. i EK2 del 3. Brandteknisk dimensionering av betongkonstruktioner, i första hand byggnader, behandlas i EK2 del 1-2.

I fortsättningen behandlas i första hand EK2 del 1-1. Den har följande huvudinnehåll och ungefärliga sidantal.

Förord	3
1. Allmänt	6
2. Dimensioneringsförutsättningar	7
3. Material	20
4. Beständighet och täckande betongskikt	6
5. Strukturanalys (beräkning av krafter och moment)	30
6. Brottgränstillstånd	35
7. Bruksgränstillstånd	14
8. Detaljutformning av armering	21
9. Detaljutformning av konstruktioner	20
10. Prefabricerade element och konstruktioner	13
11. Konstruktioner av lättballastbetong	8
12. Oarmerade och lätt armerade konstruktioner	7
Bilagor	27
<hr/>	
Summa	217

EK2 del 2 och 3 har samma kapitelindelning som del 1-1, och totalt 95 respektive 23 sidor.

En detaljerad innehållsförteckning till EK2 del 1-1 (fortsättningsvis förkortad EK2) ges i bilaga 3. I det följande går delar av det tekniska innehållet igenom och jämförs med BBK 04.

4.2 Allmänt

Innehållet i EK2 del 1-1 motsvarar till stora delar innehållet i BBK 04, så när som på BBK:s kapitel 7, 8 och 9 (Material, Utförande och Kontroll). För material gäller den europeiska betongstandarden EN 206 och för utförande och kontroll EN 13670. I fortsättningen behandlas endast dimensioneringsaspekter. EK2 har särskilda kapitel för konstruktioner av prefabricerade element och lättballastbetong samt för oarmerade konstruktioner; i BBK är sådana regler integrerade i övriga kapitel.

De grundläggande dimensioneringsprinciperna i EK2 är desamma som i BBK. Övergången till EK2 är därför inte lika omvälvande som när man på 1980-talet gick över från B7 till BBK.

EK2 är nu implementerad i Sverige, översatt och försedd med nationell bilaga. Den har kunnat användas sedan något år tillbaka som alternativ till BKR och BBK, och blev obligatorisk för brokonstruktioner halvårsskiftet 2009; för husbyggnader väntas detta ske vid årsskiftet 2010/2011.

Nedan kommenteras delar av det tekniska innehållet i EK2 del 1-1 och jämförs med motsvarande i BBK 04 (i de avseenden där BBK 04 inte skiljer sig från tidigare BBK-utgåvor skrivs i fortsättningen bara BBK). EK2:s rubriknummer anges inom parentes för orientering, jfr innehållsöversikten ovan samt den detaljerade innehållsförteckningen i bilaga 3.

4.3 Beaktande av krympning och krypning (2.3.2.2)

Grundprincipen är att betongens krympning och krypning endast behöver beaktas i bruksgränstillstånd, samt i sådana brottgränstillstånd där andra ordningens effekter är väsentliga (andra ordningens effekter är de tillskottsmoment och tillskottskrafter som uppträder i slanka tryckta konstruktioner på grund av konstruktionens utböjning).

4.4 Infästningar (2.7)

Inom ramen för arbetet med Eurokod 2 har framtagits en serie anvisningar om infästningar i betong, som återopas i avsnitt 2.7 i EK2:

CEN/TS 1992-4: Design of fastenings for in concrete	
1992-4-1: Part 1: General	antal sidor: 63
1992-4-2: Part 2: Headed fasteners	30
1992-4-3: Part 3: Anchor channels	27
1992-4-4: Part 4: Post-installed fasteners – Mechanical systems	23
1992-4-5: Part 5: Post-installed fasteners – Chemical systems	23

	150

Dokumenterna har inte status som standard, utan kallas "Tekniska specifikationer" och kan närmast betraktas som ett slags handböcker. De är dock starkt knutna till Eurokod 2 och numreringen antyder en förhoppning om att det hela så småningom ska bli en del 4 till Eurokod 2. Systemet med nationellt valbara parametrar finns också med, precis som i Eurokoderna.

Anvisningarna behandlar dels infästningar som gjuts in från början (del 2 och 3), dels sådana som installeras i efterhand i färdig konstruktion eller färdigt element (del 4 och 5).

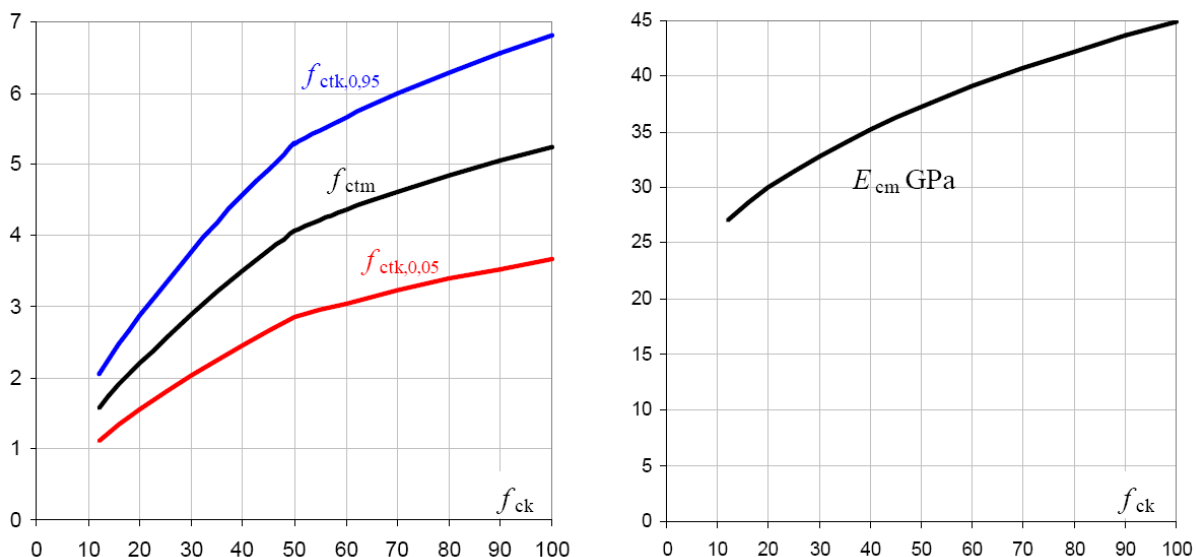
Som framgår av sidantalet så är det totalt sett ett ganska omfattande dokument. Anvisningarna är mycket detaljerade och rymmer många beräkningsmodeller som kan vara användbara, med beaktande av alla upptänkliga brottmekanismer.

4.5 Materialegenskaper för betong (3.1)

Hållfasthetsklasser anges upp till C90/105 (cylinder/kub). Samma klassindelning är införd i Sverige sedan juli 2003, i och med att den då nya betongstandarden SS-EN 206-1 infördes. EK2:s övre gräns C90/105 är en nationellt valbar parameter, och i den svenska NA-bilagan går man ett steg högre till C100/115. Som jämförelse går BBK 04 bara till C60/75, och hänvisar för högre hållfastheter till en särskild handbok¹.

I figur 4-1 visas sambanden mellan tryckhållfasthet och draghållfasthet respektive elasticitetsmodul för betong. För draghållfastheten visas tre värden: övre karakteristiskt värde $f_{ctk,0,95}$, medelvärde f_{ctm} och övre karakteristiskt värde $f_{ctk,0,05}$.

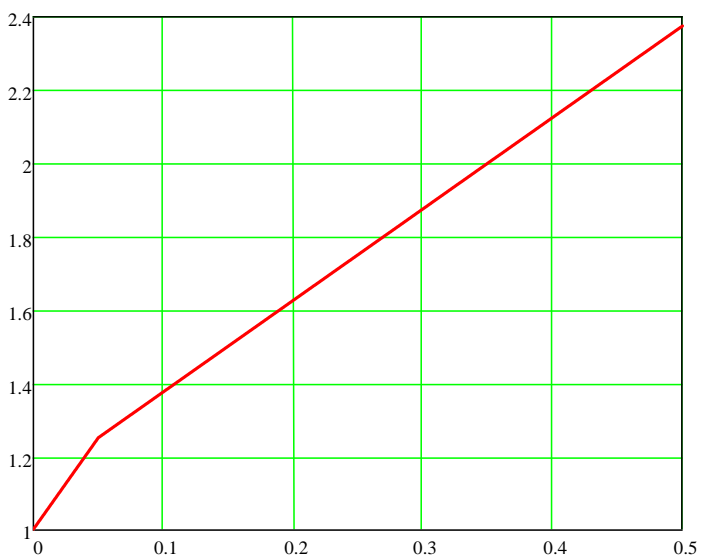
¹ *High Performance Concrete (HPC) Design Handbook*. Svensk Byggtjänst, 1999



Figur 4-1. Samband mellan tryckhållfasthet och draghållfasthet respektive tryckhållfasthet för betong.

EK2 ger ingående anvisningar för beräkning av krympning och krypning, inklusive tidsförlopp, vilket ger möjlighet till detaljerad analys av tidsberoende effekter när så behövs. BBK ger i jämförelse härmed endast enkla schablonvärden för krypning och krypning efter lång tid (mer detaljerade anvisningar finns dock i Betonghandbok – Konstruktion). Kryptalets och krympningens slutvärden kan bestämmas på ett enkelt sätt även enligt EK2, dock inte lika enkelt som i BBK, eftersom fler parametrar beaktas.

EK2 ger en enkel modell för inverkan av s.k. omslutningseffekt på betongens tryckhållfasthet och brottdeformation. Omslutningseffekt kan åstadkommas t.ex. genom byglar eller fleraxligt tryck, och höjningen av såväl tryckhållfasthet som brottdeformation kan vara betydande. Omslutningseffekt kan medföra en betydande ökning av såväl tryckhållfasthet som brottdeformation. Figur 4-2 visar ett exempel på samband mellan tryckhållfasthet och tvärgående tryckspänning enligt EK2:s modell. BBK ger inga anvisningar om omslutningseffekt.



Figur 4-2. Förstoringsfaktor för tryckhållfasthet som funktion av tvärgående tryckspänning i förhållande till normal tryckhållfasthet.

4.6 Materialegenskaper för spännarmering (3.3)

EK2 ger modeller för beräkning av spännarmeringens relaxation, inklusive tidsförlopp och inverkan av högre temperatur. BBK ger endast ett grovt schablonvärde.

4.7 Beständighet och täckande betongskikt (4)

Regler om beständighet baseras på de *exponeringsklasser* som definieras i den europeiska betongstandarden EN 206-1, och som har tillämpats i Sverige tillsammans med BBK 04 sedan 2004. Reglerna om täckande betongskikt och tillåtna sprickbredder med hänsyn till exponeringsklass är i sin helhet nationellt valbara, och i Sverige väljs de regler som har gällt tillsammans med BBK 04. De har tidigare stått i en särskild standard SS 13 70 10 men ingår numera i bilaga NA till EK2.

4.8 Metoder för bärverksanalys (5.4, 5.5, 5.6 och 5.7)

Avsnitt 5.4 behandlar linjär elastisk analys, som kan baseras på styvhet för ospruckna tvärsnitt.

Avsnitt 5.5 ger en enkel metod för avvikelser från elastiska lösningar. Så länge avvikelserna ligger inom vissa närmare angivna gränser fordras ingen kontroll av rotationskapacitet (deformationsförmåga i flytleder). Detta kan vara praktiskt eftersom den elastiska lösningen, som vanligen är lättåtkomlig genom handböcker och datorprogram, då kan vara utgångspunkt för analysen.

En rent plastisk analys är i vissa fall mera lättåtkomlig än en elastisk analys, t.ex. för plattor. Här skiljer man mellan undre och övre gränsvärdesmetoder (representerade av t.ex. strimlemetod respektive brottlinjeteori).

Dessutom behandlas icke-linjär analys, där man tar hänsyn till materialens icke-linjära egenskaper, betongens uppsprickning samt, vid användning av icke-linjär finit-elementanalys, betongens draghållfasthet enligt brottmekaniska teorier. Icke linjär analys behandlas endast översiktligt i EK2, men i och med att det nämns så är det i princip en accepterad metod. Avancerad icke-linjär analys som även beaktar betongens brottmekaniska egenskaper är numera tillgänglig för alla genom datorprogram för FE-analys (analys med finita element). Härigenom möjliggörs realistisk analys av en konstruktions beteende hela vägen upp till brott.

4.9 Andra ordningens effekter (5.8)

Härmed menas de krafter och moment som uppkommer på grund av deformationer i slanka tryckta konstruktioner, t.ex. pelare. Detta behandlas ingående, och alternativa metoder med olika grad av förfining ges. De förenklade metoder som ges är kalibrerade mot noggranna icke-linjära analyser. I bilaga H behandlas även andra ordningens effekter på strukturnivå i samband med stabilisering av byggnader, med enkla kriterier för när de kan försummas samt metoder för hur de kan beaktas. Något liknande finns inte i BBK.

4.10 Spännbetong (5.10)

Avsnittet om spännbetong ger anvisningar om tillåtna spänningar i spännarmering och betong i samband med uppspanning (respektive avspänning i förtillverkade element). Vidare behandlas beräkning av olika slags förspänningsförluster. För tidsberoende spännförluster ges en formel, som ser betydligt mer komplicerad ut än motsvarande formel i BBK, men skillnaden är skenbar, eftersom EK2:s uttryck är den färdiga lösningen på en ekvation, som bara antyds i BBK.

4.11 Böjande moment med eller utan normalkraft (6.1)

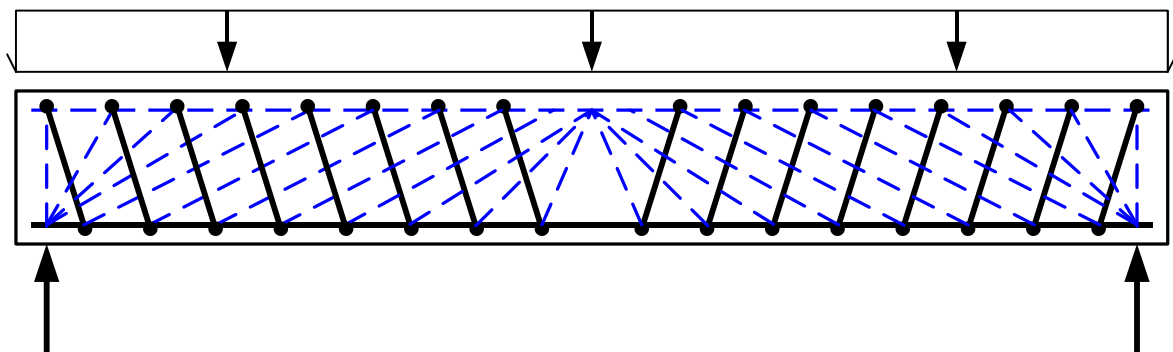
De modeller som ges för dimensionering med hänsyn till böjande moment med eller utan normalkraft är mycket lika dem finns i BBK, och de kommenteras därför inte närmare.

4.12 Tvärkraft (6.2)

Här ges andra metoder än de som traditionellt har angivits i BBK. Dessa modeller infördes dock även i BBK 04 som *alternativ* till befintliga metoder. Metoderna beskrivs kortfattat nedan.

För **konstruktioner utan tvärkraftsarmering** ges en modell där bärförmågan bl.a. beror av betongens tryckhållfasthet upphöjd till $1/3$. BBK:s "gamla" modell anger istället bärförmågan som beroende av tryckhållfastheten upphöjd till $2/3$ (via draghållfastheten f_{ct}). EK2:s modell ger god överensstämmelse med försök i hela registret upp till höghållfast betong. Det gäller däremot inte BBK:s modell, som överskattar bärförmågan vid hög betonghållfasthet på grund av exponenten $2/3$ istället för $1/3$; därför har man i BBK behövt begränsa utnyttjad draghållfasthet för de högre hållfasthetsklasserna.

För **dimensionering av tvärkraftsarmering** ger EK2 en renodlad s.k. *fackverksmodell*; BBK har tidigare enbart givit den mer traditionella *additionsmodellen*, men i BBK 04 finns även fackverksmodellen som alternativ. Figur 4-3 illustrerar hur en balk tänkes bära last enligt en fackverksmodell.



Figur 4-3. Illustration av fackverksmodell för armerad betongbalk. Streckade blåa linjer representerar tryckkrafter i betong, heldragna svarta linjer dragkrafter i armering.

Jämförelser av erforderlig armering kan ge skillnader åt båda hållen. EK2:s modell är dock ofta gynnsammare, och ger möjlighet att ta betydligt *större tvärkraft på ett givet tvärsnitt*. Fackverksmodellen har även pedagogiska fördelar, då den är en konsekvent mekanisk modell ur vilken erforderliga dimensioneringsuttryck kan härledas, och den är ganska lätt att förstå. (Det kan tilläggas att fackverksmodellen har tillämpats i BBK ända från den första utgåvan av BBK 79 när det gäller att bestämma tvärkraftens inverkan på kraft i böjarmring, s.k. dragkraftsförskjutning. Det kan också nämnas att fackverksmodellen hade förespråkare inom dåvarande Statens Betongkommitté, redan när man på 1970-talet skrev BBK 79. Fackverksmodellen är således inte särskilt ny.)

I tvärkraftsavsnittet behandlas även överföring av skjuvkraft i fogar. En grundläggande skillnad jämfört med BBK är att EK2 ger möjlighet till viss kraftöverföring i en fog även *utan armering eller yttre tryck* över fogen. BBK 04 förutsätter däremot renodlad skjuvfriktion, där ingen kraft kan överföras utan armering eller yttre tryck (med ett undantag: vattenbilad yta).

4.13 Vridning (6.3)

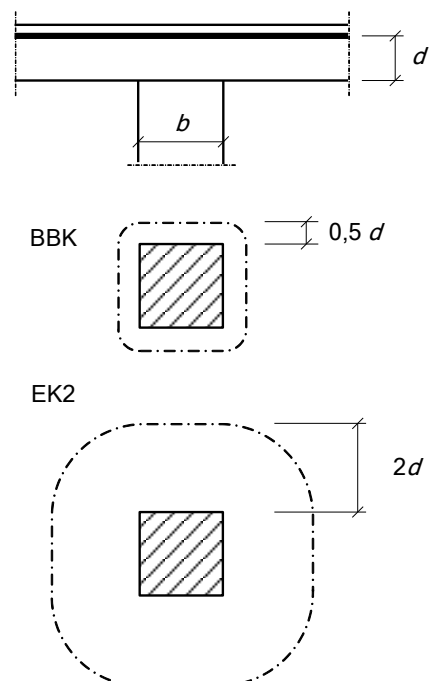
EK2 ger i motsats till BBK ingen generell vridmomentkapacitet utan vridarmering. Å andra sidan behöver ren tvångsvridning (dvs vridmoment som inte är nödvändiga för jämvikten) inte beaktas om det finns viss minimiarmering, och under samma förutsättning kan visst vridmoment tas tillsammans med tvärkraft för massiva rektangulära tvärsnitt.

För dimensionering av statiskt erforderlig vridarmering används liksom i BBK en fackverksmodell, dock med andra och betydligt vidare gränser för trycksträvornas lutning. För kombination av vridning och tvärkraft kan man dimensionera för den sammanlagda inverkan längs en tvärsnittssida på samma sätt som för tvärkraft. Den möjligheten fanns inte med från början i BBK, men infördes i BBK 04.

4.14 Genomstansning (6.4)

Grundprincipen för dimensionering med hänsyn till är densamma i EK2 som i BBK, nämligen att man kontrollerar en formell skjuvspänning i ett cylindriskt snitt på visst avstånd från pelaren i ett pelardäck, eller mer allmänt från den angripande lastens yta. Modellen har ingenting med den verkliga brottmekanismen att göra, utan är bara ett sätt att uttrycka bärförmågan i en enkel modell, där ett uttryck för en formell skjuvhållfasthet kan kalibreras mot försöksresultat.

En grundläggande skillnad är dock att kontrollsnittet enligt EK2 läggs på ett avstånd av $2d$ utanför pelaren eller lastytan, medan motsvarande avstånd enligt BBK är $0,5d$. Se figur 4-4. I EK2:s modell används samma formella skjuvhållfasthet som vid vanlig tvärkraft (t.ex. i en balk), medan BBK:s modell förutsätter ett högre värde vid stansning än vid vanlig tvärkraft, eftersom kontrollsnittet har mindre area.



Figur 4-4. Jämförelse mellan kontrollsnitt enligt EK2:s och BBK:s modeller för genomstansning.

På frågan vilken modell som är mest "rätt" finns inget entydigt svar. Kontrollsnittet är en mer eller mindre godtycklig konvention. Vid utvärdering av försöksresultat divideras brottlasten med kontrollsnittets area. Om arean är stor (EK2) får man ett lägre värde på skjuvhållfastheten än om den är liten (BBK). Förhållandet b/d (se figur 4-4) får dock lite olika inverkan enligt de båda modellerna (större inverkan enligt BBK), så det hela är inte helt godtyckligt. Det finns delade meningar om vilken modell som är bäst i just detta avseende.

Skjuvarmering dimensioneras i EK2 genom ett slags additionsprincip, där bärförmågan erhålls genom att man adderar bidraget från skjuvarmeringen till 75 procent av bärförmågan utan skjuvarmering. BBK behandlar överhuvudtaget inte inverkan av skjuvarmering, men hänvisar till Betonghandbok - Konstruktion, som ger en helt annan modell, kanske mer korrekt, men betydligt krångligare att använda än EK2:s modell.

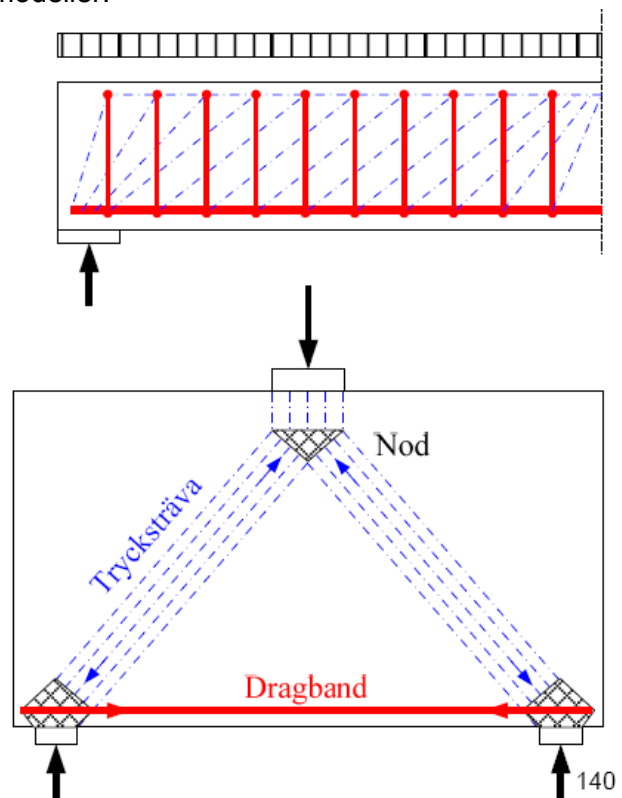
EK2:s modell kan ge mycket hög bärförmåga om man lägger in mycket skjuvarmering, för hög enligt vissa experter, varför Sverige och en del andra länder valt att i sin nationella bilaga begränsa bärförmågan till ett lägre värde än det som ges som övre gräns i EK2.

4.15 Dimensionering med fackverksmodeller (6.5)

Fackverksmodeller används inte bara för dimensionering av skjuvarmering, utan även i många andra sammanhang. Välbekant för de flesta konstruktörer är vissa speciella tillämpningar som dimensionering av konsoler, spjälkarmering m.m. där modeller ges i BBK. Fackverksmodeller har i EK2 ett vidare tillämpningsområde, de används generellt i s.k. *diskontinuitetsområden* eller D-områden, där vanlig balkteori (som förutsätter att plana tvärsnitt förblir plana vid deformation) inte gäller. I EK2 finns ett särskilt avsnitt om detta, med regler för bl.a. vilken tryckhållfasthet som kan utnyttjas i trycksträvor och noder (de punkter där olika krafter möts). BBK har ingen samlad behandling av detta ämne, förutom de nämnda specialfallen (spjälkning, konsoler).

Det kan tilläggas att fackverksmodeller kan användas även i s.k. B-områden, dvs områden där vanlig balkteori antas gälla. Vi har ovan träffat på fackverksmodellen för dimensionering av tvärkraftsarmering.

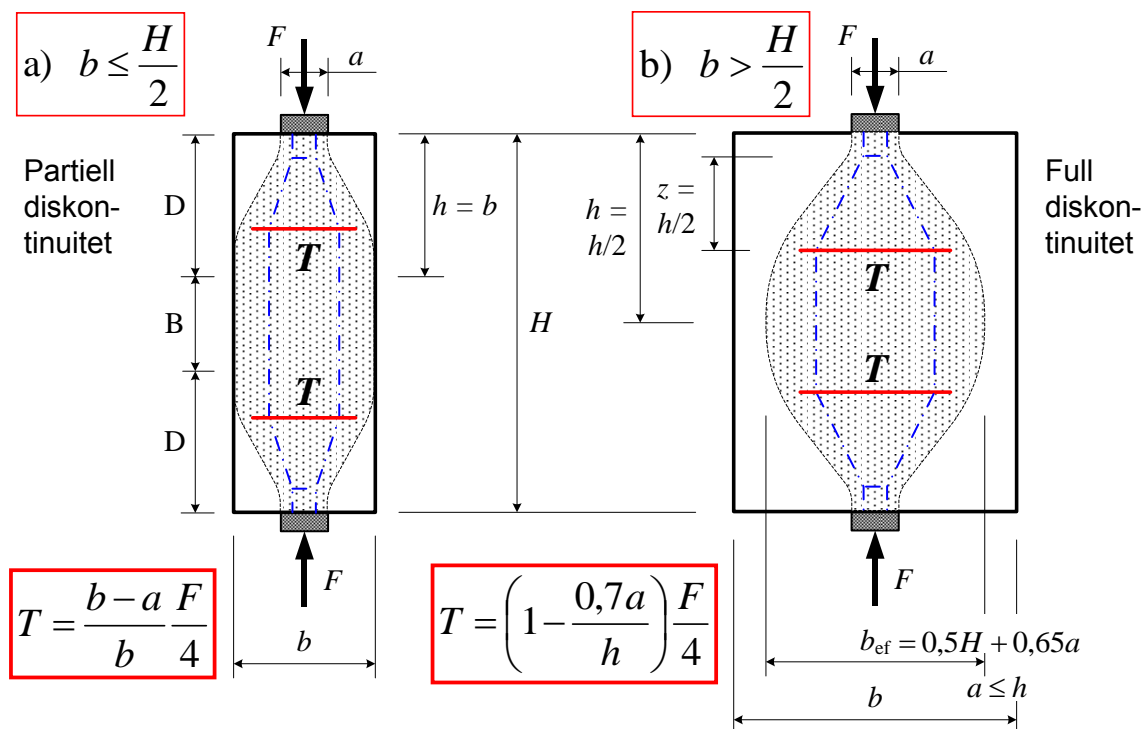
Figur 4-5 och 4-6 ger exempel på fackverksmodeller.



Figur 4-5. exempel på fackverksmodeller.

Överst en fackverksmodell i ett s.k. B-område, för dimensionering av tvärkraftsarmering.

Underst en fackverksmodell i ett D-område, en hög balk med koncentrerad last.



Figur 4-6. Exempel på fackverksmodeller för dimensionering av spjälkarmering vid lokalt tryck.

4.16 Utmattning (6.8)

EK2 ger utförliga regler om utmattning, om man ser till både del 1-1 och del 2 (brodelen). Reglerna innefattar utmattningshållfastheter för armering och betong samt vissa speciella verifikationsmetoder.

I BBK 04 infördes en ny modell för kontroll av tryckutmattning av betong; tidigare modell har ofta givit orimligt konservativa resultat. Det gäller även de modeller som ges i EK2, eftersom även dessa bygger på kontroll av spänningar beräknade enligt modell för bruksgränstillstånd. Någon modell liknande den nya som ges i BBK 04 ges inte i EK2, men i bilaga NA (närmare bestämt i Boverkets föreskrifter EKS) görs en hänvisning till BBK:s nya modell, vilket betyder att denna kan användas.

4.16 Sprickbredder (7.3)

EK2:s regler om tillåtna sprickbredder är ganska grova, men värdena är nationellt valbara, och i den svenska NA-bilagan återges de betydligt mer nyanserade regler om täcksjikt och tillåtna sprickbredder enligt SS 13 70 10, som har använts i Sverige sedan BBK 04 kom ut.

Reglerna om minimiarmering för sprickbredds begränsning (den minsta armeringsmängd som överhuvudtaget anses ha någon effekt på sprickbredder) är mer nyanserade och något mer komplicerade i EK2 än i BBK.

När det gäller kontroll av sprickbredd ger EK2 en möjlighet som saknas i BBK, nämligen kontroll av sprickbredder utan direkt beräkning. Om således vissa förutsättningar ifråga om armeringsspänning, stångdiameter och stångavstånd uppfylls, så anses ett visst sprickbreddskrav vara uppfyllt utan att man behöver beräkna någon sprickbredd.

Om man istället väljer beräkning av sprickbredd så bygger den på samma grundprincip som i BBK, även om det finns skillnader i detaljer.

4.17 Deformationer (7.4)

Om vissa förutsättningar ifråga om slankhet l/d (spännvidd / effektiv höjd) m.m. är uppfyllda, så anses vissa deformationskrav vara uppfyllda utan närmare kontroll. Någon sådan enkel möjlighet ges inte i BBK.

Om man istället väljer beräkning av deformationer och jämförelse med aktuella gränsvärden så ges enkla anvisningar, t.ex. om hur man kan beakta dragen betong mellan sprickor (s.k. *tension stiffening*). Motsvarande finns sedan gammalt även i BBK, men på ett något anorlunda sätt.

4.18 Anordning av armering (8)

Kapitel 8 är ett omfattande kapitel, som ger regler för armeringsutformning i olika avseenden.

För vidhäftning och förankring beaktas inverkan av täckskikt, stångavstånd m.m., liksom i BBK men på annat sätt. Dessutom ges en möjlighet att tillgodoräkna sig ett yttre tryck, som motverkar spjälkning; detta kan vara aktuellt vid förankring av armering över upplag i t.ex. balkar, men är något som saknas i BBK.

EK2 kräver alltid viss tvärarmering inom skarvområden. Å andra sidan medges skarvning av mer än hälften av all armering i samma snitt, om skarvlängden ökas. Enligt BBK ska man i detta fall inte öka skarvlängden, utan istället lägga in extra tvärarmering.

4.19 Regler för särskilda konstruktionsdelar (9)

Kapitlet ger speciella regler för balkar, plattor, pelardäck, pelare, väggar, höga balkar och grundkonstruktioner. Vidare ges regler för områden med diskontinuitet ifråga om geometri och/eller last, samt regler kring sammanhållning mot fortskridande ras.

De speciella reglerna avser minimidimensioner, minimiarmering, armeringsutformning m.m. Alla minimikrav är nationellt valbara. I Sverige väljer vi de flesta av de rekommenderade värdena, men avviker på några punkter.

4.20 Informativa och normativa bilagor

I EK2 finns tio bilagor, som ger kompletterande information på olika områden. Bilagor kan vara normativa eller informativa:

Normativa bilagor har samma status som huvudtext. Huruvida något behandlas i huvudtext eller normativ bilaga har då varit en rent redaktionell fråga.

Informativa bilagor har inte samma status som huvudtext. Det är upp till varje land att ange i sin nationella bilaga om man vill tillämpa en viss informativ bilaga eller inte. En del informativa bilagor innehåller bl.a. sådant som vissa länder varit angelägna om att få med, och som andra varit lika angelägna om att slippa. På det här sättet har båda kategorierna kunnat bli nöjda. Andra informativa bilagor innehåller material av lite handboks-karaktär.

EK2 har en normativ (n) och nio informativa bilagor (i), se nedan. Beträffande normativa och informativa bilagor, se avsnitt 1.6.

- A (i) Reduktion av materialkoefficienter
- B (i) Beräkning av krympning och krypning
- C (n) Egenskaper hos armering
- D (i) Beräkning av relaxationsförluster i spännarmering
- E (i) Lämpliga hållfasthetsklasser med hänsyn till beständighet
- F (i) Beräkning av armering vid plant spänningstillstånd
- G (i) Samverkan byggnad-undergrund
- H (i) Andra ordningens effekter på strukturnivå

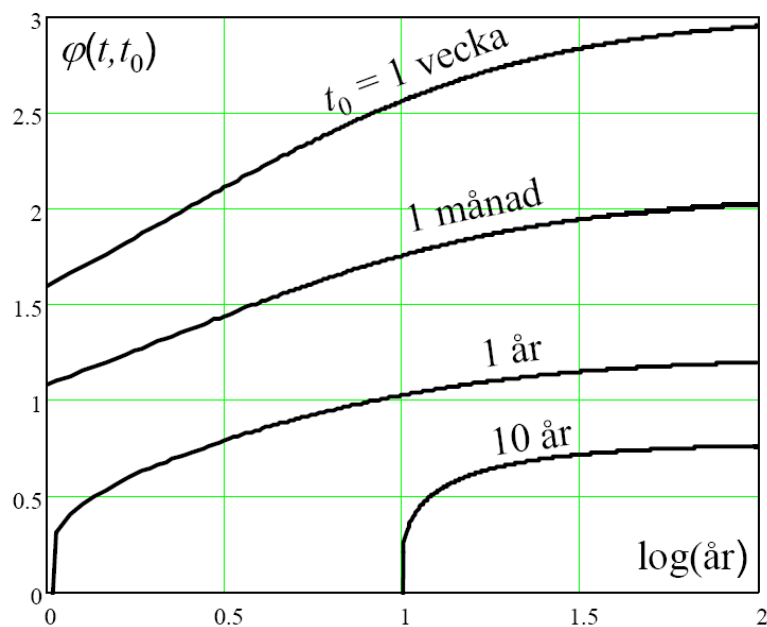
- I (i) Analys av pelardäck och stabiliserande skivor
- J (i) Områden med diskontinuitet ifråga om geometri eller last.

I Sverige tillämpas alla informativa bilagor utom E, då man här vill koppla beständigheten direkt till (ekvivalent) vattencementtal och inte till hållfasthet, även om det finns ett samband mellan dessa. Bilaga E kan trots detta ge viss vägledning i ett tidigt skede, då konstruktören härigenom kan undvika att välja en betonghållfasthet som rimmar dåligt med den betong som krävs med hänsyn till beständigheten.

Av de informativa bilagorna ska här bilaga B belysas lite närmare. Bilagan ger analytiska uttryck för betongens krypning och krympning, som kan vara användbara när man behöver en noggrannare behandling av dessa effekter, inklusive deras utveckling med tiden.

Figur 4-7 visar ett exempel på krypkurvor beräknade för vissa förutsättningar. Man kan notera att den tidpunkt då en last läggs på har avgörande betydelse för kryptalet efter lång tid. Andra parametrar som har betydelse för kryptalet är

- relativ fuktighet i konstruktionens omgivning
- betongens hållfasthet
- cementtypen
- tvärsnittets absoluta storlek och form
- temperaturen.

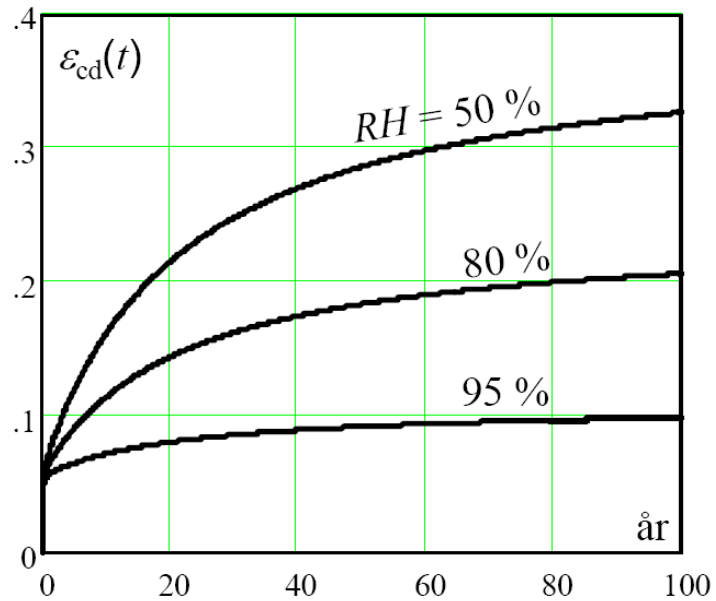


Figur 4-7. Exempel på beräknade krypkurvor (φ är det s.k. kryptalet).

Figur 4-8 visar ett exempel på beräknade kurvor för betongens krympning. Eftersom krympningen till stor del beror av betongens uttorkning blir krympningen större ju lägre relativ fuktighet omgivningen har. Även vid mycket hög fuktighet får man emellertid en viss krympning, som kallas *autogen krympning* (kemisk krympning), som är oberoende av uttorkningen. I BBK behandlas inte autogen krympning.

Förutom relativa fuktigheten beaktas följande parametrar:

- betonghållfasthet
- cementtyp
- tvärsnittsmått.



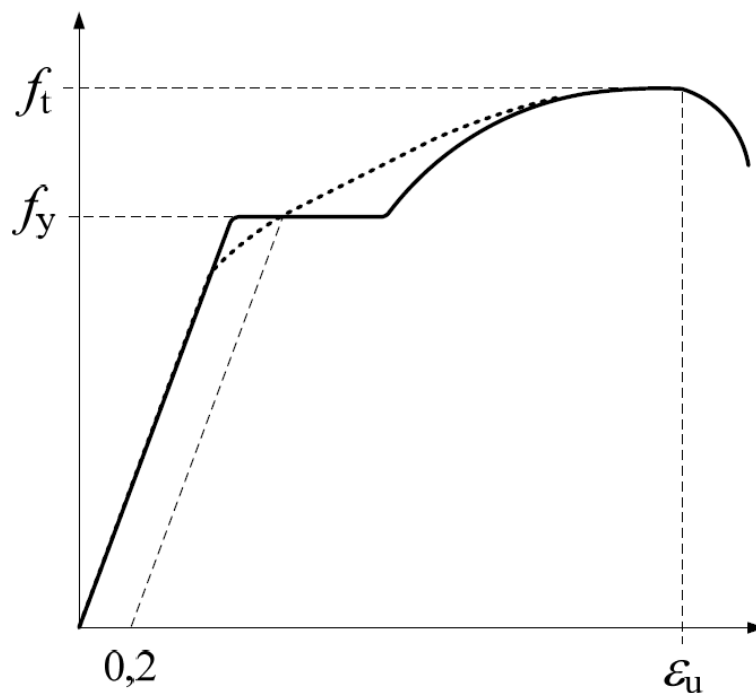
Figur 4-8. Exempel på beräknade kurvor för betongens krympning, uttryckt i ‰.

Den enda normativa bilagan C anger de egenskaper för armering, vilka är en förutsättning för att dimensioneringsreglerna i EK2 ska vara giltiga. En viktig egenskap för betongkonstruktioners funktion i brottstadiet är *armeringens duktilitet*, för vilken tre klasser anges. För varje klass ställs minimikrav på *hållfasthetskvot* och *gränstöjning* enligt tabell 4-1.

Tabell 4-1. Krav på hållfasthetskvot och gränstöjning för armering.

Egenskap	Klass		
	A	B	C
Hållfasthetskvot f_t/f_y	1,05	1,08	1,15
Gränstöjning ϵ_u ‰	2,5	5,0	7,5

Hållfasthetsvärdena f_t (brottgräns) och f_y (flytgräns) samt gränstöjningen (ϵ_u) illustreras i figur 4-9.



Figur 4-9. Illustration av brottgräns (f_t), flytgräns (f_y) och gränstöjning (ϵ_u).

Heldragen kan gälla ett varmvalsat stål, streckad kurva ett kallbearbetat. (Kurvorna är dock missvisande såtillvida att varmvalsad armering normalt har mycket större gränstöjning än kallbearbetad.)

För broar krävs minst duktilitetsklass B och för armering i konstruktioner utsatta för jordbävning minst klass C. För analys med plasticitetsteori fordras minst klass B. Den i Sverige vanligaste armeringstypen, B500B, uppfyller kraven i klass B med god marginal. Armeringsnät typ NPs 500 klarar däremot inte kraven för klass B.

5. EN 1994: Eurokod 4 - Dimensionering av samverkanskonstruktioner i stål och betong

5.1 Översikt

Eurokod 4 består av tre delar som framgått av tabell 1.

EK4 del 1-1 ger grundläggande regler för dimensionering av bärande konstruktioner av betong och stål i samverkan. Reglerna är i sin helhet tillämpliga för byggnader, och till största delen även för andra typer av samverkanskonstruktioner. Kompletterande regler för broar ges i EK4 del 2. Brandteknisk dimensionering av samverkanskonstruktioner, i första hand byggnader, behandlas i EK4 del 1-2. De olika delarnas förhållande till varandra motsvarar förhållandet mellan de tre första delarna av EK2.

I fortsättningen behandlas i första hand EK4 del 1-1 (fortsättningsvis skrivs då endast EK4). Den har följande huvudinnehåll och ungefärliga sidantal. Kapitelindelningen är densamma som i EK2 till och med kapitel 7.

Förord	4
1. Allmänt	14
2. Grundläggande dimensioneringsregler	2
3. Material	2
4. Beständighet	1
5. Bärverksanalys	11
6. Brottgränstillstånd	43
7. Bruksgränstillstånd	6
8. Samverkansknutpunkter i byggnader	4
9. Samverkansplattor med profilerad plåt för byggnader	13
Bilagor	18
<hr/>	
Summa	118

Vid jämförelse med EK2 kan man konstatera att EK4:s kapitel 3, 4, 5 och 7 är betydligt kortare än motsvarande kapitel i EK2, medan däremot kapitel 6 är längre. Att EK4 har endast ca hälften av det totala sidantalet hos EK2 del 1-1 beror delvis på att EK4 på många ställen kan hänvisa till EK2 och EK3.

En detaljerad innehållsförteckning till EK4 del 1-1 ges i bilaga 4.

Nedan kommenteras delar av det tekniska innehållet i EK4 del 1-1. EK4:s rubriknummer anges inom parentes för orientering, jfr innehållsöversikten ovan. Som tidigare påpekats så har tidigare inte funnits några normer för samverkanskonstruktioner i Sverige. Därför kan inte heller några jämförelser göras, på samma sätt som mellan EK2 och BBK. För införande av EK4 i Sverige gäller samma förutsättningar som för EK2.

5.2 Klassificering av laster (2.3.3)

Här hänvisas till EN 1991, utom när det gäller inverkan av betongens krympning och krypning. Dessa båda fenomen får en särskild betydelse i samverkanskonstruktioner, eftersom de innehåller en stor andel stål jämfört med vanlig armerad betong. I vanliga betongkonstruktioner behöver man endast beakta dessa fenomen i bruksgränstillstånd, samt i brottgränstillstånd med andra ordningens effekter, jfr avsnitt 4.3. För samverkanskonstruktioner kan krympning och krypning vara av betydelse i fler än dessa fall.

5.3 Material (3) och Beständighet (4)

Dessa kapitel är mycket korta och består till större delen av hänvisningar till EK2 och EK3. För profilerad plåt till samverkansplattor i byggnader ges dock lite anvisningar om zinkbeläggning.

5.4 Bärverksanalys (5)

Kapitlet handlar i stor utsträckning om analysmetoder för samverkanskonstruktioner i form av balkar och pelare, med beaktande av plasticering i stål, krypning, krympning och uppsprickning i betong samt temperatureffekter.

Knutpunkter kan modelleras som

- ledade
- momentstyv
- eftergivliga.

För beräkning av krafter och moment beskrivs

- linjärelastisk analys
- ickelinjär analys
- linjärelastisk analys med begränsad omfördelning för byggnader
- flytleadsanalys för byggnader.

5.5 Brottgränstillstånd (6)

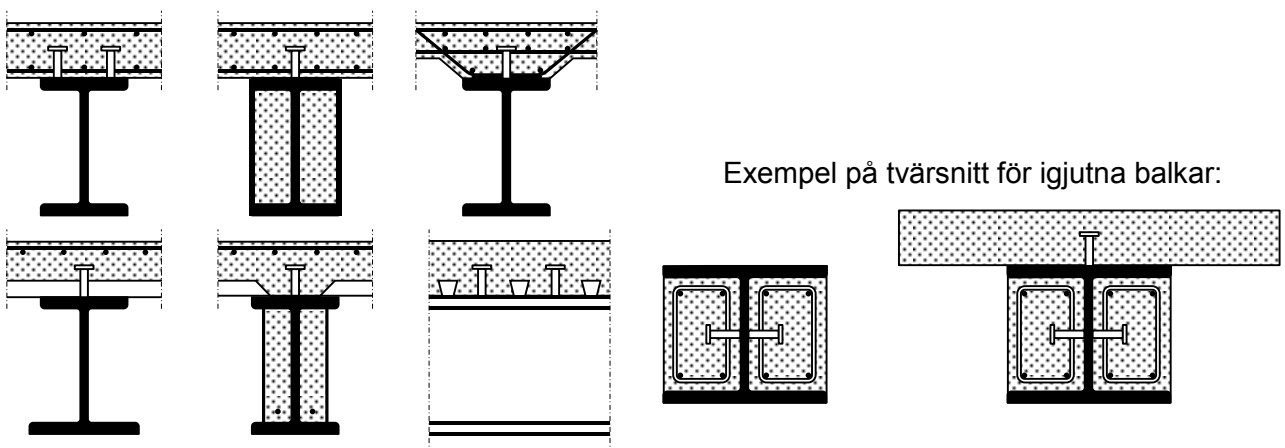
Detta kapitel är mycket innehållsrikt, och har följande huvudrubriker

- 6.1 Balkar
- 6.2 Balktvärsnitts bärförmåga
- 6.3 Igjutna balkar i byggnader
- 6.4 Vippning av samverkansbalkar
- 6.5 Lokal intryckning av liv
- 6.6 Skjuvförbindning
- 6.7 Samverkanspelare och andra tryckbelastade bärverksdelar med samverkan
- 6.8 Utmattning

I det följande illustreras delar av innehållet i kapitel 6.

5.5.1 Balktvärsnitt (6.2-6.3)

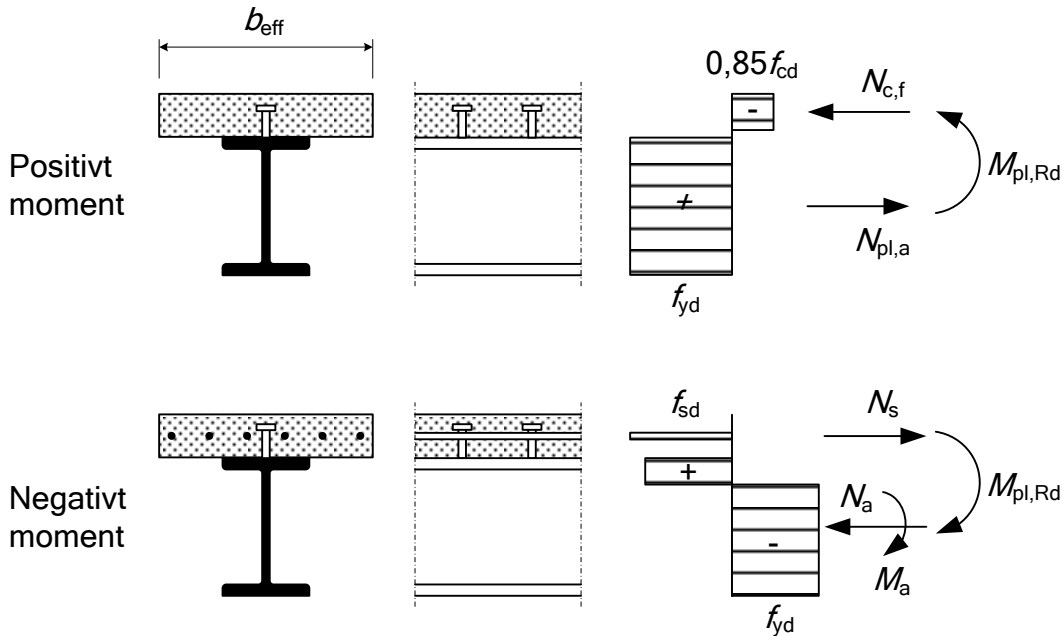
Typiska samverkanstväschnitt för balkar visas i figur 4-1.



Figur 4-1. Exempel på samverkanstvärsnitt för balkar. Baserat på figur 6.1 och 6.8 i EK4.

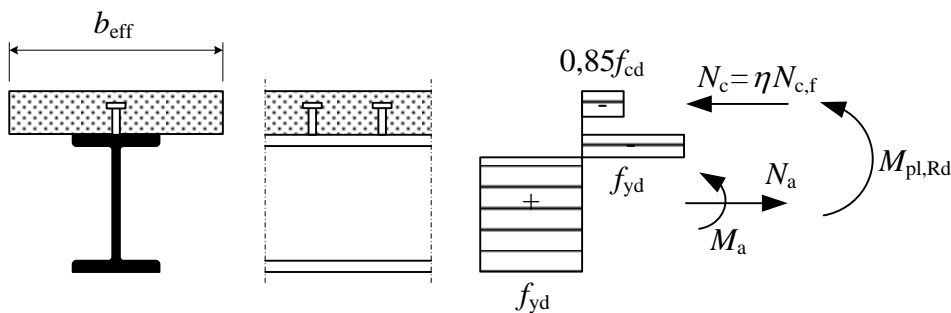
Tvärsnitts bärförmåga för böjning kan bestämmas med stelplastisk analys om tvärsnittet är av klass 1 eller 2. I annat fall används elastisk eller icke linjär analys. Tvärsnittsklasser definieras i EK3 och har att göra med tvärsnittsdelarnas slankhet och risken för buckling. I samverkanstvärsnitt kan buckling elimineras genom tvärsnittsdelarnas anslutning mot betong.

I figur 4-2 visas exempel på plastiska spänningsfördelningar vid *full skjuvförbindning*² (i figuren är f_{yd} , f_{sd} och f_{cd} dimensionerande hållfasthet för stål, armering respektive betong).



Figur 4-2. Exempel på spänningsfördelningar för positivt respektive negativt moment vid full skjuvförbindning. Baserat på figur 6.2 i EK4.

Vid positivt moment (dvs tryck i betongplattan) kan man även ha *partiell skjuvförbindning*¹, varvid spänningsfördelningen modifieras enligt figur 4-3.



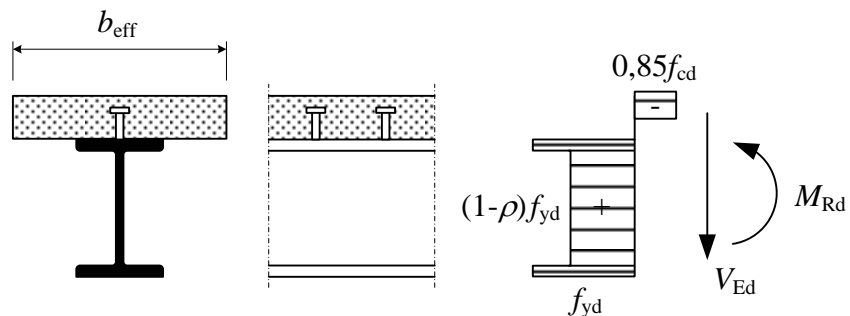
Figur 4-3. Exempel på spänningsfördelning för positivt moment vid partiell skjuvförbindning. Baserat på figur 6.4 i EK4.

Vid samtidig inverkan av tvärkraft kan momentbärförmågan beräknas enligt figur 4-4, där

$$\rho = (2V_{Ed}/V_{Rd} - 1)^2 \quad V_{Ed} = \text{dimensionerande tvärkraft, } V_{Rd} = \text{bärförmåga för enbart tvärkraft.}$$

² Full skjuvförbindning råder när en ökning av bärförmågan för längsskjuvning inte ökar bärförmågan för moment, i annat fall är skjuvförbindningen *partiell*. Partiell skjuvförbindning ställer särskilda krav på skjuvförbindningens duktilitet.

Figur 4-4. Plastisk spänningsfördelning med beaktande av samtidig tvärkraft. Baserat på figur 6.7 i EK4.



5.5.2 Skjuvförbindare (6.6)

Skjuvförbindare är naturligtvis av avgörande betydelse i en samverkanskonstruktion, och behandlas därför utförligt. Avsnitt 6.6 är tillämpligt i första hand för samverkansbalkar men i tillämpliga delar även för andra bärverksdelar med samverkan, t.ex. pelare.

Skjuvförbindare förutsätts överföra längsgående skjuvkrafter mellan betong och stål med försummande av naturlig vidhäftning. De ska ha tillräcklig deformationskapacitet för att berätta den oelastiska omfördelning av skjuvkrafter som förutsätts vid dimensioneringen. En förbindare får betraktas som duktil om karakteristisk glidningskapacitet δ_{uk} är minst 6 mm.

Skjuvförbindare ska även förhindra separation mellan betong och stål (såvida inte separation hindras med andra åtgärder). För att hindra separation bör skjuvförbindare utformas för att uppta en nominell dragkraft vinkelrätt mot stålflänsen av minst 0,1 gånger förbindarens dimensionerande bärförmåga för skjuvning. Om nödvändigt bör de förses med särskilda förankringsanordningar. Svetsbultar får antas förhindra separation utan särskilda anordningar, om de inte samtidigt utsätts för dragkrafter av last.

Längsskjuvbrott och spjälkning av betongplattan på grund av koncentrerade krafter från förbindarna förhindras genom tvärarmering.

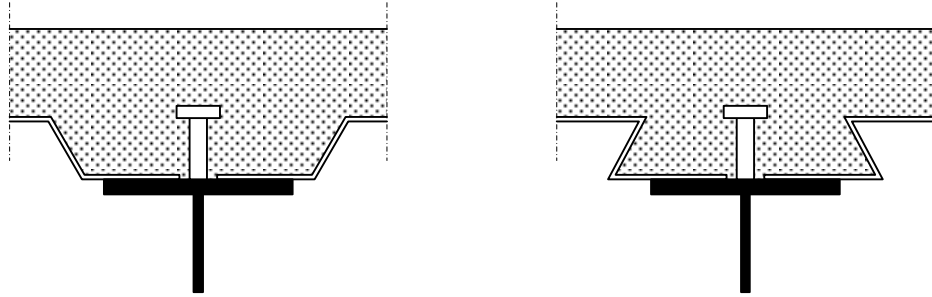
Om andra skjuvförbindare än de som behandlas i 6.6 används för att överföra skjuvkrafter bör det antagna beteendet vara baserat på provning och stödjas av en beräkningsmodell. Dimensioneringen av en bärverksdel med samverkan bör så långt som möjligt följa dimensioneringen av en liknande bärverksdel med skjuvförbindare enligt 6.6.

För byggnader bör antalet skjuvförbindare vara minst lika med längsskjuvkraften i brottgränstillståndet dividerad med dimensionerande bärförmåga för en skjuvförbindare, P_{Rd} .

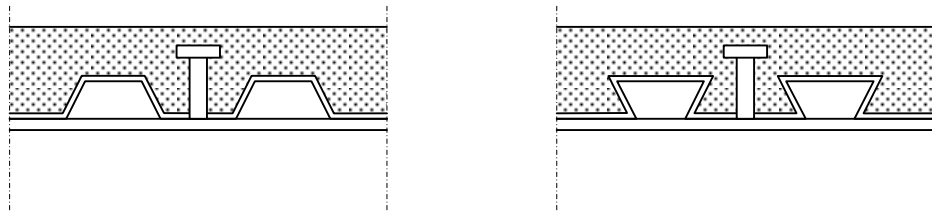
Om alla tvärsnitt är i klass 1 eller 2 (jfr ovan under rubriken Balktvärsnitt) får partiell skjuvförbindning (se fotnot 1 ovan) användas för balkar i byggnader. Antalet skjuvförbindare ska då bestämmas med teori för partiell skjuvförbindning med beaktande av skjuvförbindarnas deformationskapacitet. Bestämning av momentkapacitet vid partiell skjuvförbindning illustreras i flera figurer.

I figur 4-5 till 7 visas skjuvförbindare i olika situationer.

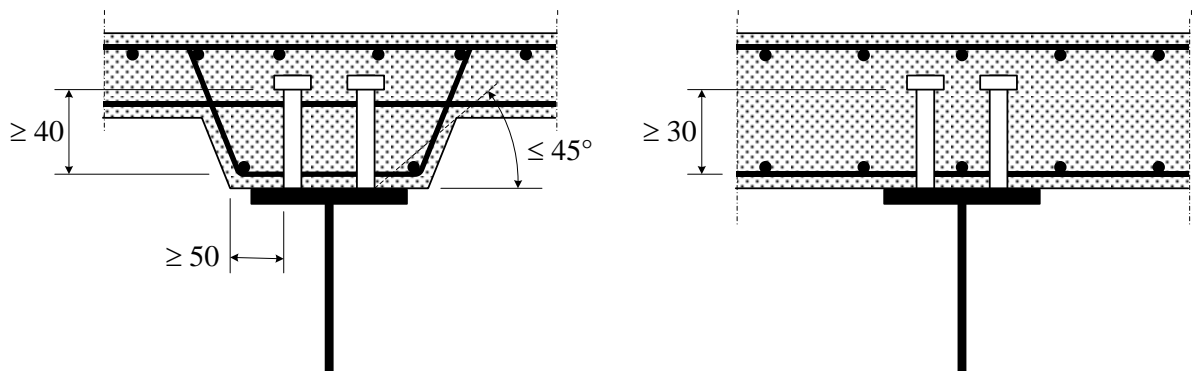
Figur 4-5. Balk med profilerad plåt parallell med balken. Baserat på figur 6.12 i EK4.



Figur 4-6. Balk med profilerad plåt tvärs balken. Baserat på figur 6.13 i EK4.



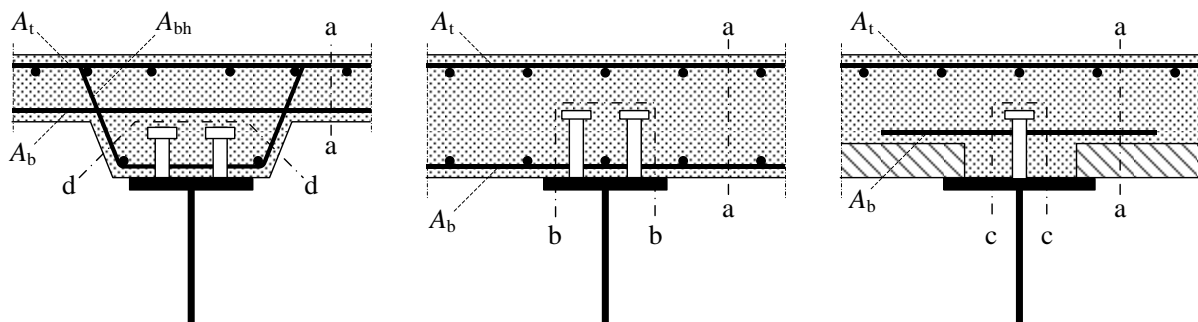
Där en betongvot används mellan stålprofilen och betongplattans undersida bör votens sidor ligga utanför en linje i 45° från skjuvförbindarens utsida, se figur 6.14. Det nominella täckskiktet från votens sida till skjuvförbindaren bör vara minst 50 mm. Tillräcklig tvärarmering bör anordnas i voten med minst 40 mm fritt avstånd under ytan på förbindaren som motverkar separation, jfr figur 4-7.



Figur 4-7. Exempel på detaljutformning. Baserat på figur 6.14 i EK4.

För bestämning av svetsbultars bärförmåga med hänsyn till stålets och betongens hållfastheter ges detaljerade anvisningar.

Dessutom måste man beakta möjliga skjuvbrott i betongen, för vilket olika tänkbara brottytor definieras. Erforderlig tvärarmering som korsar dessa brottytor läggs in. I avsaknad av noggrannare beräkning kan erforderlig armering och övre gräns för bärförmåga bestämmas enligt regler för skjuvkraftöverföring mellan flänsar och liv enligt EK2 avsnitt 6.2.4. Exempel på brottytor visas i figur 4-8.



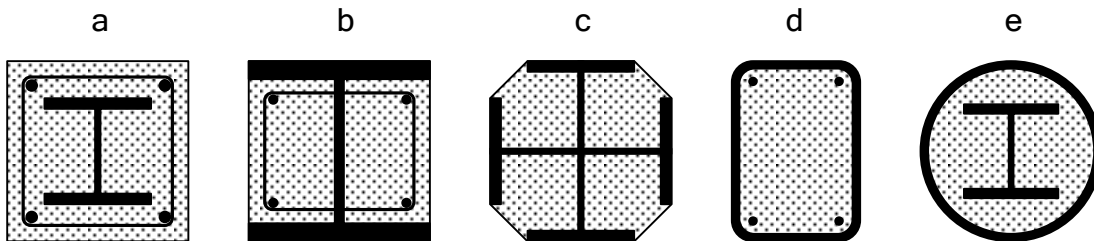
Figur 4-8. Exempel på möjliga skjuvbrottytor och armering som verkar i respektive brottyta, baserat på figur 6.15 i EK4.

- a-a: $A_t + A_b$
- b-b: $2A_b$
- c-c: $2A_b$
- d-d: $2A_{bh}$

Utöver regler för beräkning av svetsbultars bärförmåga och erforderlig tvärarmering i betongen ges regler för detaljutformning, t.ex. ifråga om minsta avstånd mellan svetsbultar, dessas minsta längd, minsta tvärarmering i betongen m.m.

5.5.3 Samverkanspelare (6.7)

Samverkanstvärsnitt för pelare och andra tryckta konstruktioner kan bestå av kringjutna eller igjutna profiler eller igjutna rör, eller kombinationer. Exempel visas i figur 4-9.



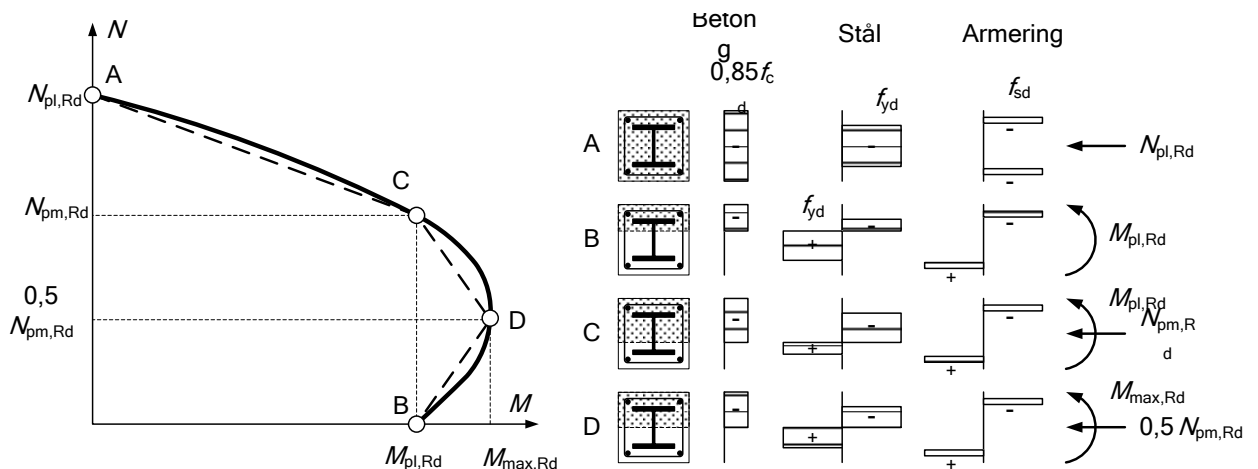
Figur 4-9. Exempel på samverkanstvärsnitt för pelare. Baserat på figur 6.17 i EK4.

Stålets andel δ av den plastiska bärförmågan för centriskt tryck bör uppfylla villkoret $0,2 \leq \delta \leq 0,9$.

Samverkanspelare eller andra tryckbelastade bärverksdelar med samverkan bör verifieras med avseende på

- bärförmåga för bärverksdelen som helhet (inklusive andra ordningens effekter),
- lokal buckling i stålet,
- lastinföring och
- skjuvning mellan stål och betong.

Figur 4-10 visar hur man kan konstruera en förenklad polygonformad interaktionskurva för tryck och böjning, genom att definiera punkter svarande mot vissa distinkta spänningsfördelningar.



Figur 4-10. Förenklad interaktionskurva för tryck och böjning med punkter definierade av vissa spänningsfördelningar. $N_{pm,Rd}$ definieras som $0,85f_{cd}A_c$ för kringgjutna och igjutna profi-

ler (a, b, c i figur 4-9), och som $f_{cd}A_c$ för betongfyllda rör (d, e i figur 4-9). Baserat på figur 6.19 i EK4.

5.5.4 Skjuvförbindning och lastinföring (6.7.4)

I områden där krafter och moment från anslutna bärverksdelar förs in och där laster förs in längs pelaren fordras åtgärder för att fördela krafterna mellan stål och betong. Skjuvhållfastheten mellan stål och betong måste beaktas och det får inte ske så mycket glidning att de antaganden som görs för dimensioneringen blir ogiltiga (t.ex. i fråga om spänningsfördelning).

Även vid betydande tvärkraft, t ex på grund av lokala transversallaster eller ändmoment, fordras åtgärder för överföring av längsgående skjuvspänningar mellan stål och betong. Vid enbart normalkraft behöver längsskjuvning inte beaktas utanför områden för lastinföring.

Skjuvförbindare bör anordnas i områden för lastinföring och tvärsnittsändring om en viss skjuvspänning $\pm\tau_{Rd}$, se tabell 1, överskrids i gränsen mellan stål och betong. Om laster införs enbart i betongtvärsnittet bör värden från en elastisk analys med beaktande av krypning och krympning användas. I annat fall bör krafterna i gränsskiktet bestämmas som de mest ogynnsamma enligt plastisk *eller* elastisk analys.

Tabell 5-1.
Dimensionerande
skjuvhållfasthet
(tabell 6.6 i EK4).

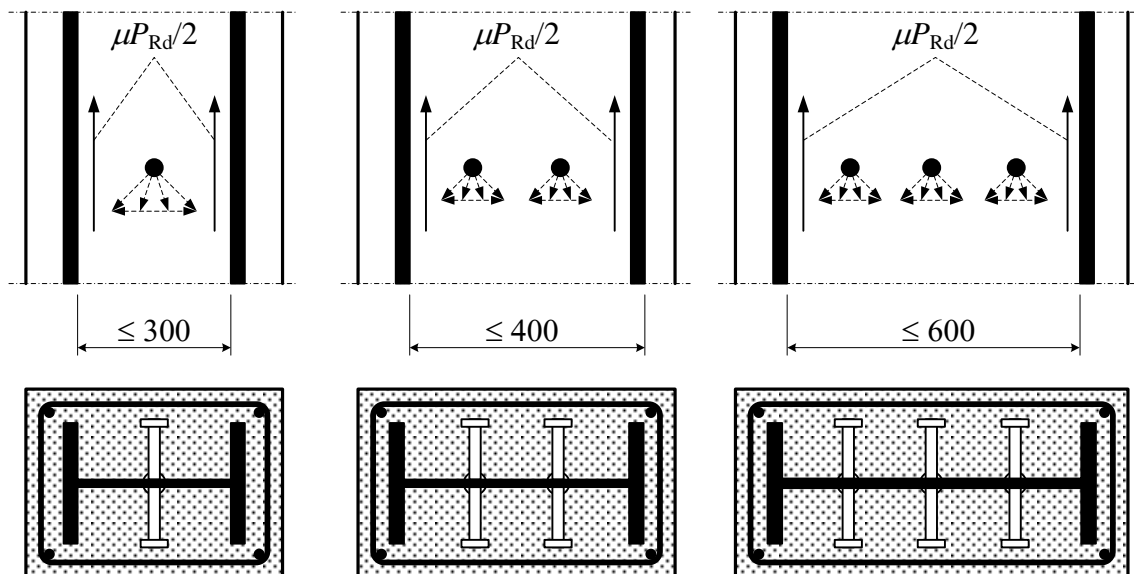
Tvärsnittstyp	τ_{Rd} (MPa)
Kringgjutna stålprofiler	0,30
Betongfyllda runda rör	0,55
Betongfyllda rektangulära rör	0,40
Flänsar i igjutna profiler	0,20
Liv i igjutna profiler	0

Skjuvspänningen av en viss skjuvkraft bestäms av en lastinföringslängd, som i avsaknad av noggrannare beräkning inte bör antas överstiga $2d$ eller $L/3$, där d är pelarens minsta tvärmått och L är pelarlängden.

För tryckbelastade bärverksdelar där lasten förs in genom ändplåtar med full anliggning mellan betong och ändplåt, med beaktande av betongens krypning och krympning, behövs ingen skjuvförbindning.

För betongfyllda runda rör får inverkan av inneslutning (omslutningseffekt enligt EK2, se därom) tillgodoräknas om vissa villkor uppfylls.

Med svetsbultar placerade på livet till en kringgjuten/igjuten I-profil eller liknande kan man beakta de friktionskrafter som uppstår på grund av att flänsarna förhindrar betongens tvärvridning. Den bärförmåga som adderas till svetsbultarnas bärförmåga får därvid antas vara $\mu P_{Rd} / 2$ vid varje fläns och varje horisontal rad av svetsbultar; här är μ tillämplig friktionskoefficient och P_{Rd} är bärförmågan för en enskild svetsbult. För omålat stål får μ tas som 0,5. Se vidare figur 4-11.



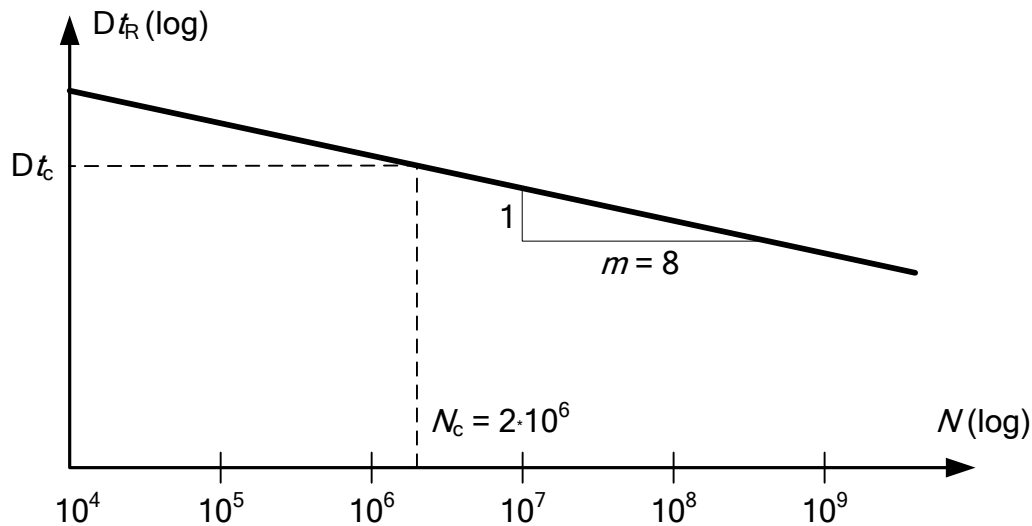
Figur 4-11. Friktionskrafter i pelare med svetsbultar på livet. Baserat på figur 6.21 i EK4.

5.5.5 Utmattning (6.8)

För byggnader behöver utmattning i stål, armering, betong och skjuvförbindning endast beaktas i vissa fall, definierade i EK2 och EK3:

- Enligt EK2 för bärverk och bärverksdelar som utsätts för regelbundna lastcykler; som exempel nämns kranbanor (broar med hög trafiklast nämns också, men de hör ju inte till byggnader).
- Enligt EK3 för bärverksdelar som
 - bär lyftanordningar eller rullande laster
 - utsätts för upprepade spänningscykler från vibrerande maskiner
 - vindinducerade svängningar
 - utsätts för svängningar av många människor i rörelse.

När det gäller utmattningshållfasthet för betong och armering hänvisas till EK2, och när det gäller konstruktionsstål och svetsar till EK3. Utmattningshållfasthet för skjuvförbindare behandlas däremot i EK4. En utmattningskurva (Wöhlerkurva) för automatsvetsade bultar visas nedan. I figur 4-12 är $\Delta\tau_R$ utmattningshållfastheten relaterad till svetsbultens nominella skaftarea, $\Delta\tau_c = 90$ MPa (referensvärde för $N_c = 2$ miljoner lastväxlingar), $m = 8$ och $N =$ antalet lastcykler.



Figur 4-12. Utmattningskurva (Wöhlerkurva) för svetsbultar i massiv betong. Baserat på figur 6.25 i EK4.

5.6 Dimensionering i bruksgränstillstånd (7)

Kapitel 7 behandlar dimensionering i bruksgränstillstånd i följande avseenden:

- Begränsning av spänningar (7.2)
- Deformationer i byggnader (7.3)
- Betongens uppsprickning (7.4)

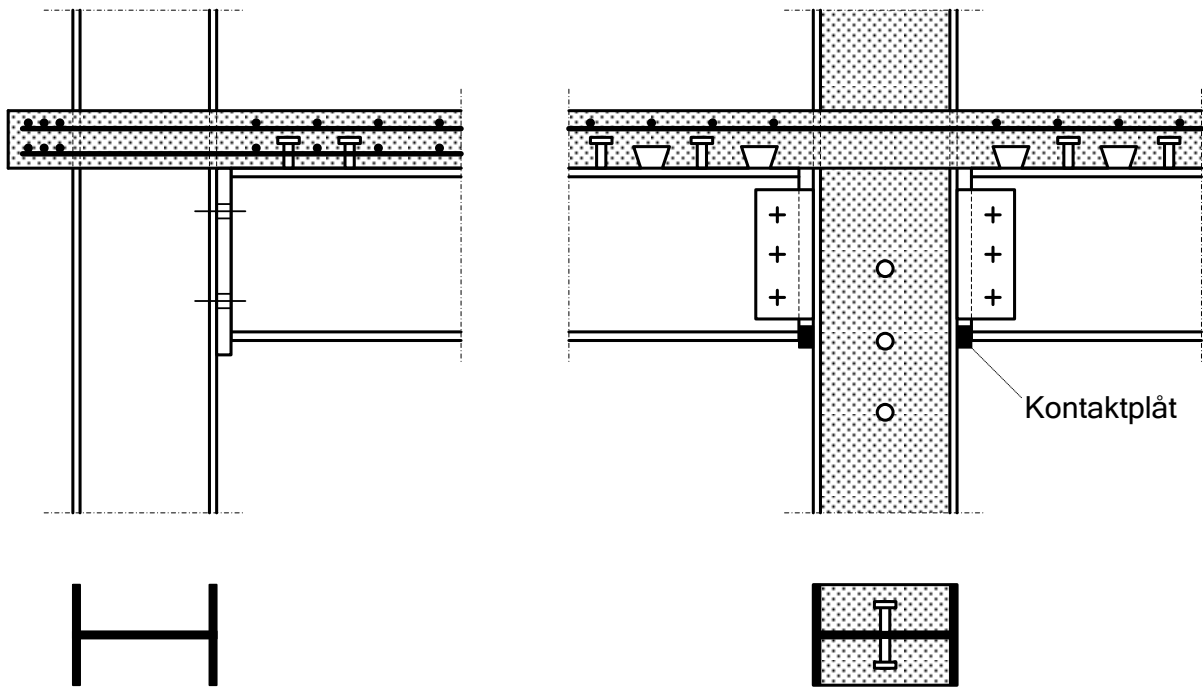
I byggnader behöver spänningar normalt endast begränsas om utmattningsverifiering fordras, jfr ovan.

Vid beräkning av deformationer i samverkansbalkar tillkommer en del saker att beakta jämfört med "rena" betongbalkar respektive stålbalkar (eller motsvarande plattor, såsom skjuvdeformationer (förskjutningar i skjuvförbindningen), olika statiskt verkningssätt före och efter betongens härdning m.m. Några kriterier för acceptabla deformationer ges inte (här bör man i avsaknad av andra krav kunna tillämpa de enkla kriterier som ges i EK2).

Avsnittet om betongens uppsprickning har stora likheter med motsvarande avsnitt i EK2, och det finns en del hänvisningar dit.

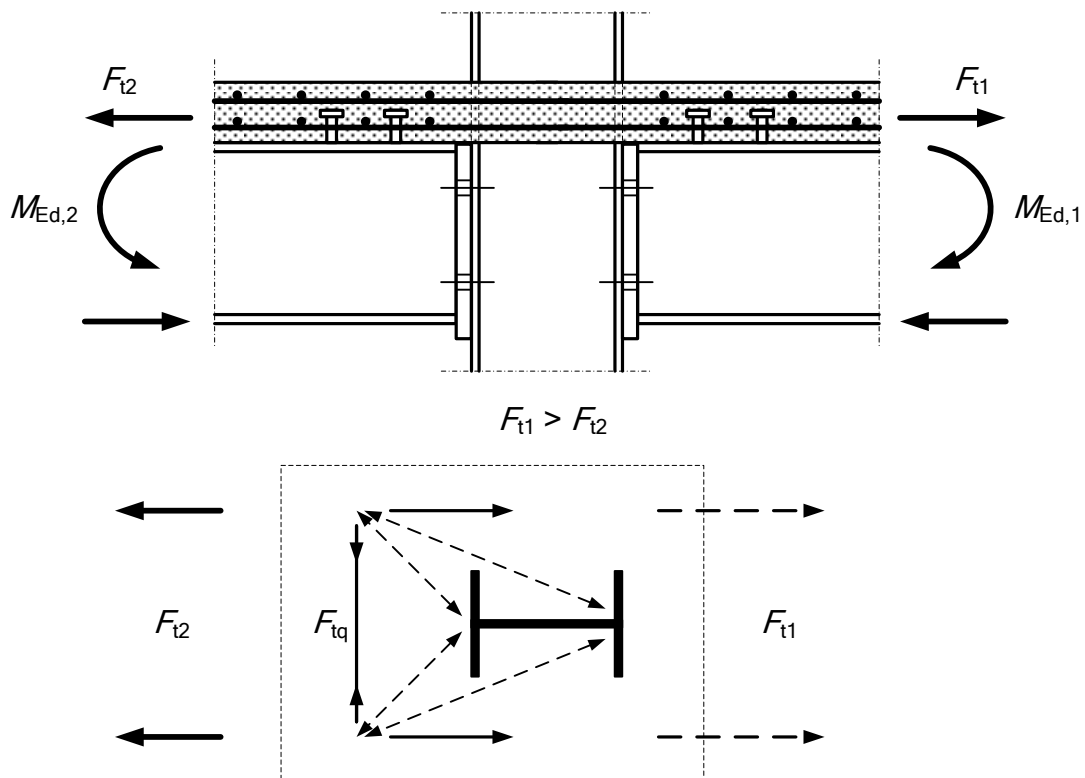
5.7 Samverkansknutpunkter i byggnader (8)

Detta kapitel är relativt kort och ger kompletteringar eller avvikelser från motsvarande kapitel i EK3. Ett exempel på samverkansknutpunkter visas i figur 4-13.



Figur 4-13. Exempel på samverkansknutpunkter, ensidig (t.v.) respektive dubbelsidig (t.h.). Baserat på figur 8.1 i EK4.

Om det förekommer obalanserad last i en knutpunkt kan krafter överföras mellan betong och stål genom fackverksmodeller, exempelvis enligt 14.

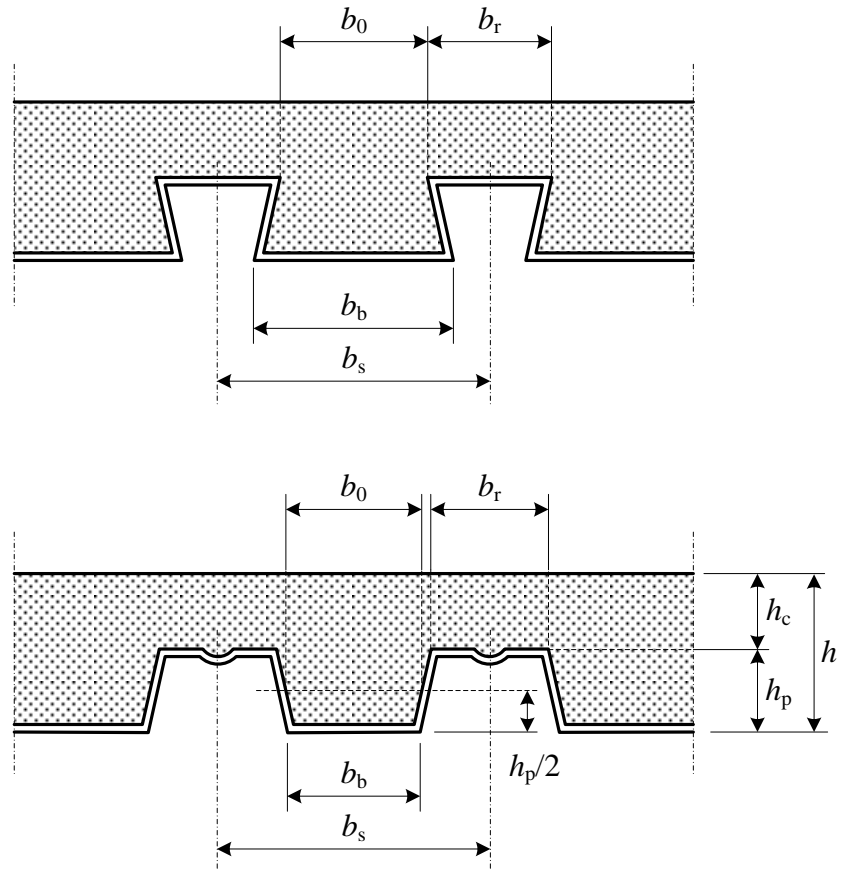


Figur 4-14. Fackverksmodell för att ta upp skillnad i dragkraft i platta på ömse sidor om en knutpunkt. Baserat på figur 8.2 i EK4 (men något modifierad).

5.8 Samverkansplattor med profilerad plåt för byggnader (9)

Kapitel 9 behandlar samverkansplattor som endast bär i ribbornas riktning, inklusive konsolplattor. Kapitlet gäller för byggnader med övervägande statisk nyttig last inklusive industribyggnader där plattorna kan utsättas för rörliga laster.

Giltigheten begränsas till profiler med litet avstånd mellan livet, definierat av en övre gräns för kvoten b_r / b_s , se figur 4-15. Värdet är nationellt valbart med rekommenderat värde 0,6.



Figur 4-15. Mått för profil och platta. Baserat på figur 9.2 i EK4.

Samverkansplattor är tillåtna även om den nyttiga lasten i stor utsträckning är upprepad eller påförs plötsligt, så att dynamiska effekter uppstår, men risken för att samverkan försämras med tiden måste då beaktas.

För samverkansplattor utsatta för seismiska laster fordras en lämplig dimensioneringsmetod för seismiska förhållanden, som bestäms för aktuellt projekt eller ges i annan Eurokod.

Samverkansplattor kan användas för stabilisering av stålbalkar och som skiva för att uppta horisontala laster vid stabilisering av en byggnad, men EK4 ger inga specifika regler. För skivverkan i profilerad plåt innan betongen har gjutits och härdats gäller reglerna i EN1993-1-3, kapitel 10.

Kapitel 9 innehåller i övrigt regler om detaljutformning, laster och lasteffekter, analys av inre krafter och moment, verifiering av den profilerade plåten som form, verifiering av samverkansbjälkag i brott- och bruksgränstillstånd.

I bilaga A behandlas styvheten hos knutpunktskomponenter i byggnader. I bilaga B behandlas vissa provningsmetoder.

6. EN 1998, Eurokod 8: Dimensionering m.h.t. jordbävning

6.1 Allmänt

EN 1998 behandlar dimensionering och utförande av byggnader och anläggningar i områden med jordbävningensrisk. Ändamålet är att skydda människor och att begränsa skador under jordbävning. EN 1998 består av sex delar:

- Del 1: Allmänna regler, seismiska laster och speciella regler för byggnader
- Del 2: Broar
- Del 3: Tillståndsbedömning och återställande av byggnader efter jordbävningsskada
- Del 4: Silor, behållare och rörledningar
- Del 5: Grundläggning, stödmurar och geoteknik
- Del 6: Torn, master och skorstenar

Det är inte troligt att Eurokod 8 kommer att användas i Sverige annat än till speciella konstruktioner, såsom kärnkraftverk, långa broar och höga byggnader. Däremot kan den naturligtvis komma till användning när svenska konstruktörer arbetar med uppdrag i länder där det förekommer jordbävningar. Det kan f.ö. nämnas att dimensionering m.h.t. jordbävning numera krävs i Norge, trots att förhållandena där torde vara ganska lika dem i Sverige.

Del 1 har följande huvudinnehåll (eftersom ingen svensk översättning finns, och inte heller planeras, ges rubrikerna på engelska; detaljerad innehållsförteckning till del 1 ges i bilaga 5:

1. General
2. Performance Requirements and Compliance Criteria
3. Ground Conditions and Seismic Action
4. Design of Buildings
5. Specific Rules for Concrete Buildings
6. Specific Rules for Steel Buildings
7. Specific Rules for Steel-Concrete Composite Buildings
8. Specific Rules for Timber Buildings
9. Specific Rules for Masonry Buildings
10. Base Isolation

Även om del 1 har orden "regler för byggnader" i titeln så är den grundläggande även för de övriga typerna av konstruktioner. Man kan här dra en parallell med EK2-EK5, som också har en första del med orden "regler för byggnader" i titeln, men som ändå är grundläggande för alla typer av konstruktioner. I EC8 del ges således allmänna regler om funktionskrav, seismisk påverkan, analysmetoder och allmänna begrepp som är tillämpliga även för annat än byggnader. I separata kapitel 5-9 behandlas de viktigaste konstruktionsmaterialen betong, stål, samverkande stål-betong, trä och murverk. Ett kapitel (10) behandlar jordbävningensdimensionering baserad på isolering mellan grundkonstruktion och överbyggnad.

I det följande presenteras översiktligt det tekniska innehållet i EN 1998 del 1³ med speciell inriktning på betongkonstruktioner. Eftersom det inte finns några motsvarande svenska regler kan inga jämförelser göras. Framställningen bygger på EN 1998-1 samt på Fardis (2008)⁴.

³ Fortsättningsvis förkortad EC8; "EC" istället för "EK" eftersom den inte finns på svenska.

⁴ Fardis M N: Earthquake-resistant design of concrete buildings according to en1998-1 (Eurocode 8). http://eurocodes.jrc.ec.europa.eu/doc/WS2008/Fardis_2008.pdf

6.2 Seismisk påverkan och funktionskrav (kapitel 2)

EC8 ställer krav på två nivåer eller i två *gränstillstånd*:

- Förhindrande av kollaps hos konstruktionen eller delar därav under dimensionerande seismisk påverkan, samt bibehållande av stabilitet och restbärförmåga därefter.
- Begränsning av ekonomisk skada vid mer frekvent seismisk påverkan, genom begränsning av skador på bärande och icke bärande konstruktionsdelar.

Gränstillstånden kallas i EC8 för *ultimate limit state* och *damage limitation state*, i analogi med "brottgränstillstånd" och "bruksgränstillstånd" vid dimensionering för normala laster. *Ultimate limit state* handlar om att skydda liv genom förhindra ras. *Damage limitation state* kan innebära begränsning av den bärande stommens deformationer, men även krav på att verksamheter och funktioner i viktiga byggnader ska kunna upprätthållas under och efter en jordbävning.

Nivån för påverkan i respektive gränstillstånd är nationellt valbar, och bestäms av behörig myndighet. Rekommenderade värden för normala bärverk definieras enligt följande:

	Seismisk påverkan med 10 % sannolikhet för överskridande under	Genomsnittlig återkomsttid
Förhindrande av kollaps	50 år	475 år
Begränsning av skada	10 år	95 år

Säkerhetsdifferentiering tillämpas genom indelning av bärverk i "angelägenhetsklasser" (*importance classes*), se tabell nedan som gäller för byggnader. "Normal angelägenhet" svarar då mot klass II. Här finns även en koppling till de konsekvensklasser som definieras i EN 1990, se not under tabellen nedan, hämtad ur EC8.

Table 4.3 Importance classes for buildings

Importance class	Buildings
I	Buildings of minor importance for public safety, e.g. agricultural buildings, etc.
II	Ordinary buildings, not belonging in the other categories.
III	Buildings whose seismic resistance is of importance in view of the consequences associated with a collapse, e.g. schools, assembly halls, cultural institutions etc.
IV	Buildings whose integrity during earthquakes is of vital importance for civil protection, e.g. hospitals, fire stations, power plants, etc.

NOTE Importance classes I, II and III or IV correspond roughly to consequences classes CC1, CC2 and CC3, respectively, defined in EN 1990:2002, Annex B.

För bärverk i andra klasser appliceras en "angelägenhetsfaktor" (*importance factor*) på den seismiska påverkan, med beteckningen γ_1 . Exempel på värden för γ_1 är 1,2 à 1,4 i klass III och IV och 0,8 i klass I.

Vid dimensionering mot kollaps används en s.k. "beteendefaktor" (egen översättning av *behaviour factor*) för att reducera krafter som beräknats med elastisk analys. Krafterna divideras med således med en faktor q , som ett sätt att beakta bärverkets icke-linjära respons. Faktorn beror på material, statistiskt system och dimensioneringsmetod, och har som lägst

värdet 1,5. Värden ges för olika typer av bärverk i respektive kapitel i del 1 och övriga delar av EC8.

Ett nyckelbegrepp i EC8 är s.k. *capacity design*, vilket i bilaga NB översätts med "dimensionering för energiupptagning". Syftet med dimensioneringen är att undvika dels uppkomsten av instabila mekanismer, dels spröda brott. Med instabila mekanismer menas deformationer av sådan storleksordning att de kan leda till kollaps under inverkan av vertikal last. Spröda brott kan vara brott som till sin natur är spröda, t.ex. tvärkraftsbrott i betongbalkar, men också brott i flytleder vid mycket stora deformationer. Det innebär att vissa delar av bärverket dimensioneras och utformas så att de har energiupptagningsförmåga vid stora deformationer, medan övriga delar ges tillräcklig bärförmåga för de krafter som uppträder i samband med deformationerna. Speciellt viktig är detaljutformningen av förbindningar mellan olika bärverksdelar.

6.3 Seismisk påverkan (kapitel 3)

Den seismiska påverkan i en viss punkt på markytan representeras av ett "elastiskt responspektrum" (kortare uttryck för *elastic ground acceleration response spectrum*). Det antas ha samma utseende för de båda gränstillstånden enligt ovan, men olika nivå. Figuren nedan (hämtad ur EC8) visar det grundläggande elastiska responspektrat (det ges även matematiska uttryck för de olika delarna av kurvan).

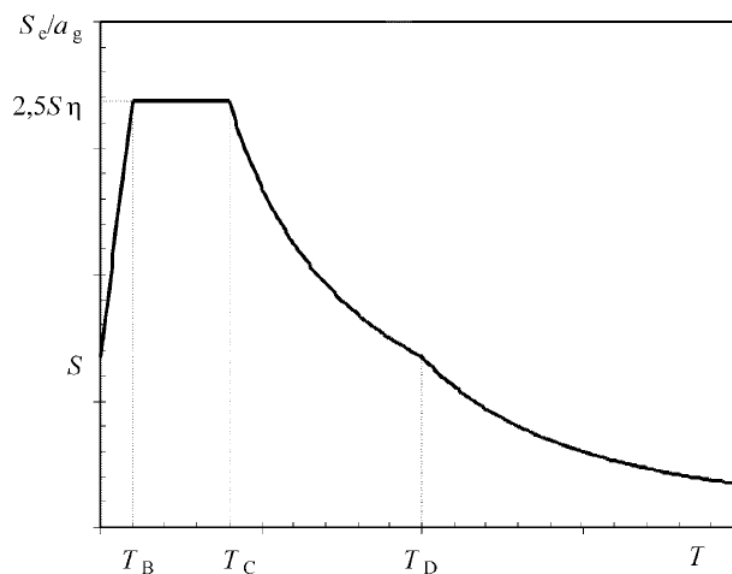


Figure 3.1: Shape of the elastic response spectrum

Symbolerna i figuren har följande betydelse:

S_e markacceleration

a_g markacceleration på mark av typ A (se nedan)

T svängningstid; T_B , T_C och T_D definierar olika delar av spektrat och beror av marktyp

η korrektionsfaktor för dämpning

Referensacceleration a_g hos berggrunden finns kartlagd i nationella kartor över jordbävningzoner. Typ av mark klassificeras enligt följande:

- Typ A: berg, med en skjuvvågshastighet i de övre 30 m på $v_s > 800$ m/s
- Typ B: mycket kompakt sand eller grus, eller mycket styv lera, $v_s = 360 - 800$ m/s
- Typ C: medelkompakt sand eller grus, eller styv lera, $v_s = 180 - 360$ m/s

- Typ D: löst eller medellöst lagrad sand eller grus, eller lös till fast lera, $v_s < 180$ m/s
- Typ E: 5 – 20 m tjock jord med $v_s < 360$ m/s ovanpå berg

Rekommenderade spektra för de olika marktyperna visas i figuren nedan (hämtad ur EC8). Typ 1 gäller för måttliga till stora jordbävningar, typ 2 för mindre (magnitud $< 5,5$). Kurvorna gäller för "angelägenhetsfaktorn" $\gamma_1 = 1$ och en dämpning av $\zeta = 5\%$.

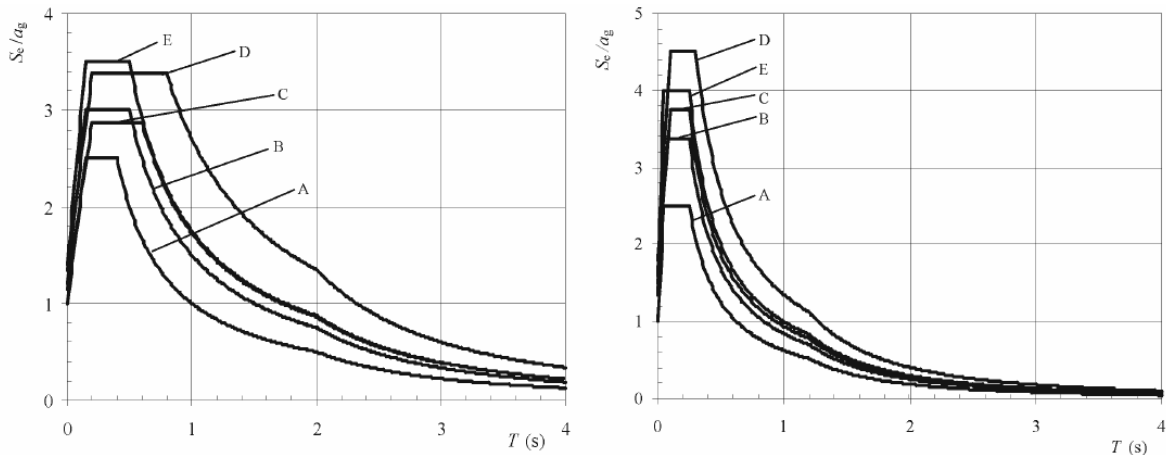


Figure 1: Elastic response spectra of Type 1 (left) and 2 (right) recommended in EC8 for the five standard ground types, PGA on rock 1g and 5% damping

Av speciellt intresse för svensk del kan vara hur EC8 definierar områden med "låg" respektive "mycket låg" seismisk aktivitet. Vid "låg" seismisk aktivitet kan man nöja sig med reducerade eller förenklade dimensioneringsmetoder definierade för olika kategorier. Vid "mycket låg" aktivitet behöver man inte beakta jordbävning alls. Nedan visas de rekommenderade värdena, som är nationellt valbara:

Låg: $a_g \leq 0,08 \cdot g$ ($0,78 \text{ m/s}^2$) eller $a_g \cdot S \leq 0,1 \cdot g$ ($0,98 \text{ m/s}^2$)

Mycket låg: $a_g \leq 0,04 \cdot g$ ($0,39 \text{ m/s}^2$) eller $a_g \cdot S \leq 0,05g$ ($0,49 \text{ m/s}^2$)

Avsnitt 3.2 i EC8 ger även elastiskt responspektrum för vertikal rörelse, maximal markrörelse och responspektrum för förskjutning.

Uppgifterna om seismisk påverkan bygger på data från Europa, kompletterade med uppgifter från andra områden med liknande seismotektoniska egenskaper. Förstoringsfaktorer som beaktar topografin ges även.

Som alternativ till responspektra enligt ovan kan man som indata i en analys även använda accelerations-tidshistorik, antingen i form av artificiella accelerogram som motsvarar responspektra, eller i form av uppmätta eller simulerade accelerogram.

6.4 Dimensionering av byggnader (kapitel 4)

Jordbävning bör beaktas på ett tidigt stadium, för att bärverket ska kunna uppfylla de grundläggande kraven till en rimlig kostnad. Följande bör eftersträvas:

- enkelhet hos det bärande systemet
- enhetlighet, symmetri och redundans (möjlighet till alternativ bäring)
- bärförmåga och styvhet i två riktningar
- bärförmåga och styvhet mot vridning
- skivverkan på våningsnivå
- lämplig grundläggning

Vad som menas med dessa nyckelbegrepp förklaras närmare i ett antal paragrafer. "Lämplig grundläggning" kan t.ex. innebära att man helst bör ha en sammanhängande grundplatta för hela byggnaden, och ifall man har separata grundplattor och pålfundament att dessa åtminstone bör bindas ihop med grundbalkar. Syftet är att hela överbyggnaden ska få en jämn seismisk påverkan från grundkonstruktionen.

Kapitel 4 innehåller i övrigt en mängd allmänna kriterier och metoder för jordbävningssdimensionering av byggnader.

Följande alternativa analysmetoder anges:

- Linjär statisk analys (*lateral force method*)
- Linjär modal responspektrumanalys (*model response spectrum analysis*)
- Icke linjär statisk analys (*non-linear static (pushover) analysis*)
- Icke linjär dynamisk analys (*non-linear time history (dynamic) analysis*)

Den ovan nämnda "beteendefaktorn" q används endast vid linjär analys.

I EC8 är den linjära modalanalysen standardmetod (till skillnad från i amerikanska normer, där linjär statisk analys är standardmetod), tillämplig för alla typer av byggnader. Linjär statisk analys får endast användas om inverkan av högre moder är liten, dvs endast om

- svängningstiden i båda riktningarna är högst 2 sekunder och högst 4 gånger övergångstiden T_c mellan områdena för konstant acceleration och konstant hastighet i spektrat (se figurer ovan);
- det inte finns några oregelbundenheter i höjddled.

Beträffande oregelbundenheter i höjddled ger EC8 kvalitativa kriterier som är lätta att kontrollera vid preliminär dimensionering före själva analysen.

Vid linjär statisk analys bestäms horisontalkraften vid basen genom att den totala massan associeras med den första förskjutningsmoden i aktuell horisontalriktning. Svängningstiden kan uppskattas grovt genom empiriska uttryck, t.ex. $T_1 = 0,075 \cdot H^{3/4}$ för betongkonstruktioner stabiliserade genom ramverkan och $T_1 = 0,05 \cdot H^{3/4}$ vid stabilisering med betongväggar; H = höjden över grundkonstruktionen i m. Sådana uttryck grundar sig på värden från mätningar från jordbävningar i Kalifornien. De är konservativa speciellt för bärverk med lägre krav på jordbävningssresistens.

Vid linjär modalanalys kombineras bidrag från olika moder genom tillämpning av särskilda regler (t.ex. SRSS = *square root of sum of squares*, roten ur summan av kvadraterna).

Icke linjär statisk analys (*pushover*) bör utföras med två konfigurationer för den horisontella lasten: en svarande mot likformiga horisontalaccelerationer och en svarande mot horisontalkrafter som används i statisk analys.

Icke linjär respons-tids-analys bör som indata använda minst tre artificiella, uppmätta eller simulerade spektra, som inte understiger dimensionerande seismisk påverkan med mer än 10 %. För minst sju analyser kan medelvärdet användas, för färre analyser används det mest ogynnsamma resultatet.

För byggnader med regelbunden planform kan två oberoende 2D-modeller användas för analys av de två horisontella komponenterna av den seismiska påverkan. Det gäller även för byggnader som

- a) inte är högre än 10 m eller 40 % av utsträckningen i plan,
- b) har centrum för massa och styvhet på två vertikala linjer (en för vardera riktningen) och
- c) avstånd till vridcentrum mindre än SRSS (se ovan) av tröghetsradien i plan och avståndet mellan centrum för massa och styvhet.

Två 2D-modeller kan användas även om c) inte är uppfyllt, om alla lasteffekter ökas med 25 %.

I alla typer av analys bör de matematiska modellerna endast inkludera konstruktionselement som ingår i det stabiliserande systemet, s.k. primära element. Element som inte ingår i det primära systemet bör då svara för högst 15 % av den totala horisontalstyvheten, samt vara jämnt fördelade i plan och höjd, så att de inte påverkar bärverkets klassificering ifråga om regelbundenhet.

Den elastiska styvhet som används i linjär analys bör vara sekantstyvheten till flytning; den kan som förenkling även tas som halva styvheten för ospruckna betongtvärsnitt.

6.5 Speciella regler för betongkonstruktioner (kapitel 5)

6.5.1 Allmänt

Kapitel 5 i EC8 ger kompletterande regler till EK2 del 1-1, som ger de grundläggande reglerna. Såväl platsgjutna konstruktioner som konstruktioner av förtillverkade element behandlas. Kapitel 5 är mycket omfattande (ca 60 sidor).

Byggnadsstommar med pelardäck som primärt system för upptagande av seismiska last (dvs pelardäck stabiliserade genom ramverkan mellan platta och pelare) behandlas inte fullt ut.

Betongbyggnader i områden med låg seismisk aktivitet och som inte är grundisolerade kan dimensioneras för seismisk påverkan i låg duktilitetsklass, utan att tilläggsreglerna i EC8 behöver beaktas (dvs det räcker med de regler om minimiarmering m.m. som ges i EK2). Tröskelvärdet för markacceleration, som definierar områden med låg seismisk aktivitet, är som ovan nämnts nationellt valbart med rekommenderat värde 0,1g.

De flesta bärverk som dimensioneras enligt EC8 förväntas bli dimensionerade för energiupptagning, s.k. "dissipativa" bärverk. För sådana bärverk i betong, stål eller samverkande betong och stål ges två duktilitetsklasser (DC): Medium (M) och Hög (H). För bärverk i DCM eller H medges en "beteendefaktor" q (jfr ovan) på mer än 1,5 med hänsyn till överkapacitet. Möjlighet till energiupptagning för utnyttjande av q -värden betydligt högre än 1,5 kan tillförsäkras genom

- åtgärder för att kontrollera den oelastiska responsen, för undvikande av koncentration av lokala oelastiska deformationer som kan leda till sprött brott;
- detaljutformning av områden för plastiska leder så att de kan uppta tillräckliga plastiska deformationer (t.ex. omslutande armering som kan öka deformationsförmågan).

Koncentration av oelastiska deformationer och s.k. *soft storey mechanisms* (dvs att flytleder utbildas i alla pelare i ett våningsplan) undviks genom utformning och dimensionering av det stabiliserande systemet så att vertikala bärverksdelar förblir praktiskt taget raka, dvs i elastiskt stadium, ovanför sin bas. Stabiliserande system med betongväggar föredras framför ramsystem, och väggarna dimensioneras för att förbli elastiska ovanför sin bas. I ramar av betong, stål eller samverkan, om sådan stabilisering genom ramverkan trots allt väljs, bör i så fall pelare dimensioneras för att vara 30 % starkare än balkarna.

De två övre duktilitetsklasserna för betongkonstruktioner representerar två olika möjliga kombinationer av bärförmåga och deformationsförmåga, som är ungefär likvärdiga ifråga om total materialkostnad och beteende under dimensionerande jordbävningpåverkan (på nivån för förhindrande av kollaps). DCM är något lättare att dimensionera för och att åstadkomma på byggplatsen, och kan ge bättre funktion under måttliga jordbävningar. DCH antas leda till bättre funktion under jordbävningar som är kraftigare än dimensionerande jordbävning. EC8 gör ingen koppling av dessa två duktilitetsklasser till den aktuella seismiska aktiviteten, eller till bärverkets betydelse, och ger inte heller några begränsningar för deras tillämpning. Valet lämnas till den nationella bilagan, som i sin tur kan lämna det till konstruktören, beroende på det aktuella projektet.

Standardproceduren i EC8 är kraftbaserad dimensionering på basis av resultat från linjär elastisk analys (statisk med horisontalkrafter, eller modal responspektrumanalys, jfr ovan). I byggnader dimensionerade för energiupptagning (dvs byggnader i DCM och H), syftar dimensioneringen även till kontrollerad oelastisk respons, genom förhindrande av svajmekanismer för våningar (*soft storey mechanisms*, jfr ovan) och av spröda brottmekanismer. Detta i sin tur sker genom detaljutformning av plastiska leder eller "kritiska" områden för deformationsförmåga, respektive bärförmågedimensionering av bärverksdelar i övriga områden.

EC8 tillåter dimensionering på basis av icke-linjär analys, statisk (*pushover*) eller dynamisk (responshistoria), jfr ovan, med verifikation av bärverksdelar genom direkt jämförelse mellan deformationsbehov och deformationsförmåga. EC8 ger ganska detaljerade regler för beräkning av deformationsbehov genom icke-linjär analys. Definition av deformationsförmåga lämnas åt de nationella bilagorna. För att säkerställa ett minimum av global och lokal duktilitet kräver EC8 att byggnader uppfyller alla krav på detaljutformning, att ramar har "starka pelare" och "svaga balkar" (jfr ovan) och att bärförmågedimensionering används för tvärkraft och andra spröda brottmekanismer.

6.5.2 Faktorn q för reduktion av elastiskt beräknade krafter

Bärverkets överkapacitet är inkluderad i värdet på q -faktorn genom kvoten α_u/α_1 (här betecknad α_R) mellan den seismiska påverkan som orsakar en fullt utvecklad plastisk mekanism (α_u) och den som orsakar den första plastiska leden i systemet (α_1), båda i kombination med den vertikallast som antas verka samtidigt som jordbävningpåverkan. Denna kvot representerar överkapaciteten på grund av redundans (statisk obestämdhet). EC8 ger följande schablonvärden på α_R för byggnader som är regelbundna i plan:

- 1,1 för envånings ramar och väggsystem med fler än två separata väggar per riktning
- 1,2 för enskepps flervåningsramar, eller kombinerade system med väggar som svarar för 50 – 65 % av stabiliseringen, eller system med kopplade väggar
- 1,3 för flervånings flerskepps ramar.

I byggnader som inte är regelbundna i plan kan man använda medelvärdet mellan 1,0 och värdet enligt ovan. Högre värden, upp till 1,5, kan användas förutsatt att de bekräftas med en pushover-analys av det sålunda dimensionerade bärverket.

Motsvarande q -faktorer är 3 α_R för DCM och 4,5 α_R för DCH. För andra typer av byggnader än de ovanstående ges lägre värden på q . Det ges sedan en mängd regler för q -faktorerna att användas i olika sammanhang.

6.5.3 Verifikation och detaljutformning av bärverksdelar

För andra byggnader än sådana som stabiliseras av betongväggar grundas dimensioneringen i *damage limitation state* på ett gränsvärde för våningarnas relativa förskjutning (*storey drift ratio*, i princip en lutning) under frekvent seismisk påverkan, 0,5 respektive 0,75 % beroende på om icke bärande konstruktioner är spröda och hopkopplade med bärverket, eller om de är duktila eller ej hopkopplade med bärverket. Nivån för denna "bruksgränsjordbävning" i förhållande till dimensionerande nivå (*ultimate limit state*) avgör om dessa gränsvärden blir dimensionerande eller inte, och anges i den nationella bilagan. Rekommenderad nivå är 0,4-0,56 ggr dimensionerande nivå.

Minimikrav på armering samt vissa dimensioneringsregler ges för balkar, pelare och väggar.

6.5.4 Regler för väggar

Användning av stabiliserande system med betongväggar (i motsats till stabilisering med ramverkan) uppmuntras i EC8, genom

- låga gränsvärden för förskjutning, som är svåra att uppfylla för ramsystem, i synnerhet om styvhet för sprucket tvärsnitt används
- höga q -faktorer för system med väggar och kombinerade system
- undantag från bärförmågedimensionering av pelare om väggar svarar för minst 50 % av stabiliseringen.

För att ytterligare undvika risk för våningsvis förskjutning ges särskilda regler om väggarnas dimensionering för moment och tvärkraft.

6.5.5 Verifiering och detaljutformning av grundläggning

För bärverk i duktilitetsklass M och H baseras verifieringen av grundläggningen på seismisk påverkan enligt bärförmågedimensionering. Denna påverkan, multiplicerad med 1,2 och adderad till vertikala laster, avses svara mot plasticering av den del av överbyggnaden som har störst inverkan på grundläggningskomponenten ifråga.

Alternativt kan grundläggningselement (inklusive pålar) dimensioneras för energiupptagning. I så fall ska de uppfylla alla krav på dimensionering och detaljutformning som gäller för överbyggnaden i motsvarande duktilitetsklass (t.ex. bärförmågedimensionering med hänsyn till tvärkraft).

6.5.6 Konstruktioner av förtillverkade element

Reglerna i EC8 syftar till att konstruktioner av förtillverkade element ska fungera som monolitiska konstruktioner. Förbindningar mellan element bör således antingen ha tillräcklig energiupptagningsförmåga, eller vara överstarka så att flytning kan ske någon annanstans, eller genom försök visas vara minst likvärdiga med motsvarande monolitiska förbindningar. I så fall kan samma q -faktorer och duktilitetsklasser som för monolitiska konstruktioner användas. I annat fall bör q -faktorer reducerade med 50 % användas, dock inte till lägre värde än 1,5.

Bilaga 1. Innehåll i EN 1990

FÖRORD

1 ALLMÄNT

- 1.1 Omfattning
- 1.2 Normativa hänvisningar
- 1.3 Förutsättningar
- 1.4 Skillnaden mellan principer och råd
- 1.5 Termer och definitioner
 - 1.5.1 Gemensamma termer som används i EN 1990 t.o.m. EN 1999
 - 1.5.2 Specifika termer som berör dimensionering i allmänhet
 - 1.5.3 Termer som berör laster
 - 1.5.4 Termer som berör material- och produkttegenskaper
 - 1.5.5 Termer som berör geometriska storheter
 - 1.5.6 Termer som berör bärverksanalyser
- 1.6 Beteckningar

2 KRAV

- 2.1 Grundläggande krav
- 2.2 Tillförlitlighet
- 2.3 Avsedd livslängd
- 2.4 Beständighet
- 2.5 Kvalitetsledning

3 PRINCIPER FÖR DIMENSIONERING AV GRÄNSTILLSTÅND

- 3.1 Allmänt
- 3.2 Dimensioneringssituationer
- 3.3 Brottgränstillstånd
- 3.4 Bruksgränstillstånd
- 3.5 Dimensionering av gränstillstånd

4 GRUNDVARIABLER

- 4.1 Laster och påverkan från miljön
 - 4.1.1 Klassificering av laster
 - 4.1.2 Karakteristiska värden för laster
 - 4.1.3 Andra representativa värden för variabla laster
 - 4.1.4 Beskrivning av utmattningslaster
 - 4.1.5 Beskrivning av dynamiska laster
 - 4.1.6 Geotekniska laster

4.1.7 Påverkan från miljön

4.2 Material- och produkttegenskaper

4.3 Geometriska storheter

5 BÄRVERKSANALYS OCH DIMENSIONERING GENOM PROVNING

5.1 Bärverksanalys

5.1.1 Bestämning av bärverksmodell

5.1.2 Statiska laster

5.1.3 Dynamiska laster

5.1.4 Branddimensionering

5.2 Dimensionering genom provning

6 VERIFIERING MED PARTIALKOEFFICIENTMETODEN

6.1 Allmänt

6.2 Begränsningar

6.3 Dimensioneringsvärden

6.3.1 Dimensioneringsvärden för laster

6.3.2 Dimensioneringsvärden för lasteffekter

6.3.3 Dimensioneringsvärden för material- eller produkttegenskaper

6.3.4 Dimensioneringsvärden för geometriska storheter

6.3.5 Dimensioneringsvärden för bärförmåga

6.4 Brottgränstillstånd

6.4.1 Allmänt

6.4.2 Verifiering av statisk jämvikt och bärförmåga

6.4.3 Lastkombinationer (exklusive utmattningsberäkningar)

6.4.4 Partialkoefficienter för laster och lastkombinationer

6.4.5 Partialkoefficienter för material och produkter

6.5 Bruksgränstillstånd

6.5.1 Verifieringar

6.5.2 Brukbarhetskriterier

6.5.3 Lastkombinationer

6.5.4 Partialkoefficienter för material

BILAGA A1 (NORMATIV) REGLER FÖR BYGGNADER

A1.1 Tillämpningsområde

A1.2 Lastkombinationer

A1.2.1 Allmänt

A1.2.2 Värden för ψ -faktorer

A1.3 Brottgränstillstånd

A1.3.1 Dimensioneringsvärden för laster i varaktiga och tillfälliga dimensioneringssituationer

A1.3.2 Dimensioneringsvärden för laster i exceptionella och seismiska dimensioneringssituationer

A1.4 Bruksgränstillstånd

A1.4.1 Partialkoefficienter för laster

A1.4.2 Brukbarhetskriterier

A1.4.3 Deformationer och horisontella förskjutningar

A1.4.4 Svängningar och vibrationer

BILAGA B (INFORMATIV) BYGGNADSVERKS TILLFÖRLITLIGHET

B1 Omfattning och tillämpningsområde

B2 Beteckningar

B3 Tillförlitlighetsdifferentiering

B3.1 Konsekvensklasser

B3.2 Differentiering med β -värden

B3.3 Differentiering genom åtgärder som berör partialkoefficienter

B4 Differentiering av dimensioneringskontrollen

B5 Kontroll i utförandeskedet

B6 Partialkoefficienter för bärförmågan

BILAGA C (INFORMATIV) GRUNDERNA FÖR PARTIALKOEFFICIENTMETODEN OCH TILLFÖRLITLIGHETSANALYSER

C1 Omfattning och tillämpningsområde

C2 Beteckningar

C3 Inledning

C4 Översikt av tillförlitlighetsmetoder

C5 Säkerhetsindex β

C6 Riktvärden för säkerhetsindexet β

C7 Angreppssätt vid kalibrering av dimensioneringsvärden

C8 Sättet att verifiera tillförlitlighet i Eurokoderna

C9 Partialkoefficienter i EN 1990

C10 ψ_0 -faktorer

BILAGA D (INFORMATIV) DIMENSIONERING GENOM PROVNING

D1 Omfattning och tillämpningsområde

D2 Beteckningar

D3 Typer av provningar

D4 Planering av provningarna

D5 Bestämning av dimensioneringsvärden

D6 Allmänna principer för statistisk utvärdering

D7 Statistisk bestämning av en enstaka egenskap

D7.1 Allmänt

D7.2 Bestämning via det karakteristiska värdet

D7.3 Direkt bestämning av dimensioneringsvärdet för verifieringar i brottgränstillstånd

D8 Statistisk bestämning av bärförmågemodeller

D8.1 Allmänt

D8.2 Normalt utvärderingsförfarande (Metod (a))

D8.3 Normalt utvärderingsförfarande (Metod (b))

D8.4 Användning av kompletterande förkunskap

Litteraturlista

BILAGA NA (INFORMATIV) NATIONELLT VALDA PARAMETRAR M.M.

1 Omfattning

2 Nationellt valda parametrar

2.1 Nationellt valda parametrar för byggnader

3 Tillämpningen av de informativa bilagorna B, C och D avseende byggnadsverk i allmänhet

4 Hänvisning till kompletterande icke motstridande information

BILAGA NB (INFORMATIV) UTDRAG UR FÖRFATTNINGAR GÄLLANDE INDELNING AV BYGGNADSVERKSDELAR I SÄKERHETSKLASSER

Ur BFS 2004:10 - EBS (gäller för Boverkets ansvarsområde)

Ur VFS 2004:43 (gäller för Vägverkets ansvarsområde)

BILAGA NC (INFORMATIV) ORDFÖRKLARINGAR OCH FÖRKORTNINGAR

Bilaga 2. Innehåll i EN 1991

EN 1991-1-1 Tunghet, egentyngd, nyttig last för byggnader

FÖRORD

1 ALLMÄNT

- 1.1 Omfattning
- 1.2 Normativa hänvisningar
- 1.3 Skillnaden mellan principer och råd
- 1.4 Termer och definitioner
- 1.5 Beteckningar

2 KLASSIFICERING AV LASTER

- 2.1 Egentyngd
- 2.2 Nyttig last

3 DIMENSIONERINGSSITUATIONER

- 3.1 Allmänt
- 3.2 Permanenta laster
- 3.3 Nyttig last
 - 3.3.1 Allmänt
 - 3.3.2 Särskilda regler för byggnader

4 TUNGHET HOS BYGGMATERIAL OCH LAGRADE MATERIAL

- 4.1 Allmänt

5 EGENTYNGD AV BYGGNADSVERK

- 5.1 Beskrivning av laster
- 5.2 Karakteristiska värden för egentyngd
 - 5.2.1 Allmänt
 - 5.2.2 Särskilda regler för byggnader
 - 5.2.3 Särskilda regler för broar

6 NYTTIG LAST FÖR BYGGNADER

- 6.1 Beskrivning av laster
- 6.2 Lastbild
 - 6.2.1 Bjälklag, balkar och yttertak
 - 6.2.2 Pelare och väggar
- 6.3 Karakteristiska värden för nyttig last
 - 6.3.1 Bostäder och gemensamhets-, affärs- och kontorslokaler

- 6.3.1.1 Kategorier
- 6.3.1.2 Lastvärden
- 6.3.2 Industri- och lagerlokaler
 - 6.3.2.1 Kategorier
 - 6.3.2.2 Lastvärden
 - 6.3.2.3 Laster från gaffeltruckar
 - 6.3.2.4 Laster från transportfordon
 - 6.3.2.5 Laster från speciell utrustning vid underhållsarbeten
- 6.3.3 Garage och andra utrymmen med fordonstrafik (förutom broar)
 - 6.3.3.1 Kategorier
 - 6.3.3.2 Lastvärden
- 6.3.4 Yttertak
 - 6.3.4.1 Kategorier
 - 6.3.4.2 Lastvärden

6.4 Horisontella laster på bröstningar och skiljeväggar som fungerar som barriärer

BILAGA A (i) Tabeller för nominell tunghet för byggmaterial samt nominell tunghet och rasvinklar för lagrade material

BILAGA B (i) Fordonsbarriärer och bröstningar i parkeringsutrymmen

LITTERATURFÖRTECKNING

BILAGA NA (i) Nationellt valda parametrar m.m

BILAGA NB (i) Ordförklaringar och förkortningar

EN 1991-1-2 Termisk och mekanisk verkan av brand

FORORD

1 GENERAL

2 STRUCTURAL FIRE DESIGN PROCEDURE

2.1 General

2.2 Design fire scenario

2.3 Design fire

2.4 Temperature Analysis

2.5 Mechanical Analysis

3 THERMAL ACTIONS FOR TEMPERATURE ANALYSIS

3.1 General rules

3.2 Nominal temperature-time curves

3.2.1 Standard temperature-time curve

3.2.2 External fire curve

3.2.3 Hydrocarbon curve

3.3 Natural fire models

3.3.1 Simplified fire models

3.3.1.1 General

3.3.1.2 Compartment fires

3.3.1.3 Localised fires

3.3.2 Advanced fire models

4 MECHANICAL ACTIONS FOR STRUCTURAL ANALYSIS

4.1 General

4.2 Simultaneity of actions

4.2.1 Actions from normal temperature design

4.2.2 Additional actions

4.3 Combination rules for actions

4.3.1 General rule

4.3.2 Simplified rules

4.3.3 Load level

ANNEX A (i) Parametric temperature-time curves

ANNEX B (i) Thermal actions for external members - simplified calculation method

B.1 Scope

B.2 Conditions of use

B.3 Effects of wind

B.3.1 Mode of ventilation

B.3.2 Flame deflection by wind

B.4 Characteristics of fire and flames

B.4.1 No forced draught

B.4.2 Forced draught

B.5 Overall configuration factors

ANNEX C (i) Localised fires

ANNEX D (i) Advanced fire models

D.1 One-zone models

D.2 Two-zone models

D.3 Computational fluid dynamic models

ANNEX E (i) Fire load densities

E.1 General

E.2 Determination of fire load densities

E.2.1 General

E.2.2 Definitions

E.2.3 Protected fire loads

E.2.4 Net calorific values

E.2.5 Fire load classification of occupancies

E.2.6 Individual assessment of fire load densities

E.3 Combustion behaviour

E.4 Rate of heat release Q

ANNEX F (i) Equivalent time of fire exposure

ANNEX G (i) Configuration factor

G.1 General

G.2 Shadow effects

G.3 External members

BIBLIOGRAPHY

EN 1991-1-3 Snölast

FOREWORD

1 GENERAL

2 CLASSIFICATION OF ACTIONS

3 DESIGN SITUATIONS

3.1. General

3.2. Normal conditions

3.3. Exceptional conditions

4 SNOW LOAD ON THE GROUND

4.1. Characteristic values

4.2. Other representative values

4.3. Treatment of exceptional snow loads on the ground

5 SNOW LOAD ON ROOFS

5.1. Nature of the load

5.2. Load arrangements

5.3. Roof shape coefficients

5.3.1. General

5.3.2. Monopitch roofs

5.3.3. Pitched roofs

5.3.4. Multi-span roofs

5.3.5. Cylindrical roofs

5.3.6. Roof abutting and close to taller construction

6 LOCAL EFFECTS

6.1. General

6.2. Drifting at projections and obstructions

6.3. Snow overhanging the edge of a roof

6.4. Snow loads on snowguards and other obstacles

ANNEX A Design situations and load arrangements to be used for different locations

ANNEX B Snow load shape coefficients for exceptional snow drifts

ANNEX C European ground snow load maps

ANNEX D Adjustment of the ground snow load according to return period

ANNEX E Bulk weight density of snow

BIBLIOGRAPHY

EN 1991-1-4 Vindlast

1 GENERAL

2 DESIGN SITUATIONS

3 MODELLING OF WIND ACTIONS

3.1 Nature

3.2 Representations of wind actions

3.3 Classification of wind actions

3.4 Characteristic values

3.5 Models

4 WIND VELOCITY AND VELOCITY PRESSURE

4.1 Basis for calculation

4.2 Basic values

4.3 Mean wind

4.3.1 Variation with height

4.3.2 Terrain roughness

4.3.3 Terrain orography

4.3.4 Large and considerably higher neighboring structures

4.3.5 Closely spaced buildings and obstacles

4.4 Wind turbulence

4.5 Peak velocity pressure

5 WIND ACTIONS

5.1 General

5.2 Wind pressure on surfaces

5.3 Wind forces

6 STRUCTURAL FACTOR $C_s C_d$

6.1 General

6.2 Determination of $C_s C_d$

6.3 Detailed procedure

6.3.1 Structural factor $C_s C_d$

6.3.2 Servicability assessments

6.3.3 Wake buffeting

7 PRESSURE AND FORCE COEFFICIENTS

7.1 General

7.1.1 Choice of aerodynamic coefficient

7.1.2 Asymmetric and counteracting pressure and forces

- 7.1.3 Effects of ice and snow
- 7.2 Pressure coefficients for buildings
 - 7.2.1 General
 - 7.2.2 Vertical walls of rectangular plan buildings
 - 7.2.3 Flat roofs
 - 7.2.4 Monopitch roofs
 - 7.2.5 Duopitch roofs
 - 7.2.6 Hipped roofs
 - 7.2.7 Multispan roofs
 - 7.2.8 Vaulted roofs and domes
 - 7.2.9 Internal pressure
 - 7.2.10 Pressure on walls or roofs with more than one skin
- 7.3 Canopy roofs
- 7.4 Free-standing walls, parapets, fences and signboards
 - 7.4.1 Free-standing walls and parapets
 - 7.4.2 Shelter factors for walls and fences
 - 7.4.3 Signboards
- 7.5 Friction coefficients
- 7.6 Structural elements with rectangular sections
- 7.7 Structural elements with sharp edged section
- 7.8 Structural elements with regular polygonal section
- 7.9 Circular cylinders
 - 7.9.1 External pressure coefficients
 - 7.9.2 Force coefficients
 - 7.9.3 Force coefficients for vertical cylinders in a row arrangement
- 7.10 Spheres
- 7.11 Lattice structures and scaffoldings
- 7.12 Flags
- 7.13 Effective slenderness λ and end-effect factor λ_{eff}

8 WIND ACTIONS ON BRIDGES

- 8.1 General
- 8.2 Choice of the response calculation procedure
- 8.3 Force coefficients
 - 8.3.1 Force coefficients in x-direction
 - 8.3.2 Force in x-direction – Simplified method
 - 8.3.3 Wind forces on bridge decks in z-direction
 - 8.3.4 Wind forces on bridge decks in y-direction

8.4 Bridge piers

8.4.1 Wind directions and design situations

8.4.2 Wind effects on piers

Annex A (i) Terrain effects

A.1 Illustrations of the upper roughness of each terrain category

A.2 Transition between roughness categories 0, I, II, III and IV

A.3 Numerical calculation of orography coefficients

A.4 Neighbouring structures

A.5 Displacement height

ANNEX B (i) Procedure 1 for determining the structural factor $c_s c_d$

B.1 Wind turbulence

B.2 Structural factor

B.3 Number of loads for dynamic response

B.4 Service displacement and accelerations for serviceability assessments of a vertical structure

ANNEX C (i) Procedure 2 for determining the structural factor $c_s c_d$

C.1 Wind turbulence

C.2 Structural factor

C.3 Number of loads for dynamic response

C.4 Service displacement and accelerations for serviceability assessments

ANNEX D (i) $c_s c_d$ values for different types of structures

ANNEX E (i) Vortex shedding and aeroelastic instability

E.1 Vortex shedding

E.1.1 General

E.1.2 Criteria for vortex shedding

E.1.3 Basic parameters for vortex shedding

E.1.4 Vortex shedding action

E.1.5 Calculation

E.1.6 Measures against vortex induced vibrations

E.2 Galloping

E.2.1 General

E.2.2 Onset wind velocity

E.2.3 Classical galloping of coupled cylinders

E.3 Interference galloping of two or more free standing cylinders

E.4 Divergence and flutter

E.4.1 General

E.4.2 Criteria for plate-like structures

E.4.3 Divergence velocity

ANNEX F (i) Dynamic characteristics of structures

F.1 General

F.2 Fundamental frequency

F.3 Fundamental mode shape

F.4 Equivalent mass

F.5 Logarithmic decrement of damping

BIBLIOGRAPHY

EN 1991-1-5 Temperaturpåverkan

FÖRORD

1 ALLMÄNT

2 KLASSIFICERING AV LASTER

3 DIMENSIONERINGSSITUATIONER

4 BESKRIVNING AV LASTER

5 TEMPERATURÄNDRINGAR I BYGGNADER

5.1 Allmänt

5.2 Bestämning av temperaturer

5.3 Bestämning av temperaturprofil

6 TEMPERATURÄNDRINGAR I BROAR

6.1 Broöverbyggnader

6.1.1 Olika typer av broöverbyggnader

6.1.2 Allmänna synpunkter på temperaturlaster

6.1.3 Jämnt fördelad temperaturkomponent

6.1.4 Temperaturskillnader

6.1.5 Samtidig inverkan av jämnt fördelad temp.komponent och komp. för temp.skillnad

6.1.6 Skillnader mellan den jämnt fördelade temperaturkomponenten i olika bärverksdelar

6.2 Bropelare

6.2.1 Allmänna synpunkter på temperaturlast

6.2.2 Temperaturskillnader

7 TEMPERATURÄNDRINGAR I INDUSTRIRSKORSTENAR, RÖRLEDNINGAR, SILOR, BEHÅLLARE OCH KYLTORN

7.1 Allmänt

7.2 Temperaturkomponenter

7.2.1 Lufttemperatur

7.2.2 Temperatur på rökgaser, heta vätskor och heta material

7.2.3 Temperaturen i en bärverksdel

7.3 Allmänna synpunkter på temperaturkomponenter

7.4 Bestämning av temperaturkomponenter

7.5 Värderna på temperaturkomponenter (riktvärden)

7.6 Samtidig inverkan av flera temperaturkomponenter

BILAGA A (n) Isothermer över nationella minimala och maximala lufttemperaturer

BILAGA B (n) Temperaturskillnader för olika tjocklek på beläggning

BILAGA C (i) Längdutvidgningskoefficienter

BILAGA D (i) Temperaturprofiler i byggnader och andra byggnadsverk

LITTERATURFÖRTECKNING

BILAGA NA (i) Nationellt valda parametrar m.m.

BILAGA NB (i) Maximal och minimal lufttemperatur för Sveriges kommuner

EN 1991-1-6 Laster under byggskedet

FÖRORD

1 ALLMÄNT

2 KLASSIFICERING AV LASTER

2.1 Allmänt

2.2 Bygglast

3 DIMENSIONERINGSITUATIONER OCH GRÄNSTILLSTÅND

3.1 Allmänt – identifiering av dimensioneringssituationer

3.2 Brottgränstillstånd

3.3 Bruksgränstillstånd

4 BESKRIVNING AV LASTER

4.1 Allmänt

4.2 Last på bärande och icke bärande delar under hantering

4.3 Geoteknisk last

4.4 Last av förspänning

4.5 Fördeformationer

4.6 Temperatur, krympning, inverkan av hydratisering

4.7 Vindlast

4.8 Snölast

4.9 Last orsakad av vatten

4.10 Last orsakad av nedisning

4.11 Bygglaster

4.12 Olyckslast

4.13 Seismisk last

BILAGA A1 (n) Tillägsregler för byggnader

BILAGA A2 (n) Tillägsregler för broar

BILAGA B (i) Last på bärverk vid ändring, renovering eller rivning

LITTERATURFÖRTECKNING

BILAGA NA (i) Nationellt valda parametrar m.m.

EN 1991-1-7 Olyckslast

FOREWORD

1 GENERAL

2 CLASSIFICATION OF ACTIONS

3 DESIGN SITUATIONS

3.1 General

3.2 Accidental design situations – strategies for identified accidental actions

3.3 Accidental design situations – strategies for limiting the extent of localized failure

3.4 Accidental design situations – use of consequence classes

4 IMPACT

4.1 Field of application

4.2 Representation of actions

4.3 Accidental actions caused by road vehicles

4.3.1 Impact on supporting substructures

4.3.2 Impact on superstructures

4.4 Accidental actions caused by fork lift trucks

4.5 Accidental actions caused by derailed rail traffic under or adjacent to structures

4.5.1 Structures spanning across or alongside operational railway lines

4.5.2 Structures located in areas beyond track ends

4.6 Accidental actions caused by ship traffic

4.6.1 General

4.6.2 Impact from river and canal traffic

4.6.3 Impact from seagoing vessels

4.7 Accidental actions caused by helicopters

5 INTERNAL EXPLOSIONS

5.1 Field of application

5.2 Representation of action

5.3 Principles for design

ANNEX A (i) Design for consequences of localized failure in buildings from an unspecified cause

A.1 Scope and field of application

A.2 Introduction

A.3 Consequence classes of buildings

A.4 Recommended strategies

A.5 Effective horizontal ties

- A.5.1 Framed structures
- A.5.2 Load-bearing wall construction
- A.6 Effective vertical ties
- A.7 Nominal section of load-bearing wall
- A.8 Key elements

ANNEX B (i) Information on risk assessment

- B.1 Introduction
- B.2 Definitions
- B.3 Description of the scope of a risk analysis
- B.4 Methods of risk analysis
 - B.4.1 Qualitative risk analysis
 - B.4.2 Quantitative risk analysis
- B.5 Risk acceptance and mitigating measures
- B.6 Risk mitigating measures
- B.7 Modification
- B.8 Communication of results and conclusions
- B.9 Applications to buildings and civil engineering structures
 - B.9.1 General
 - B.9.2 Structural risk analysis
 - B.9.3 Modelling of risks from extreme load events
 - B.9.4 Guidance for application of risk analysis related to impact from rail traffic

ANNEX C (i) Dynamic design for impact

- C.1 General
- C.2 Impact dynamics
 - C.2.1 Hard impact
 - C.2.2 Soft impact
- C.3 Impact from aberrant road vehicles
- C.4 Impact by ships
 - C.4.1 Ship impact on inland waterways
 - C.4.2 Ship impact for sea waterways
 - C.4.3 Advanced ship impact analysis for inland waterways
 - C.4.4 Advanced ship impact analysis for sea waterways

ANNEX D (i) Internal explosions

- D.1 Dust explosions in rooms, vessels and bunkers
- D.2 Natural gas explosions
- D.3 Explosions in road and rail tunnels

EN 1991-2 Trafiklast på broar

FÖRORD

1 ALLMÄNT

2 KLASSIFICERING AV LASTER

2.1 Allmänt

2.2 Variabla laster

2.3 Laster för exceptionella dimensioneringssituationer

3 DIMENSIONERINGSSITUATIONER

4 LASTER FRÅN VÄGTRAFIK OCH ANDRA LASTER SPECIFIKA FÖR VÄGBROAR

4.1 Tillämpningsområde

4.2 Beskrivning av laster

4.2.1 Modeller för vägtrafiklaster

4.2.2 Lastklasser

4.2.3 Indelning av körbanan i lastfält

4.2.4 Placering och numrering av lastfälten vid dimensionering

4.2.5 Lastmodellernas tillämpning på enskilda lastfält

4.3 Vertikala laster – Karakteristiska värden

4.3.1 Allmänt och tillhörande dimensioneringssituationer

4.3.2 Lastmodell 1

4.3.3 Lastmodell 2

4.3.4 Lastmodell 3 (specialfordon)

4.3.5 Lastmodell 4 (folksamling)

4.3.6 Lastspridning av punktlaster

4.4 Horisontalkrafter – Karakteristiska värden

4.4.1 Broms- och accelerationskrafter

4.4.2 Centrifugalkraft och andra sidokrafter

4.5 Grupper av trafiklaster på vägbroar

4.5.1 Karakteristiska värden på multikomponentlaster

4.5.2 Andra representativa värden på multikomponentlast

4.5.3 Lastgrupper för tillfälliga dimensioneringssituationer

4.6 Lastmodeller för utmattning

4.6.1 Allmänt

4.6.2 Utmattningslastmodell 1

4.6.3 Utmattningslastmodell 2 (uppsättningar av "frekventa" lastfordon)

4.6.4 Utmattningslastmodell 3 (enstaka fordon)

- 4.6.5 Utmattningslastmodell 4 (uppsättningar av "standardiserade" lastfordon)
- 4.6.6 Utmattningslastmodell 5 (baserad på uppmätta trafikdata)
- 4.7 Laster för exceptionella dimensioneringssituationer
 - 4.7.1 Allmänt
 - 4.7.2 Påkörningskrafter från fordon under bron
 - 4.7.3 Laster av fordon på bron
- 4.8 Laster på gångbaneräcken
- 4.9 Lastmodell för landfästen och angränsande murar
 - 4.9.1 Vertikala laster
 - 4.9.2 Horisontalkraft

5 LASTER PÅ GÅNGBANOR, CYKELBANOR SAMT GÅNG- OCH CYKELBROAR

- 5.1 Tillämpningsområde
- 5.2 Beskrivning av laster
 - 5.2.1 Lastmodeller
 - 5.2.2 Lastklasser
 - 5.2.3 Tillämpning av lastmodellerna
- 5.3 Statiska modeller för vertikala laster – karakteristiska värden
 - 5.3.1 Allmänt
 - 5.3.2 Lastmodeller
- 5.4 Statisk modell för horisontalkrafter – Karakteristiska värden
- 5.5 Lastgrupper av trafik på gång- och cykelbroar
- 5.6 Laster för gång- och cykelbroar vid exceptionella dimensioneringssituationer
 - 5.6.1 Allmänt
 - 5.6.2 Påkörningskrafter från vägtrafikfordon under bron
 - 5.6.3 Ofrivillig uppkörning av fordon på bron
- 5.7 Dynamiska modeller för gångbanelaster
- 5.8 Laster på räcken
- 5.9 Lastmodell för landfästen och angränsande murar

6 LASTER FRÅN JÄRNVÄGSTRAFIK OCH ANDRA LASTER SPECIFIKA FÖR JÄRNVÄGSBROAR

- 6.1 Tillämpningsområde
- 6.2 Beskrivning av laster – järnvägslasters natur
- 6.3 Vertikala laster – Karakteristiska värden (statiska laster) och excentricitet och lastfördelning
 - 6.3.1 Allmänt

- 6.3.2 Lastmodell LM 71
- 6.3.3 Lastmodeller SW/0 och SW/2
- 6.3.4 Lastmodell "tomvagnar"
- 6.3.5 Vertikala lasters excentricitet (lastmodeller LM 71 och SW/0)
- 6.3.6 Spridning av axellaster genom räler, sliprar och ballast
- 6.3.7 Laster på gångbanor som inte är upplåtna för allmänheten
- 6.4 Dynamiska effekter (innefattande resonans)
 - 6.4.1 Inledning
 - 6.4.2 Faktorer som ger dynamisk inverkan
 - 6.4.3 Allmänna dimensioneringsregler
 - 6.4.4 Krav för en statisk eller dynamisk analys
 - 6.4.5 Dynamikfaktor Φ (Φ_2 , Φ_3)
 - 6.4.6 Krav på en dynamisk analys
- 6.5 Horisontella laster – Karakteristiska värden
 - 6.5.1 Centrifugalkrafter
 - 6.5.2 Sidokraft
 - 6.5.3 Laster orsakade av acceleration och bromsning
 - 6.5.4 Kombinerad respons på bärverk och spår från variabla laster
- 6.6 Aerodynamiska laster från passerande tåg
 - 6.6.1 Allmänt
 - 6.6.2 Vertikala ytor parallella med spåret (t.ex. bullerskärmar)
 - 6.6.3 Horisontella ytor ovan spåret (t.ex. skyddstak)
 - 6.6.4 Horisontella ytor intill spåret (t.ex. perrongtak utan vertikal vägg)
 - 6.6.5 Bärverk längs spåret med flera slags ytor, vertikala, horisontella och lutande (t.ex. krökta bullerskydd, perrongtak med vertikala väggar etc.)
 - 6.6.6 Ytor som omsluter spårets lastprofil på en begränsad längd (upp till 20 m) horisontell yta ovan spåren och åtminstone en vertikal vägg, t.ex. ställningar, tillfälliga bärverk)
- 6.7 Ursparning och andra laster för järnvägsbroar
 - 6.7.1 Laster från ursparning av spårtrafik på en järnvägsbro
 - 6.7.2 Ursparning under eller intill en konstruktion och andra laster för exceptionella dimensioneringssituationer
 - 6.7.3 Andra laster
- 6.8 Anbringande av trafiklaster på järnvägsbroar
 - 6.8.1 Allmänt
 - 6.8.2 Lastgrupper – Karakteristiska värden på multikomponentlaster
 - 6.8.3 Lastgrupper - Andra representativa värden på multikomponentlaster
 - 6.8.4 Trafiklaster för tillfälliga dimensioneringssituationer
- 6.9 Trafiklaster för utmattning

BILAGA A (i) Modeller av specialfordon för vägbroar

A.1 Omfattning och tillämpning

A.2 Grundmodeller för specialfordon

A.3 Placering av modeller av specialfordon på körbanan

BILAGA B (i) Utvärdering av livslängd för utmattning för vägbroar. En metod baserad på uppmätt trafik

BILAGA C (n) Dynamikfaktorer $1 + \varphi$ för verkliga tåg

BILAGA D (n) Grund för utvärdering av utmattning av bärverk för järnvägar

D.1 Förutsättningar för utmattningslaster

D.2 Allmän dimensioneringsmetod

D.3 Tågtyper för utmattning

BILAGA E (i) Giltighetsgränser för lastmodell HSLM och val av kritiskt universaltåg från HSLM-A

E.1 Giltighetsgränser för lastmodell HSLM

E.2 Val av universaltåg från HSLM-A

BILAGA F (i) Kriterier som skall uppfyllas för att en dynamisk analys inte skall behövas

BILAGA G (i) Metod för att bestämma den kombinerade responsen på bärverk och spår från variabla laster

G.1 Inledning

G.2 Beräkningsmetodens giltighetsgränser

G.3 Bärverk som består av en enda överbyggnadsdel

G.4 Bärverk som består av en följd av överbyggnadsdelar

BILAGA H (i) Lastmodeller för järnvägstrafik vid tillfälliga dimensioneringssituationer

BILAGA NA (i) Nationellt valda parametrar m.m.

1 Omfattning

2 Val av nationella parametrar

3 Tillämpningen av de informativa bilagorna A, B, E, F, G och H

4 Hänvisningar till kompletterande icke-motstridande information

Bilaga 1 – Typfordon

Bilaga 2 – Bestämmande längd L för dynamiskt tillskott (ϵ)

EN 1991-3 Last av kranar och maskiner

Saknas

EN 1991-4 Silor och behållare

FÖRORD

1 GENERAL

1.1 Scope

1.1.1 Scope of EN 1991 – Eurocode 1

1.1.2 Scope of EN 1991-4 Actions on structures; silos and tanks

1.2 Normative references

1.2 Assumptions

1.4 Distinctions between principles and applicationsrules

1.5 Definitions

1.6 Symbols

1.6.1 Roman upper case letters

1.6.2 Roman lower case letters

1.6.3 Greek upper case letters

1.6.4 Greek lower case letters

1.6.5 Subscripts

2 REPRESENTATION AND CLASSIFICATION OF ACTIONS

2.1 Representation of actions on silos

2.2 Representation of actions on tanks

2.3 Classification of actions on silos

2.4 Classification of actions on tanks

2.5 Action assessment classification

3 DESIGN SITUATIONS

3.1 General

3.2 Design situations for stored solids in silos

3.3 Design situations for different silo geometrical arrangements

3.4 Design situations for specific construction forms

3.5 Design situations for stored liquids in tanks

3.6 Principles for design for explosions

4 PROPERTIES OF PARTICULATE SOLIDS

4.1 General

4.2 Particulate solids properties

4.2.1 General

4.2.2 Testing and evaluation of solids properties

4.2.3 Simplified approach

4.3 Testing particulate solids

- 4.3.1 Test procedures
- 4.3.2 Bulk unit weight γ
- 4.3.3 Coefficient of wall friction μ
- 4.3.4 Angle of internal friction φ_i
- 4.3.5 Lateral pressure ratio K
- 4.3.6 Cohesion c
- 4.3.7 Patch load solid reference factor C_{op}

5 LOADS ON THE VERTICAL WALLS OF SILOS

- 5.1 General
- 5.2 Slender silos
 - 5.2.1 Filling loads on vertical walls
 - 5.2.2 Discharge loads on vertical walls
 - 5.2.3 Substitute uniform pressure increase for filling and discharge patch loads
 - 5.2.4 Discharge loads for circular silos with large outlet eccentricities
- 5.3 Squat and intermediate slenderness silos
 - 5.3.1 Filling loads on vertical walls
 - 5.3.2 Discharge loads on vertical walls
 - 5.3.3 Large eccentricity filling loads in squat and intermediate circular silos
 - 5.3.4 Large eccentricity discharge loads in squat and intermediate circular silos
- 5.4 Retaining silos
 - 5.4.1 Filling loads on vertical walls
 - 5.4.2 Discharge loads on vertical walls
- 5.5 Silos containing solids with entrained air
 - 5.5.1 General
 - 5.5.2 Loads in silos containing fluidized solids
- 5.6 Thermal differentials between stored solids and the silo structure
 - 5.6.1 General
 - 5.6.2 Pressures due to reduction in ambient atmospheric temperature
- 5.7 Loads in rectangular silos
 - 5.7.1 Rectangular silos
 - 5.7.2 Silos with internal ties

6 LOADS ON SILO HOPPERS AND SILO BOTTOMS

- 6.1 General
 - 6.1.1 Physical properties
 - 6.1.2 General rules
- 6.2 Flat bottoms
 - 6.2.1 Vertical pressures on flat bottoms in slender silos

6.2.2 Vertical pressures on flat bottoms in squat and intermediate silos

6.3 Steep hoppers

6.3.1 Mobilized friction

6.3.2 Filling loads

6.3.3 Discharge loads

6.4 Shallow hoppers

6.4.1 Mobilized friction

6.4.2 Filling loads

6.4.3 Discharge loads

6.5 Hoppers in silos containing solids with entrained air

7 LOADS IN TANKS FROM LIQUIDS

7.1 General

7.2 Loads due to stored liquids

7.3 Liquid properties

7.4 Suction due to inadequate venting

ANNEX A Basis of design – Supplementary paragraphs to EN 1990 for silos and tanks

A.1 General

A.2 Ultimate limit state

A.3 Actions for combination

A.4 Design situations and action combinations for Action Assessment Classes 2 and 3

A.5 Action combinations for Action Assessment Class 1

ANNEX B Actions, partial factors and combinations of actions on tanks

B.1 General

B.2 Actions

B.3 Partial factors for actions

B.4 Combination of actions

ANNEX C Measurement of properties of solids for silo load evaluation

C.1 Object

C.2 Field of application

C.3 Notation

C.4 Definitions

C.5 Sampling and preparation of samples

C.6 Bulk unit weight γ

C.7 Wall friction

C.8 Lateral pressure ratio K

C.9 Strength parameters: cohesion c and internal friction angle φ_i

C.10 Effective elastic modulus E_s

C.11 Assessment of the upper and lower characteristic values of a property and determination of the conversion factor a

ANNEX D Evaluation of properties of solids for silo load evaluation

D.1 Object

D.2 Evaluation of the wall friction coefficient for a corrugated wall

D.3 Internal and wall friction for coarse-grained solids without fines

ANNEX E Values of the properties of particular solids

E.1 General

E.2 Defined values

ANNEX F Flow pattern determination

F.1 Mass and funnel flow

ANNEX G Alternative rules for pressures in hoppers

G.1 General

G.2 Notation

G.3 Definitions

G.4 Design situations

G.5 Evaluation of the bottom load multiplier C_b

G.6 Filling pressures on flat and nearly-flat bottoms

G.7 Filling pressures in hoppers

G.8 Discharge pressures on flat and nearly-flat bottoms

G.9 Discharge pressures on hoppers

G.10 Alternative expression for the discharge hopper pressure ratio F_e

ANNEX H Actions due to dust explosions

H.1 General

H.2 Scope

H.3 Notation

H.4 Explosive dusts and relevant properties

H.5 Ignition sources

H.6 Protecting precautions

H.7 Design of structural elements

H.8 Design pressure

H.9 Design for underpressure

H.10 Design of venting devices

H.11 Reaction forces by venting

Bilaga 3. Innehåll i EN 1992-1-1 (EK2)

1 ALLMÄNT

1.1 Omfattning

1.1.1 Eurokod 2:s omfattning

1.1.2 Omfattning av Eurokod 2, Del 1-1

1.2 Normativa hänvisningar

1.2.1 Allmänna standarder

1.2.2 Andra standarder

1.3 Förutsättningar

1.4 Skillnaden mellan principer och råd

1.5 Definitioner

1.5.1 Allmänt

1.5.2 Ytterligare termer och definitioner använda i denna standard

1.6 Beteckningar

2 GRUNDLÄGGANDE DIMENSIONERINGSREGLER

2.1 Krav

2.1.1 Grundläggande krav

2.1.2 Tillförlitlighet

2.1.3 Avsedd livslängd, beständighet och kvalitetsledning

2.2 Principer för dimensionering i gränstillstånd

2.3 Grundvariabler

2.3.1 Laster och påverkan från miljön

2.3.2 Material- och produkttegenskaper

2.3.3 Betongs deformationer

2.3.4 Geometriska storheter

2.4 Verifiering med partialkoefficientmetoden

2.4.1 Allmänt

2.4.2 Dimensioneringsvärden

2.4.3 Lastkombinationer

2.4.4 Verifiering av statisk jämvikt – EQU

2.5 Dimensionering genom provning

2.6 Tilläggskrav för grundkonstruktioner

2.7 Krav på infästningar

3 MATERIAL

3.1 Betong

3.1.1 Allmänt

- 3.1.2 Hållfasthet
- 3.1.3 Elastisk deformation
- 3.1.4 Krypning och krympning
- 3.1.5 Spännings-töjningssamband för icke-linjär bärverksanalys
- 3.1.6 Dimensioneringsvärden för tryck- och draghållfastheter
- 3.1.7 Spännings-töjningssamband för tvärsnittsdimensionering
- 3.1.8 Böjdraghållfasthet
- 3.1.9 Betong med förhindrad tvärutvidgning (omslutningseffekt)
- 3.2 Armeringsstål
 - 3.2.1 Allmänt
 - 3.2.2 Egenskaper
 - 3.2.3 Hållfasthet
 - 3.2.4 Duktilitetsegenskaper
 - 3.2.5 Svetsning
 - 3.2.6 Utmattning
 - 3.2.7 Dimensioneringsförutsättningar
- 3.3 Spännarmering
 - 3.3.1 Allmänt
 - 3.3.2 Egenskaper
 - 3.3.3 Hållfasthet
 - 3.3.4 Duktilitetsegenskaper
 - 3.3.5 Utmattning
 - 3.3.6 Dimensioneringsförutsättningar
 - 3.3.7 Spänneheter i foderrör
- 3.4 Anordningar för spännarmering
 - 3.4.1 Förankringar och kopplingar
 - 3.4.2 Utvändig, icke vidhäftande spännarmering

4 BESTÄNDIGHET OCH TÄCKANDE BETONGSKIKT

- 4.1 Allmänt
- 4.2 Miljöbetingelser
- 4.3 Krav på beständighet
- 4.4 Verifikationsmetoder
 - 4.4.1 Täckande betongskikt

5 BÄRVERKSANALYS

- 5.1 Allmänt
 - 5.1.1 Allmänna krav
 - 5.1.2 Speciella krav för grundkonstruktioner

- 5.1.3 Lastfall och kombinationer
- 5.1.4 Andra ordningens effekter
- 5.2 Geometriska imperfektioner
- 5.3 Idealisering av bärverket
 - 5.3.1 Bärverksmodeller för global analys
 - 5.3.2 Geometriska data
- 5.4 Linjärelastisk analys
- 5.5 Linjärelastisk analys med begränsad omfördelning
- 5.6 Plastisk analys
 - 5.6.1 Allmänt
 - 5.6.2 Plastisk analys av balkar, ramar och plattor
 - 5.6.3 Rotationskapacitet
 - 5.6.4 Analys med fackverksmodeller
- 5.7 Icke-linjär analys
- 5.8 Analys av andra ordningens effekter med normalkraft
 - 5.8.1 Definitioner
 - 5.8.2 Allmänt
 - 5.8.3 Förenklade kriterier för andra ordningens effekter
 - 5.8.4 Krypning
 - 5.8.5 Analysmetoder
 - 5.8.6 Generell metod
 - 5.8.7 Metod baserad på nominell styvhet
 - 5.8.8 Metod baserad på nominell krökning
 - 5.8.9 Biaxiell böjning
- 5.9 Vippning av slanka balkar
- 5.10 Förspända bärverksdelar och bärverk
 - 5.10.1 Allmänt
 - 5.10.2 Förspänningskraft under uppspanning
 - 5.10.3 Förspänningskraft
 - 5.10.4 Omedelbara spännförluster vid förespänning
 - 5.10.5 Omedelbara spännförluster vid efterspanning
 - 5.10.6 Tidsberoende spännförluster vid före- och efterspanning
 - 5.10.7 Beaktande av förspänning vid bärverksanalys
 - 5.10.8 Inverkan av förspänning i brottgränstillstånd
 - 5.10.9 Inverkan av förspänning i bruksgränstillstånd och gränstillstånd för utmattnings
- 5.11 Analys av vissa speciella bärverksdelar

6 BROTTGRÄNSTILLSTÅND (ULS)

6.1 Böjning med eller utan normalkraft

6.2 Tvärkraft

6.2.1 Generell verifieringsmetod

6.2.2 Bärverksdelar som inte erfordrar tvärkraftsarmering

6.2.3 Bärverksdelar med tvärkraftsarmering

6.2.4 Skjuvning mellan liv och flänsar

6.2.5 Tvärkraftsöverföring i fogar

6.3 Vridning

6.3.1 Allmänt

6.3.2 Dimensioneringsmetod

6.3.3 Vålvning

6.4 Genomstansning

6.4.1 Allmänt

6.4.2 Lastfördelning och grundkontrollsnitt

6.4.3 Beräkning av stansning

6.4.4 Bärförmåga vid genomstansning per ytenhet för bjälklagsplattor och grundplattor skjuvarmering

6.4.5 Bärförmåga vid genomstansning per ytenhet hos skjuvarmerade bjälklagsplattor och

grundplattor

6.5 Dimensionering med fackverksmodeller

6.5.1 Allmänt

6.5.2 Trycksträvor

6.5.3 Dragband

6.5.4 Noder

6.6 Förankringar och omlottskarvar

6.7 Lokalt tryck

6.8 Utmattning

6.8.1 Verifieringsförutsättningar

6.8.2 Inre krafter och spänningar vid verifiering av utmattning

6.8.3 Lastkombination

6.8.4 Verifiering för armering och spännarmering

6.8.5 Verifiering med användning av skadeekvivalent spänningsvidd

6.8.6 Annan verifiering

6.8.7 Verifiering av betong vid tryck eller skjuvning

7 BRUKSGRÄNSTILLSTÅND (SLS)

7.1 Allmänt

7.2 Begränsning av spänningar

7.3 Begränsning av sprickbredd

7.3.1 Allmänt

7.3.2 Minimiarmering

7.3.3 Sprickbredds begränsning utan direkt beräkning

7.3.4 Beräkning av sprickbredder

7.4 Begränsning av deformationer

7.4.1 Allmänt

7.4.2 Fall då beräkningar får underlåtas

7.4.3 Kontroll av deformationer genom beräkning

8 DETALJUTFORMNING AV ARMERING OCH SPÄNNARMERING – ALLMÄNT

8.1 Allmänt

8.2 Avstånd mellan stänger

8.3 Tillåten dorndiameter vid böckning av armeringsstänger

8.4 Förankring av längsgående stänger

8.4.1 Allmänt

8.4.2 Vidhäftningshållfasthet

8.4.3 Grundförankringslängd

8.4.4 Dimensionerande förankringslängd

8.5 Förankring av byglar och annan tvärkraftsarmering

8.6 Förankring med svetsade stänger

8.7 Omlottskarvar och mekaniska skarvar

8.7.1 Allmänt

8.7.2 Omlottskarvar

8.7.3 Skarvlängd

8.7.4 Tvärgående armering i skarvområdet

8.7.5 Skarvning av svetsade armeringsnät av kamstänger eller profilerade stänger

8.8 Tillägsregler för grova stänger

8.9 Buntade armeringsstänger

8.9.1 Allmänt

8.9.2 Förankring av armeringsbuntar

8.9.3 Omlottskarvning av buntade stänger

8.10 Spännarmering

8.10.1 Anordning av spännarmering och foderrör

- 8.10.2 Förankring av förespänd armering
- 8.10.3 Förankring av efterspänd armering
- 8.10.4 Förankringar och skarvkopplingar till spännarmering
- 8.10.5 Avlänkare

9 DETALJUTFORMNING AV BÄRVERKSDELAR SAMT SÄRSKILDA REGLER

9.1 Allmänt

9.2 Balkar

- 9.2.1 Längsgående armering
- 9.2.2 Tvärkraftsarmering
- 9.2.3 Vridarmering
- 9.2.4 Ytarmering
- 9.2.5 Indirekta

9.3 Massiva plattor

- 9.3.1 Böjarmering
- 9.3.2 Tvärkraftsarmering

9.4 Pelardäck

- 9.4.1 Platta vid innerpelare
- 9.4.2 Platta vid kant- och hörnpelare
- 9.4.3 Skjuvarmering med hänsyn till genomstansning

9.5 Pelare

- 9.5.1 Allmänt
- 9.5.2 Längsgående armering
- 9.5.3 Tvärgående armering

9.6 Väggar

- 9.6.1 Allmänt
- 9.6.2 Vertikal armering
- 9.6.3 Horisontell armering
- 9.6.4 Tvärgående armering

9.7 Höga balkar

9.8 Grundkonstruktioner 9.8.1 Pålplintar

- 9.8.2 Grundplattor
- 9.8.3 Grundbalkar
- 9.8.4 Pelarfundament på berg
- 9.8.5 Grävpålar

9.9 Områden med diskontinuiteter i geometri eller laster (D-områden)

9.10 Sammanhållningsarmering

9.10.1 Allmänt

9.10.2 Dimensionering av sammanhållningsarmering

9.10.3 Kontinuitet och förankring av sammanhållningsarmering

10 KOMPLETTERANDE REGLER FÖR FÖRTILLVERKADE BETONG-ELEMENT OCH BETONGKONSTRUKTIONER

10.1 Allmänt

10.1.1 Speciella benämningar använda i detta kapitel

10.2 Grundläggande dimensioneringsregler och krav

10.3 Material

10.3.1 Betong

10.3.2 Spännarmering

10.5 Bärverksanalys

10.5.1 Allmänt

10.5.2 Förspänningsförluster

10.9 Särskilda regler för dimensionering och detaljutformning

10.9.1 Inspänningsmoment i plattor

10.9.2 Anslutningar mellan vägg och bjälklag

10.9.3 Bjälklagssystem

10.9.4 Anslutningar och upplag för förtillverkade element

10.9.5 Lager

10.9.6 Pelarholkar

10.9.7 Sammanhållande armering

11 BÄRVERK AV LÄTTBALLASTBETONG

11.1 Allmänt

11.1.1 Omfattning

11.1.2 Speciella beteckningar

11.2 Grundläggande dimensioneringsregler

11.3 Material

11.3.1 Betong

11.3.2 Elastisk deformation

11.3.3 Krypning och krympning

11.3.4 Spännings- töjningssamband för icke-linjär

11.3.5 Dimensioneringsvärden för tryck- och draghållfastheter

11.3.6 Spännings-töjningssamband för tvärsnittsdimensionering

11.3.7 Betong under fleraxligt tryck

11.4 Beständighet och täckande betongskikt

11.4.1 Exponeringsklasser

- 11.4.2 Täckande betongskikt och betongs egenskaper
 - 11.5 Bärverksanalys
 - 11.5.1 Rotationskapacitet
 - 11.6 Brottgränstillstånd
 - 11.6.1 Bärverksdelar som inte erfordrar tvärkraftsarmering
 - 11.6.2 Bärverksdelar som erfordrar tvärkraftsarmering
 - 11.6.3 Vridning
 - 11.6.4 Genomstansning
 - 11.6.5 Lokalt tryck
 - 11.6.6 Utmattning
 - 11.7 Bruksgränstillstånd
 - 11.8 Detaljutformning av armering - Allmänt
 - 11.8.1 Tillåten dorndiameter vid bockning av armeringsstänger
 - 11.8.2 Vidhäftningshållfasthet
 - 11.9 Detaljutformning av bärverksdelar samt särskilda regler
 - 11.10 Kompletterande regler för förtillverkade betongelement och bärverk
 - 11.12 Bärverk av oarmerad och lätt armerad betong
- ## 12 BÄRVERK AV OARMERAD OCH LÄTT ARMERAD BETONG
- 12.1 Allmänt
 - 12.3 Material
 - 12.3.1 Betong; tillkommande dimensioneringsförutsättningar
 - 12.5 Bärverksanalys
 - 12.6 Brottgränstillstånd
 - 12.6.1 Bärförmåga vid böjning med normalkraft
 - 12.6.2 Lokalt brott
 - 12.6.3 Tvärkraft
 - 12.6.4 Vridning
 - 12.6.5 Brottgränstillstånd påverkade av bärverkets deformationer (knäckning)
 - 12.7 Bruksgränstillstånd
 - 12.9 Detaljutformning av bärverksdelar samt särskilda regler
 - 12.9.1 Bärverksdelar
 - 12.9.2 Gjutfogar
 - 12.9.3 Grundsulor och fundament

BILAGA A (informativ) Modifiering av partialkoefficienter för materialegenskaper

BILAGA B (informativ) Krypning och krympning

BILAGA C (normativ) Armeringsegenskaper lämpliga att använda vid tillämpning av denna Eurokod

BILAGA D (informativ) Detaljerad metod för beräkning av relaxationsförluster i spännarmering

BILAGA E (informativ) Rekommenderade hållfasthetsklasser med hänsyn till beständighet

BILAGA F (Informativ) Formler för dragen armering vid plana spänningstillstånd

BILAGA G (Informativ) Samverkan mellan byggnadsverk och undergrund

BILAGA H (informativ) Globala andra ordningens effekter i bärverk

BILAGA I (informativ) Analys av pelardäck och stabiliserande väggskivor

BILAGA J (informativ) Detaljutformning i speciella fall

BILAGA NA (informativ) Nationellt valda parametrar m.m.

Bilaga 4. Innehåll i EN 1994-1-1 (EK4)

FÖRORD

1 ALLMÄNT

1.1 Omfattning

1.1.1 Omfattning för Eurokod 4

1.2 Normativa hänvisningar

1.2.1 Allmänna referensstandarder

1.2.2 Andra referensstandarder

1.3 Förutsättningar

1.4 Distinktion mellan principer och tillämpningsregler

1.5 Definitioner

1.5.1 Allmänt

1.5.2 Begrepp och definitioner som används i denna standard

1.6 Beteckningar

2 GRUNDLÄGGANDE DIMENSIONERINGSREGLER

2.1 Krav

2.2 Principer för dimensionering i gränstillstånd

2.3 Grundvariabler

2.3.1 Laster och miljöpåverkan

2.3.2 Material- och produktenskaper

2.3.3 Klassificering av laster

2.4 Verifiering med partialkoefficientmetoden

2.4.1 Dimensioneringsvärden

2.4.2 Lastkombinationer

2.4.3 Verifiering av statisk jämvikt (EQU)

3 MATERIAL

3.1 Betong

3.2 Armeringsstål

3.3 Konstruktionsstål

3.4 Förbindare

3.4.1 Allmänt

3.4.2 Svetsbultar

3.5 Profilerad plåt för samverkansplattor i byggnader

4 BESTÄNDIGHET

4.1 Allmänt

4.2 Profilerad plåt för samverkansplattor i byggnader

5 BÄRVERKSANALYS

5.1 Bärverksmodell för analys

5.1.1 Bärverksmodell och grundläggande antaganden

5.1.2 Modellering av knutpunkter

5.1.3 Interaktion mellan mark och bärverk

5.2 Bärverksstabilitet

5.2.1 Inverkan av bärverkets deformerade geometri

5.2.2 Analysmetoder för byggnader

5.3 Imperfektioner

5.3.1 Grunder

5.3.2 Imperfektioner i byggnader

5.4 Beräkning av lasteffekter

5.4.1 Metoder för bärverksanalys

5.4.2 Linjärelastisk analys

5.4.3 Ickelinjär bärverksanalys

5.4.4 Linjärelastisk analys med begränsad omfördelning för byggnader

5.4.5 Flytleadsanalys för byggnader

5.5 Klassificering av tvärsnitt

5.5.1 Allmänt

5.5.2 Klassificering av samverkanstvårsnitt utan igjutning

6 BROTTGRÄNSTILLSTÅND

6.1 Balkar

6.1.1 Balkar i byggnader

6.1.2 Medverkande bredd för verifiering av tvärsnitt

6.2 Balktvärsnitts bärförmåga

6.2.1 Bärförmåga för moment

6.2.2 Bärförmåga för tvärkraft

6.3 Tvärsnitts bärförmåga för igjutna balkar i byggnader

6.3.1 Omfattning .

6.3.2 Bärförmåga för böjning

6.3.3 Bärförmåga för tvärkraft

6.3.4 Böjning och tvärkraft

6.4 Vippning av samverkansbalkar

6.4.1 Allmänt

6.4.2 Verifiering av vippning för kontinuerlig samverkansbalk med tvärsnitt i klass 1, 2 eller 3 för byggnader

6.4.3 Förenklad verifiering för byggnader utan direkt beräkning

6.5 Lokal intryckning av liv

6.5.1 Allmänt

6.5.2 Vertikal fläsknäckning

6.6 Skjuvförbindning

6.6.1 Allmänt

6.6.2 Längsskjuvkrafter i balkar för byggnader

6.6.3 Svetsbultar i massiva plattor och igjutningar

6.6.4 Dimensionerande bärförmåga för svetsbultar i samverkansplattor i byggnader

6.6.5 Detaljutformning av skjuvförbindningen och inverkan av utförandet

6.6.6 Längsskjuvning i betongplattor

6.7 Samverkanspelare och andra tryckbelastade bärverksdelar med samverkan

6.7.1 Allmänt

6.7.2 Allmän dimensioneringsmetod

6.7.3 Förenklad dimensioneringsmetod

6.7.4 Skjuvförbindning och lastinföring

6.7.5 Detaljutformning

6.8 Utmattning

6.8.1 Allmänt

6.8.2 Partialkoefficienter för utmattning för byggnader

6.8.3 Utmattningshållfasthet

6.8.4 Inre krafter och utmattningslast

6.8.5 Spänningar

6.8.6 Spänningsvidd

6.8.7 Verifiering av utmattning med nominell spänningsvidd

7 BRUKSGRÄNSTILLSTÅND

7.1 Allmänt

7.2 Spänningar

7.2.1 Allmänt

7.2.2 Spänningsbegränsningar för byggnader

7.3 Deformationer i byggnader

7.3.1 Nedböjningar

7.3.2 Svängningar

7.4 Betongens uppsprickning

7.4.1 Allmänt

7.4.2 Minimiarmering

7.4.3 Begränsning av sprickor av direkt last

8 SAMVERKANSKNUTPUNKTER I BYGGNADER

- 8.1 Omfattning
- 8.2 Analys, modellering och klassificering
 - 8.2.1 Allmänt
 - 8.2.2 Elastisk bärverksanalys
 - 8.2.3 Klassificering av knutpunkter
- 8.3 Dimensioneringsmetoder
 - 8.3.1 Grunder och omfattning
 - 8.3.2 Bärförmåga
 - 8.3.3 Rotationsstyvhet
 - 8.3.4 Rotationskapacitet
- 8.4 Komponenters bärförmåga
 - 8.4.1 Omfattning
 - 8.4.2 Grundkomponenter i knutpunkter
 - 8.4.3 Pelarliv tryckt i tvärled
 - 8.4.4 Förstärkta komponenter

9 SAMVERKANSPLATTOR MED PROFILERAD PLÅT FÖR BYGNA- DER

- 9.1 Allmänt
 - 9.1.1 Omfattning
 - 9.1.2 Definitioner
- 9.2 Detaljutformning
 - 9.2.1 Plattjocklek och armering
 - 9.2.2 Ballast
 - 9.2.3 Upplag
- 9.3 Laster och lasteffekter
 - 9.3.1 Dimensioneringssituationer
 - 9.3.2 Laster på plåten som form
 - 9.3.3 Laster på samverkansbjälklag
- 9.4 Analys av inre krafter och moment
 - 9.4.1 Profilerad plåt som form
 - 9.4.2 Analys av samverkansbjälklag
 - 9.4.3 Effektiv bredd för samverkansbjälklag för punkt- eller linjelaster
- 9.5 Verifiering av den profilerade plåten som form i brottgränstillstånd
- 9.6 Verifiering av den profilerade plåten som form i bruksgränstillstånd
- 9.7 Verifiering av samverkansbjälklag i brottgränstillstånd
 - 9.7.1 Dimensioneringskriterium

9.7.2 Böjning

9.7.3 Längsskjuvning i plattor utan ändförankring

9.7.4 Längsskjuvning i plattor med ändförankring

9.7.5 Tvärkraft

9.7.6 Genomstansning

9.8 Verifiering av samverkansplattor i bruksgränstillstånd

9.8.1 Sprickviddsbegränsning för betong

9.8.2 Nedböjning

BILAGA A (informativ) Knutpunktskomponenters styvhet i byggnader

BILAGA B (informativ) Standardprovning

BILAGA C (informativ) Betongens krympning för bärverk med samverkan i byggnader

BILAGA NA (informativ) Nationellt valda parametrar m.m.

Litteraturförteckning

Bilaga 5. Innehåll i EN 1998-1-1 (EC8)

FOREWORD

1 GENERAL

1.1 Scope

1.1.1 Scope of EN 1998

1.1.2 Scope of EN 1998-1

1.1.3 Further Parts of EN 1998

1.2 Normative references

1.2.1 General reference standards

1.2.2 Reference Codes and Standards

1.3 Assumptions

1.4 Distinction between principles and application rules

1.5 Terms and definitions

1.5.1 Terms common to all Eurocodes

1.5.2 Further terms used in EN 1998

1.6 Symbols

1.6.1 General

1.6.2 Further symbols used in Sections 2 and 3 of EN 1998-1

1.6.3 Further symbols used in Section 4 of EN 1998-1

1.6.4 Further symbols used in Section 5 of EN 1998-1

1.6.5 Further symbols used in Section 6 of EN 1998-1

1.6.6 Further symbols used in Section 7 of EN 1998-1

1.6.7 Further symbols used in Section 8 of EN 1998-1

1.6.8 Further symbols used in Section 9 of EN 1998-1

1.6.9 Further symbols used in Section 10 of EN 1998-1

1.7 S.I. units

2 PERFORMANCE REQUIREMENTS AND COMPLIANCE CRITERIA

2.1 Fundamental requirements

2.2 Compliance criteria

2.2.1 General

2.2.2 Ultimate limit state

2.2.3 Damage limitation state

2.2.4 Specific measures

3 GROUND CONDITIONS AND SEISMIC ACTION

3.1 Ground conditions

3.1.2 Identification of ground types

3.2 Seismic action

3.2.1 Seismic zones

3.2.2 Basic representation of the seismic action

3.2.3 Alternative representations of the seismic action

3.2.4 Combinations of the seismic action with other actions

4 DESIGN OF BUILDINGS

4.1 General

4.1.1 Scope

4.2 Characteristics of earthquake resistant buildings

4.2.1 Basic principles of conceptual design

4.2.2 Primary and secondary seismic members

4.2.3 Criteria for structural regularity

4.2.4 Combination coefficients for variable actions

4.2.5 Importance classes and importance factors

4.3 Structural analysis

4.3.1 Modelling

4.3.2 Accidental torsional effects

4.3.3 Methods of analysis

4.3.4 Displacement calculation

4.3.5 Non-structural elements

4.3.6 Additional measures for masonry infilled frames

4.4 Safety verifications

4.4.1 General

4.4.2 Ultimate limit state

4.4.3 Damage limitation

5 SPECIFIC RULES FOR CONCRETE BUILDINGS

5.1 General

5.1.1 Scope

5.1.2 Terms and definitions

5.2 Design concepts

5.2.1 Energy dissipation capacity and ductility classes

5.2.2 Structural types and behaviour factors

5.2.3 Design criteria

5.2.4 Safety verifications

5.3 Design to EN 1992-1-1

5.3.1 General

5.3.2 Materials

- 5.3.3 Behaviour factor
- 5.4 Design for DCM
 - 5.4.1 Geometrical constraints and materials
 - 5.4.2 Design action effects
 - 5.4.3 ULS verifications and detailing
- 5.5 Design for DCH
 - 5.5.1 Geometrical constraints and materials
 - 5.5.2 Design action effects
 - 5.5.3 ULS verifications and detailing
- 5.6 Provisions for anchorages and splices
 - 5.6.1 General
 - 5.6.2 Anchorage of reinforcement
 - 5.6.3 Splicing of bars
- 5.7 Design and detailing of secondary seismic elements
- 5.8 Concrete foundation elements
 - 5.8.1 Scope
 - 5.8.2 Tie-beams and foundation beams
 - 5.8.3 Connections of vertical elements with foundation beams or walls
 - 5.8.4 Cast-in-place concrete piles and pile caps
- 5.9 Local effects due to masonry or concrete infills
- 5.10 Provisions for concrete diaphragms
- 5.11 Precast concrete structures
 - 5.11.1 General
 - 5.11.2 Connections of precast elements
 - 5.11.3 Elements

6 SPECIFIC RULES FOR STEEL BUILDINGS

- 6.1 General
 - 6.1.1 Scope
 - 6.1.2 Design concepts
 - 6.1.3 Safety verifications
- 6.2 Materials
- 6.3 Structural types and behaviour factors
 - 6.3.1 Structural types
 - 6.3.2 Behaviour factors
- 6.4 Structural analysis
- 6.5 Design criteria and detailing rules for dissipative structural behaviour common to all structural types

- 6.5.1 General
 - 6.5.2 Design criteria for dissipative structures
 - 6.5.3 Design rules for dissipative elements in compression or bending
 - 6.5.4 Design rules for parts or elements in tension
 - 6.5.5 Design rules for connections in dissipative zones
 - 6.6 Design and detailing rules for moment resisting frames
 - 6.6.1 Design criteria
 - 6.6.2 Beams
 - 6.6.3 Columns
 - 6.6.4 Beam to column connections
 - 6.7 Design and detailing rules for frames with concentric bracings
 - 6.7.1 Design criteria
 - 6.7.2 Analysis
 - 6.7.3 Diagonal members
 - 6.7.4 Beams and columns
 - 6.8 Design and detailing rules for frames with eccentric bracings
 - 6.8.1 Design criteria
 - 6.8.2 Seismic links
 - 6.8.3 Members not containing seismic links
 - 6.8.4 Connections of the seismic links
 - 6.9 Design rules for inverted pendulum structures
 - 6.10 Design rules for steel structures with concrete cores or concrete walls and for moment resisting frames combined with concentric bracings or infills
 - 6.10.1 Structures with concrete cores or concrete walls
 - 6.10.2 Moment resisting frames combined with concentric bracings
 - 6.10.3 Moment resisting frames combined with infills
 - 6.11 Control of design and construction
- ## 7 SPECIFIC RULES FOR COMPOSITE STEEL – CONCRETE BUILDINGS
- 7.1 General
 - 7.1.1 Scope
 - 7.1.2 Design concepts
 - 7.1.3 Safety verifications
 - 7.2 Materials
 - 7.2.1 Concrete
 - 7.2.2 Reinforcing steel
 - 7.2.3 Structural steel

- 7.3 Structural types and behaviour factors
 - 7.3.1 Structural types
 - 7.3.2 Behaviour factors
- 7.4 Structural analysis
 - 7.4.1 Scope
 - 7.4.2 Stiffness of sections
- 7.5 Design criteria and detailing rules for dissipative structural behaviour common to all structural types
 - 7.5.1 General
 - 7.5.2 Design criteria for dissipative structures
 - 7.5.3 Plastic resistance of dissipative zones
 - 7.5.4 Detailing rules for composite connections in dissipative zones
- 7.6 Rules for members
 - 7.6.1 General
 - 7.6.2 Steel beams composite with slab
 - 7.6.3 Effective width of slab
 - 7.6.4 Fully encased composite columns
 - 7.6.5 Partially-encased members
 - 7.6.6 Filled Composite Columns
- 7.7 Design and detailing rules for moment frames
 - 7.7.1 Specific criteria
 - 7.7.2 Analysis
 - 7.7.3 Rules for beams and columns
 - 7.7.4 Beam to column connections
 - 7.7.5 Condition for disregarding the composite character of beams with slab.
- 7.8 Design and detailing rules for composite concentrically braced frames
 - 7.8.1 Specific criteria
 - 7.8.2 Analysis
 - 7.8.3 Diagonal members
 - 7.8.4 Beams and columns
- 7.9 Design and detailing rules for composite eccentrically braced frames
 - 7.9.1 Specific criteria
 - 7.9.2 Analysis
 - 7.9.3 Links
 - 7.9.4 Members not containing seismic links
- 7.10 Design and detailing rules for structural systems made of reinforced concrete shear walls composite with structural steel elements
 - 7.10.1 Specific criteria

- 7.10.2 Analysis
- 7.10.3 Detailing rules for composite walls of ductility class DCM
- 7.10.4 Detailing rules for coupling beams of ductility class DCM
- 7.10.5 Additional detailing rules for ductility class DCH
- 7.11 Design and detailing rules for composite steel plate shear walls
 - 7.11.1 Specific criteria
 - 7.11.2 Analysis
 - 7.11.3 Detailing rules
- 7.12 Control of design and construction

8 SPECIFIC RULES FOR TIMBER BUILDINGS

- 8.1 General
 - 8.1.1 Scope
 - 8.1.2 Definitions
 - 8.1.3 Design concepts
- 8.2 Materials and properties of dissipative zones
- 8.3 Ductility classes and behaviour factors
- 8.4 Structural analysis
- 8.5 Detailing rules
 - 8.5.1 General
 - 8.5.2 Detailing rules for connections
 - 8.5.3 Detailing rules for horizontal diaphragms
- 8.6 Safety verifications
- 8.7 Control of design and construction

9 SPECIFIC RULES FOR MASONRY BUILDINGS

- 9.1 Scope
- 9.2 Materials and bonding patterns
 - 9.2.1 Types of masonry units
 - 9.2.2 Minimum strength of masonry units
 - 9.2.3 Mortar
 - 9.2.4 Masonry bond
- 9.3 Types of construction and behaviour factors
- 9.4 Structural analysis
- 9.5 Design criteria and construction rules
 - 9.5.1 General
 - 9.5.2 Additional requirements for unreinforced masonry satisfying EN 1998-1
 - 9.5.3 Additional requirements for confined masonry
 - 9.5.4 Additional requirements for reinforced masonry

- 9.6 Safety verification
- 9.7 Rules for “simple masonry buildings”
 - 9.7.1 General
 - 9.7.2 Rules

10 BASE ISOLATION

- 10.1 Scope
- 10.2 Definitions
- 10.3 Fundamental requirements
- 10.4 Compliance criteria
- 10.5 General design provisions
 - 10.5.1 General provisions concerning the devices
 - 10.5.2 Control of undesirable movements
 - 10.5.3 Control of differential seismic ground motions
 - 10.5.4 Control of displacements relative to surrounding ground and constructions
 - 10.5.5 Conceptual design of base isolated buildings
- 10.6 Seismic action
- 10.7 Behaviour factor
- 10.8 Properties of the isolation system
- 10.9 Structural analysis
 - 10.9.1 General
 - 10.9.2 Equivalent linear analysis
 - 10.9.3 Simplified linear analysis
 - 10.9.4 Modal simplified linear analysis
 - 10.9.5 Time-history analysis
 - 10.9.6 Non structural elements
- 10.10 Safety verifications at ultimate limit state

ANNEX A (informative) ELASTIC DISPLACEMENT RESPONSE SPECTRUM

ANNEX B (informative) DETERMINATION OF THE TARGET DISPLACEMENT FOR NONLINEAR STATIC (PUSHOVER) ANALYSIS

ANNEX C (normative) DESIGN OF THE SLAB OF STEEL-CONCRETE COMPOSITE BEAMS AT BEAMCOLUMN JOINTS IN MOMENT RESISTING FRAMES

Bilaga NA (informativ) Nationellt valda parametrar m.m. för SS-EN 1998, del 1 – 6

Bilaga NB (informativ) Översättning av definitionerna i avsnitt 1.5.2



2010:39

Strålsäkerhetsmyndigheten har ett samlat ansvar för att samhället är strålsäkert. Vi arbetar för att uppnå strålsäkerhet inom en rad områden: kärnkraft, sjukvård samt kommersiella produkter och tjänster. Dessutom arbetar vi med skydd mot naturlig strålning och för att höja strålsäkerheten internationellt.

Myndigheten verkar pådrivande och förebyggande för att skydda människor och miljö från oönskade effekter av strålning, nu och i framtiden. Vi ger ut föreskrifter och kontrollerar genom tillsyn att de efterlevs, vi stödjer forskning, utbildar, informerar och ger råd. Verksamheter med strålning kräver i många fall tillstånd från myndigheten. Vi har krisberedskap dygnet runt för att kunna begränsa effekterna av olyckor med strålning och av avsiktlig spridning av radioaktiva ämnen. Vi deltar i internationella samarbeten för att öka strålsäkerheten och finansierar projekt som syftar till att höja strålsäkerheten i vissa östeuropeiska länder.

Strålsäkerhetsmyndigheten sorterar under Miljödepartementet. Hos oss arbetar drygt 250 personer med kompetens inom teknik, naturvetenskap, beteendevetenskap, juridik, ekonomi och kommunikation. Myndigheten är certifierad inom kvalitet, miljö och arbetsmiljö.

Strålsäkerhetsmyndigheten
Swedish Radiation Safety Authority

SE-171 16 Stockholm
Solna strandväg 96

Tel: +46 8 799 40 00
Fax: +46 8 799 40 10

E-post: registrator@ssm.se
Webb: stralsakerhetsmyndigheten.se