

Konstruktioners hållfasthet och stabilitet

Betongkonstruktioner



Ympäristöministeriö
Miljöministeriet
Ministry of the Environment

2016

Förord

I Finlands byggbestämmelsesamling publicerar miljöministeriet rekommendationer för dimensioneringen av betongkonstruktioner med avseende på konstruktionernas hållfasthet och stabilitet. I anvisningen finns alla nationella bilagor som gäller dimensionering av betongkonstruktioner samlade.

I början av varje bilaga anges de punkter i standarden där nationella val enligt standarden kan göras samt när detta val har gjorts.

Helsingfors den 20 december 2016

Chef för enheten för byggnader och byggande
Byggnadsrådet

Teppo Lehtinen

Innehåll

1. Tillämpningsområde	4
2. Dimensionering av konstruktioner	
2.1 Handlingar om utförande av konstruktioner	4
2.2 Konstruktionsplanernas innehåll	4
2.3 Utförandeklasser	6
2.4 Beständighet och planerad livslängd	6
3. Utförande	
3.1 Planering av utförandet	7
3.2 Byggprodukter som användas	7
4. Övervakning av utförandet och konstruktionernas duglighet	
4.1 Övervakning av utförandet	8
4.2 Konstruktionernas duglighet	9
5. Hänvisningar	9
6. Nationella bilagor till eurokoderna SFS-EN 1992	
Nationell bilaga till standard SFS-EN 1992-1-1 Del 1-1: Allmänna regler och regler för byggnader	11
Nationell bilaga till standard SFS-EN 1992-1-2 Del 1-2: Allmänna regler. Brandteknisk dimensionering	30
Nationell bilaga till standard SFS-EN 1992-3 Del 3: Cisterner och silor	35

1. Tillämpningsområde

Dessa anvisningar innehåller tilläggsuppgifter för tillämpningen av miljöministeriets förordning om bärande konstruktioner (477/2014) vid dimensionering och utförande av betongkonstruktioner. Anvisningarna gäller i tillämpliga delar även samverkanskonstruktioner, t.ex. sådana betongkonstruktioner som används i samverkanskonstruktioner i betong och trä. Utförande enligt dessa anvisningar anses uppfylla de krav som ställs på bärande konstruktioner.

Dessa anvisningar tillämpas när betongkonstruktioner dimensioneras enligt standarderna SFS-EN 1992 och Finlands nationella bilagor till dem samt utförs enligt standarderna SFS-EN 13670 och SFS 5975.

I harmoniserade produktstandarder gällande betongelement finns det dessutom kompletterande regler och krav som gäller dimensionering och tillverkning av betongelement.

2. Dimensionering av konstruktioner

2.1 Handlingar om utförande av konstruktioner

I standarderna SFS-EN 13670 och SFS 5975 finns det anvisningar om hur handlingar om utförandet och utförandespecifikationer för betongkonstruktioner ska göras upp.

Handlingarna om utförandet innehåller i allmänhet åtminstone följande:

- a) konstruktionsritningar
- b) det som fordras enligt standarderna SFS-EN 13670 och SFS 5975, t.ex. vilka utförandeklasser och toleransklasser som ska användas
- c) andra handlingar som ska tillämpas eller hänvisningar till andra handlingar.

2.2 Konstruktionsplanernas innehåll

I konstruktionsplaner för betongkonstruktioner ska i allmänhet anges åtminstone följande information i tillämplig omfattning med tanke på dimensioneringsuppgiften:

- a) konsekvensklass
- b) exponeringsklass och konstruktionens planerade livslängd
- c) brandteknisk klass för konstruktionsdelar (R/E/I/M)
- d) använda specifika laster och lastklass
- e) fullständiga uppgifter om konstruktionernas mått och placering
- f) utförandeklass

- g) toleransklass
- h) hållfasthetsklass för betong
- i) betongskiktets nominella värde samt dess tillåtna måttavvikelse
- j) övre nominell gräns för stenmaterial som används i betong
- k) identifieringsuppgifter för armeringsstål och armering
- l) armeringsstängernas antal, diameter, längd, bockningsform, bockningsradie, placering och skarvar
- m) i fråga om spännarmering antalet linor/stänger, deras diameter, längd, form, bockningsradie, placering, skarvar samt dessutom typen av spännehet samt platser för injekterings- och hjälprör
- n) uppgifter om platser för fästen och inskränningar etc.
- o) i ritningarna för konstruktioner i utförandeklass 3 anges även armeringens stödsätt inklusive stöd-
armering
- p) uppgifter om arbetsskarvars exakta placering samt om sättet för utförandet om konstruktionen
hör till utförandeklass 3. I övriga utförandeklasser kan projekteraren överlämna beslutet om placeringen och utförandet av arbetsskarvar som enligt projekterarens bedömning är mindre betydelsefulla med tanke på konstruktionens duglighet till att fattas på byggplatsen.
- q) krav som anknyter till efterbehandling (de som bestäms på basen av exponeringsklassen behöver inte anges)
- r) tillåtna måttavvikelse (de som bestäms enligt utförandeklassen behöver inte anges)
- s) krav gällande övriga material och byggprodukter som används.

Om fabrikstillverkade konstruktionsdelar (i tillverknings- eller monteringsritningar) anges också

- t) i fråga om prefabricerade element de uppgifter som behövs för bedömning av byggproduktens duglighet och dimensionering
- u) den CE-märkningsmetod som används för de prefabricerade delarna (M1, M2, M3a eller M3b)
- v) betongelementets vikt och tyngdpunktens position
- w) minimistödytorna
- x) lyftlänkarna och deras placering
- y) vid behov hanteringsanvisningar, stagningsanvisningar och lyftanvisningar.

Vid dimensionering av konstruktioner ska de krav som tillverkningstekniken ställer beaktas. Om konstruktionen eller armeringen är svår att utföra, anges i ritningarna eller i arbetsbeskrivningen de specialåtgärder genom vilka de olika arbetskedena och övervakningen av dem kan anses uppfylla de krav som ställs på utförandet av arbetet.

Bärande fogar och fogarnas bredd dimensioneras så att fogarna blir väl fyllda med den arbetsmetod som används.

2.3 Utförandeklasser

De krav som ställs på utförandet av betongkonstruktioner indelas i tre utförandeklasser enligt hur krävande konstruktionerna är. Utförandeklasserna presenteras i standard SFS-EN 13670. Utförandeklasserna gäller platsbyggda betongkonstruktioner. I fråga om prefabricerade betongelement som tillverkats enligt de harmoniserade produktstandarderna gäller utförandeklasserna endast montering av elementen på byggplatsen.

Utförandeklassen väljs enligt standarden SFS-EN 1990 och konsekvensklasserna (CC1, CC2 och CC3) samt på basis av de riskfaktorer som hänför sig till användningen och utförandet av konstruktionen. Utförandeklassen och de krav som är förknippade med den bestäms på basis av konsekvensklassen för konstruktionen eller konstruktionsdelen, eller på basis av andra faktorer, enligt följande:

- konstruktioner som omfattas av konsekvensklass CC2 hör åtminstone till utförandeklass 2
- konstruktioner som omfattas av konsekvensklass CC3 hör till utförandeklass 3
- konstruktioner som tillverkas av höghållfast betong hör till utförandeklass 3. Som höghållfast betong betraktas betong med en hållfasthetsklass större än C50/60
- konstruktioner och konstruktionsdelar vars utförande anses vara särskilt krävande eller vars tillverkning förutsätter särskild noggrannhet för att garantera strukturell funktion, hör till utförandeklass 3. Kritiska konstruktionsdelar med tanke på fortskridande ras och betongkonstruktioner som förspänts på platsen anses vara särskilt krävande
- om toleransklass 2 och de reducerade partialkoefficienter som klassen möjliggör har tillämpats vid dimensioneringen av konstruktionen, hör konstruktionen till utförandeklass 3.

I utförandeklass 3 är användningen av toleransklass 2 frivillig. Partialkoefficienterna kan dock minskas endast i utförandeklass 3, och endast när det fastställs att toleransklass 2 ska tillämpas.

Vid dimensionering av bärförmågan för betongkonstruktioner i utförandeklass 1 får en hållfasthetsklass på högst C20/25 användas för betongen.

2.4 Beständighet och planerad livslängd

För att den planerade livslängden ska uppnås bestäms exponeringsklasserna utifrån miljöförhållandena. På basis av exponeringsklassen bestäms kraven, t.ex. vilken stålsort som ska användas, betongskiktet samt de krav som ställs på betongen och utförandet:

- exponeringsklasserna anges i standarden SFS-EN 206
- i standarden SFS-EN 1992-1-1 och dess nationella bilaga redogörs det för betongskiktet och dimensioneringen av konstruktionen
- anvisningar om betongens beständighet finns i standarden SFS-EN 206 och i den kompletterande standarden SFS 7022
- anvisningar om utförandet finns i kapitel 3 samt i standarden SFS-EN 13670 och i den kompletterande standarden SFS 5975

- krav som ställs på tillverkningen av prefabricerade betongdelar anges i standarden SFS-EN 13369 och i de harmoniserade produktstandarderna gällande prefabricerade element.

Ståldelar och övriga metalledar, vilkas betongskikt inte uppfyller kraven eller som annars är utsatta för korrosion, ska på ett tillförlitligt sätt skyddas mot korrosion. I exponeringsklasserna XC3, XC4, XS2, XS3, XD2 och XD3 utförs dylika delar av korrosionsbeständigt material. I exponeringsklasserna XC3, XC4, XS2 och XD2, får dock ståldelar utföras av korrosionsskyddat vanligt stål, om skyddet kan underhållas. I yttervägg av sandwichelement bör spännverkets ram i elementets yttre skikt tillverkas av samma material som diagonalen, om inte kraven gällande ramens betongskikt uppfylls.

3. Utförande

3.1 Planering av utförandet

Arbetsplanerna för utförandet av betongkonstruktioner görs upp utifrån handlingarna om utförandet med iakttagande av standarderna SFS-EN 13670 och SFS 5975.

I arbetsplaner för utförandet av betongkonstruktioner anges åtminstone följande information i lämplig omfattning med tanke på dimensioneringsuppgiften:

- behövliga utföranderitningar
- sådana planer för arbetskedena enligt standarden SFS-EN 13670 som handlingarna om utförandet kräver, t.ex. en betonggjutningsplan
- kvalitetshandlingar enligt standarderna SFS-EN 13670 och SFS 5975.

För utförande av konstruktioner i utförandeklasserna 2 och 3 utarbetas en särskild betonggjutningsplan.

För montering av betongelement utarbetas en monteringsplan.

3.2 Byggprodukter som användas

Egenskaperna hos de byggprodukter, material och tillbehör som användas i betongkonstruktioner påvisas genom CE-märkning om de hör till tillämpningsområdet för en harmoniserad produktstandard eller om tillverkaren har ansökt om europeiskt tekniskt godkännande eller europeisk teknisk bedömning av produkten. Annars ska egenskaperna påvisas i enlighet med lagen om produktgodkännanden för vissa byggprodukter (954/2012).

Egenskaperna hos följande produkter är viktiga med avseende på betongkonstruktionernas tillförlitlighet:

- betong
- specialmurbruk och specialbetong
- armeringsstål och armeringsnät
- spännstål
- armeringar
- förspänningsmetoder
- betongelement
- lastöverförande metalledar och lyftlänkar
- mekanisk skarvning av armeringsstänger
- specialankare i armeringsstänger.

När det gäller definitioner, egenskaper, tillverkning och överensstämmelse finns anvisningar i standarden SFS-EN 206 och i den kompletterande standarden SFS 7022.

Som specialbruk och betong räknas s.k. torr bruk och torr betong som används för bärande konstruktioner eller konstruktioner som förutsätts vara väderbeständiga. Som specialbruk och specialbetong räknas även fogbruk och reparationsbruk, vilka förutsätts vara väderbeständiga, samt konstruktionsfogbruk, om det inte är fråga om färdigbetong enligt standarden SFS-EN 206.

Bestämmelser om väsentliga tekniska krav som ställs på armeringsstål finns i miljöministeriets förordning om väsentliga tekniska krav för svetsbart armeringsstål och armeringsnät. När det gäller definitioner, egenskaper och överensstämmelse som rör spännstål finns det anvisningar i standarderna SFS 1265-1 och SFS 1265-3.

Anvisningar som gäller tillverkning av betongelement finns i standarden SFS-EN 13369.

Vilken effekt de specialbetonggjutningsmetoder som används vid tillverkningen har på utvecklingen av betongens egenskaper utreds på förhand genom konstruktionsprov eller uppskattas i övrigt med tillräcklig noggrannhet samt beaktas vid proportioneringen av betongen.

4. Övervakning av utförandet och konstruktionernas duglighet

4.1 Övervakning av utförandet

Kontroller som hänför sig till övervakningen av utförandet av betongkonstruktioner görs i den omfattning som krävs i handlingarna om utförandet med iakttagande av standarderna SFS-EN 13670 och SFS 5975.

Den ansvariga arbetsledaren eller en arbetsledare för ett specialområde som utsetts särskilt ska medan konstruktionerna utförs övervaka att planerna och anvisningarna för tillverkningen av betongkonstruktionerna och monteringen av betongelement följs och att behöriga dokument görs upp över arbetet.

Det görs upp ett protokoll över kontrollen av armeringen av platsgjutna konstruktioner i den omfattning som handlingarna om utförandet och inspektionsprotokollet anger.

Om det under utförandet konstateras att en konstruktion eller en detalj inte uppfyller de krav som ställs i handlingarna om utförandet, ska platserna för avvikelserna och orsakerna till dem utredas. Då kan det utredas huruvida avvikelsen kan godtas utan att den behöver korrigeras. Vid behov ska det genom kalkyler påvisas att den säkerhetsnivå som krävs i standarderna SFS-EN 1992 och i de nationella bilagorna till dem uppnås. Om det inte kan påvisas att avvikelsen kan godtas utan korrigering, utförs korrigering i behövlig omfattning.

Om betongens tryckhållfasthet måste utredas utifrån konstruktionen, görs detta enligt standarderna SFS-EN 13791:2007 och SFS 7022. Avvikelsen och den korrigerande åtgärden antecknas i kvalitetskontrollmaterialet. Resultaten av prover som görs för att konstatera betongens hållfasthet, beständighet och andra egenskaper ska i fall med bristfällig kvalitet anmälas till byggnadstillsynsmyndigheten, om den bristfälliga kvaliteten påverkar uppfyllandet av väsentliga tekniska krav.

Kvalitetskontrollmaterialet dokumenteras och sammanställs till en helhet.

4.2 Konstruktionernas duglighet

Vid tillämpningen av dessa anvisningar grundar sig bedömningen av konstruktioners duglighet på att dimensioneringen av betongkonstruktionerna har gjorts på behörigt sätt enligt standarderna SFS-EN 1992 och de nationella bilagorna till dem samt att betongkonstruktionerna utförts och granskats i enlighet med handlingarna om utförandet.

5. Hänvisningar

Hänvisningarna avser den senaste upplagan (inklusive ändringar), om inte versionen för hänvisningen har specificerats.

EN 206 Betong. Fordringar, egenskaper, tillverkning och överensstämmelse

EN 1990 Eurokod. Dimensioneringsgrunder för bärande konstruktioner

EN 1992-1-1	Eurokod 2: Dimensionering av betongkonstruktioner. Del 1-1: Allmänna regler och regler för byggnader
EN 1992-1-2	Eurokod 2: Dimensionering av betongkonstruktioner. Del 1-2: Allmänna regler. Brandteknisk dimensionering
EN 1992-3	Eurokod 2: Dimensionering av betongkonstruktioner. Del 3: Cisterner och silor
EN 12504-1	Provning av betong i färdiga konstruktioner. Del 1: Borrkärnor. Uttag, undersökning och tryckprovning
EN 13369	Förtillverkade betongprodukter – Gemensamma regler
EN 13670	Betongkonstruktioner – utförande
EN 13791:2007	Assesment of in-situ compressive strength in structures and precast concrete components
SFS 1265-1	Spännarmering. Del 1 Allmänna krav
SFS 1265-3	Spännarmering. Del 3: Lina
SFS 5975	Utförande av betongkonstruktioner. Tillämpning av standard SFS-EN 13670 i Finland (på finska)
SFS 7022	Betong. Tillämpning av standarden SFS-EN 206 i Finland (på finska)

6. Nationella bilagor till eurokoderna SFS-EN 1992

Nationell bilaga till standard SFS-EN 1992-1-1 Del 1-1: Allmänna regler och regler för byggnader

I fråga om standard SFS-EN 1992-1-1 ska de rekommenderade värdena i standard SFS-EN 1992-1-1 och alla bilagor till den iakttas, om inte något annat anges i denna nationella bilaga.

De icke kontradiktoriska kompletterande anvisningarna (NCCI) till standarden anges med kursiv stil.

Nationellt val tillåts i följande punkter i standarden SFS-EN 1992-1-1:

- 2.3.3(3)
- 2.4.2.1(1)
- 2.4.2.2(1)
- 2.4.2.2(2)
- 2.4.2.2(3)
- 2.4.2.3(1)
- 2.4.2.4(1)
- 2.4.2.4(2)
- 2.4.2.5(2)
- 3.1.2(2)P
- 3.1.2(4)
- 3.1.6(1)P
- 3.1.6(2)P
- 3.2.2(3)P
- 3.2.7(2) Anmärkning 1
- 3.3.4(5)
- 3.3.6(7)
- 4.4.1.2(3)
- 4.4.1.2(5)
- 4.4.1.2(6)
- 4.4.1.2(7)
- 4.4.1.2(8)
- 4.4.1.2(13)
- 4.4.1.3(1)P
- 4.4.1.3(3)
- 4.4.1.3(4)
- 5.1.3 (1)P

- 5.2(5)
- 5.5(4)
- 5.6.3(4)
- 5.8.3.1(1)
- 5.8.3.3(1)
- 5.8.3.3(2) Anmärkning 1
- 5.8.5(1) Anmärkning 1
- 5.8.6(3)
- 5.10.1(6)
- 5.10.2.1(1)P
- 5.10.2.1(2)
- 5.10.2.2(4)
- 5.10.2.2(5)
- 5.10.3(2)
- 5.10.8(2)
- 5.10.8(3)
- 5.10.9(1)P
- 6.2.2(1)
- 6.2.2(6)
- 6.2.3(2)
- 6.2.3(3) Anmärkning 1
- 6.2.4(4)
- 6.2.4(6)
- 6.4.3(6)
- 6.4.4(1)
- 6.4.5(1)
- 6.4.5(3)
- 6.4.5(4)
- 6.5.2(2)
- 6.5.4(4)
- 6.5.4(6)
- 6.8.4(1) Anmärkning 2
- 6.8.4(5)
- 6.8.6(1)
- 6.8.6(3)
- 6.8.7(1)
- 7.2(2)
- 7.2(3)
- 7.2(5)
- 7.3.1(5)
- 7.3.2(4)
- 7.3.4(3)

- 7.4.2(2)
- 8.2(2)
- 8.3(2)
- 8.6(2)
- 8.8(1)
- 9.2.1.1(1) Anmärkning 2
- 9.2.1.1(3)
- 9.2.1.2(1) Anmärkning 1
- 9.2.1.4(1)
- 9.2.2(4)
- 9.2.2(5)
- 9.2.2(6)
- 9.2.2(7)
- 9.2.2(8)
- 9.3.1.1(3)
- 9.5.2(1)
- 9.5.2(2)
- 9.5.2(3)
- 9.5.3(3)
- 9.6.2(1) Anmärkning 1
- 9.6.2(1) Anmärkning 2
- 9.6.3(1)
- 9.7(1)
- 9.8.1(3)
- 9.8.2.1(1)
- 9.8.3(1)
- 9.8.3(2)
- 9.8.4(1)
- 9.8.5(3)
- 9.10.2.2(2)
- 9.10.2.3(3)
- 9.10.2.3(4)
- 9.10.2.4(2)
- 11.3.5(1)P
- 11.3.5(2)P
- 11.3.7(1)
- 11.6.1(1)
- 11.6.2(1)
- 11.6.4.1(1)
- 12.3.1(1)
- 12.6.3(2)
- A.2.1(1)

- A.2.1(2)
- A.2.2(1)
- A.2.2(2)
- A.2.3(1)
- C.1(1)
- C.1(3) Anmärkning 1
- C.1(3) Anmärkning 2
- E.1(2)
- J.1(2)
- J.2.2(2)
- J.3(2)
- J.3(3).

Nationellt val har gjorts vid de punkter som märkts ut med symbolen •.

Betongens deformationer

2.3.3(3)

Rörelsefogbredden d_{joint} dimensioneras projektvis. Grundläggningssättet beaktas vid dimensioneringen.

Spännkraftens partialkoefficient

2.4.2.2(1)

För partialkoefficienten för spännkraften $\gamma_{p,\text{fav}}$ används värdet 1 i normala och tillfälliga dimensioneringsfall. Detta värde kan även användas vid kontroller av utmattningsnivå.

Om det vid granskning av hela konstruktionen behövs olika slags partialkoefficienter för gynnsamma och ogynnsamma påverkan, används som värde för spännkraftens partialkoefficient talen 0,9 eller 1,1.

Materialpartialkoefficienter

2.4.2.4(1)

Materialpartialkoefficienterna γ_c och γ_s som används i brottgränstillstånd för normalt rådande och tillfälliga dimensioneringsfall och olycksdimensioneringsfall anges i tabell 1. De angivna värdena gäller inte i brandsituationer, utan i fråga om sådana situationer hänvisas det till standarden SFS-EN 1992-1-2.

Tabell 1. Partialkoefficienter för material i brottgränstillstånd

Dimensioneringsfall	Partialkoefficient för betong γ_c	Partialkoefficient för armeringsstål γ_s	Partialkoefficient för spännstål γ_{st}
Vanliga och tillfälliga dimensioneringssituationer	1,5	1,15	1,15
I normalt rådande och tillfälliga dimensioneringsfall kan reducerade partialkoefficienter användas om: <ul style="list-style-type: none"> - utförandeklass 3 och toleransklass 2 enligt SFS-EN 13670 används samt om kvalitetskontrollen gällande betongtillverkningen har certifierats - betongelementen har reducerade avvikelser enligt tabell A.1 i SFS-EN 1992-1-1 samt om kvalitetskontrollen gällande betongtillverkningen har certifierats 	1,35	1,10	1,10
Olycksituationer	1,0	1,0	1,0

I kontroller av utmattning används som värden för partialkoefficienterna $\gamma_{c,fat}$ och $\gamma_{s,fat}$ oförsminkade partialkoefficienter för normalt rådande dimensioneringsfall enligt tabell 1.

Hållfasthet

3.1.2(4)

Som värde för korrektionskoefficienten vid bestämning av hållfasthet hos betong med en ålder på mer än 28 dygn används värdet $k_t = 1,0$.

Dimensioneringsvärde för trykhållfasthet och draghållfasthet

3.1.6(1)P

Som värde för koefficienten α_{cc} används talet 0,85.

Armeringsstål

3.2

Dimensioneringsreglerna enligt standarden SFS-EN 1992-1-1 gäller inte ytbelagt armeringsstål, rostfritt armeringsstål eller armeringsstål vars sträckhållfasthet är större än 600 MPa.

Ytbelagt armeringsstål, rostfritt armeringsstål och armeringsstål vars sträckhållfasthet är större än 600 MPa kan användas för dimensionering i enlighet med eurokoderna om det kan påvisas att tillämpningsföreskrifterna är i kraft.

Sambandet mellan spänning och deformation för rostfritt armeringsstål avviker från sambandet mellan spänning och deformation för kolstål som anges i punkt 3.2.7. Sambandet mellan spänning och deformation är inte heller lika för olika stålsorter av rostfritt armeringsstål.

Vid dimensionering av armeringsstål vars sträckhållfasthet är över 600 MPa, beaktas sådana större deformationer som föranleds av stålets större spänning.

Dimensioneringsantaganden

3.2.7(2) Anmärkning 1

Den övre gränsen för deformation ε_{ud} är 1 % vid ökande spänning.

Dimensioneringsantaganden

3.3.6(7)

Den övre gränsen för töjning ε_{ud} är 2 % vid ökande spänning.

Betongskiktets minimivärde c_{min}

4.4.1.2(5)

Betongskiktets minimivärde $c_{min,dur}$ anges i tabell 2.

Tabell 2. Minimikrav på betongskikt (planerad livslängd 50 eller 100 år)

Minimikrav på betongskiktets värde $c_{min,dur}$ (mm) i olika miljöförhållanden							
Kriterium	Exponeringsklass enligt tabell 4.1 i standard SFS-EN 1992-1-1						
	X0	XC1	XC2	XC3, XC4	XD1, XS1	XD2, XS2	XD3, XS3
Armeringsstål	10	10	20	25	30	35	40
Spännstål	10	20	30	35	40	45	50
100 års planerad livslängd	+0	+0	+5	+5	+5	+5	+5

Anmärkning 1. I fråga om vidhäftningsspänningar, vars långvariga spänning i ett bruksgränstillstånd är högst 400 N/mm², tillämpas de krav som ställs på armeringsstål.

Anmärkning 2. Betongskiktets minimivärde kan minskas med 5 mm, om betongens cylinderhållfasthet är minst 10 MPa större än den minimivärde för cylinderhållfasthet som krävs med tanke på beständigheten.

Anmärkning 3. Minimikraven på betongskiktets värde gäller också förankring av spännstål och metalldelar som monteras vid gjutningen om dessa inte har skyddats mot korrosion i enlighet med exponeringsklassen.

Anmärkning 4. Betongens beständighet ska också till övriga delar uppfylla kravet på 100 års livslängd, om konstruktionens planerade livslängd är 100 år.

Om man avviker från betongskiktets angivna minimivärden eller om den målsatta livslängden är över 100 år bestäms minimivärdena $c_{min,dur}$ genom en kalkylerad livslängdsdimensionering som beaktar den yttre klimatbelastningen, inomhusklimatet, den belastning som orsakas av användningen, betongens sammansättning, armeringsstålets korrosionsegenskaper, konstruktionens detaljer och ytbeläggning, efterbehandlingen samt kontroll- och underhållsåtgärder.

Måttavvikelse som ska beaktas vid dimensionering

4.4.1.3(1)P

Tillåten måttavvikelse Δc_{dev} för betongskikt är i allmänhet 10 mm.

4.4.1.3(3)

Vid dimensionering av betongelement kan för specifika elementtyper användas en mindre tillåten måttavvikelse än 10 mm om detta på grund av fabriken interna certifierade kvalitetsstyrningssystem är motiverat. Mindre måttavvikelse än $\Delta c_{dev} = 5$ mm får dock inte användas.

4.4.1.3(4)

För betongskiktets nominella värde används minst värdet $k_1 = c_{min} + 10$ mm, när betong gjuts mot utjämnad (försedd med utjämningsskikt) markgrund och $k_2 = c_{min} + (20...40)$ mm, efter planerarens bedömning, bl.a. vid användning av betong som gjuts direkt mot markgrund.

Analys enligt linjär elasticitetsteori när momenten omfördelas delvis

5.5(4)

Vid användning av stål i seghetsklass A kan omfördelning av momenten inte utnyttjas och då är koefficienten $k_6 = 1$. För koefficienterna k_1 , k_2 , k_3 , k_4 och k_5 används de rekommenderade värdena.

Analysmetoder

5.8.5(1) Anmärkning 1

Konstruktören väljer från fall till fall vilken av metoderna (a) eller (b) som ska användas.

Allmänt

5.10.1(6)

För att sprödbrott som föranleds av brott av spänneheter ska kunna undvikas ska ett av följande villkor uppfyllas:

Metod A:

Minst minimiarmering enligt punkt 9.2.1 används.

Metod D:

Spänneheternas funktion visas på ett tillförlitligt sätt. Detta villkor anses vara uppfyllt då tvärsnittets bärförmåga vid böjning M_{Rd} är 1,5-faldig jämfört med brottgränstillståndets dimensionerade moment M_{Ed} .

Då spänneheter utan vidhäftning används anses villkoret vara uppfyllt om konstruktionen dimensioneras så att konstruktionens säkerhetsnivå förblir tillräckligt hög även om en spännehet i samma tvärsnitt skadas så att den blir oduglig. I plattkonstruktioner anses de spänneheter höra till samma tvärsnitt som är belägna på varsin sida av spänneheten inom avståndet $L/3$, där L är plattans spännvidd.

Metod E:

Det säkerställs att om brott inträffar då specifik lastkombination råder, antingen på grund av att lasten ökar eller på grund av att spännkraften minskar, så uppstår det sprickor i konstruktionsdelen innan brotthållfastheten uppnåtts. I granskningen beaktas momentets omfördelning på grund av sprickbildning.

Begränsning av spänning i betong

5.10.2.2(4)

För talet k_4 används värdet 20 % och för talet k_5 värdet 0 %.

5.10.2.2(5)

För koefficienten k_6 används värdet 0,65.

Spännkraftens inverkan i brottgränstillstånd

5.10.8(2)

För spänningsökning $\Delta\sigma_{p,ULS}$ används värdet 50 MPa.

5.10.8(3)

Som värden för partialkoefficienternas övre och nedre gränser $\gamma_{\Delta P, sup}$ och $\gamma_{\Delta P, inf}$ används alltid värdet 1,0.

Spännkraftens inverkan i bruksgränstillstånd och utmattningsgränstillstånd

5.10.9(1)P

I bruksgränstillstånds- och utmattningsberäkningar kan ett av spännkraftens karakteristiska värden användas, varvid värdet på koefficienterna r_{sup} och r_{inf} är 1.

Hållfasthet vid genomstansning för platta och pelarplint utan skjuvarmering

6.4.4(1)

Vid bestämmande av hållfastheten vid genomstansning och den övre gränsen för hållfastheten vid genomstansning för en konstruktion utan skjuvarmering används som värde för storheten $C_{Rd,c}$:

$$C_{Rd,c} = \frac{0,3 \left(\frac{D}{d} + 1,5\right)}{\gamma_c \left(\frac{D}{d} + 4\right)} \quad (1.1)$$

där

D är diametern för en rund pelare eller i fråga om en rektangulär pelare

$D = \sqrt{c_1 c_2}$, där c_1 och c_2 är pelarens sidomått

d är plattans genomsnittliga effektiva tjocklek.

Vid bestämmande av stanshållfastheten för en skjuvarmerad konstruktion (formel 6.52 i standarden SFS-EN 1992-1-1) beräknas dimensioneringsvärdet för stanshållfastheten (formel 6.47 i standarden SFS-EN 1992-1-1) med hjälp av värdet på storheten $C_{Rd,c}$:

$$C_{Rd,c} = \frac{0,3 \left(\frac{D}{d} + 1,5\right)}{4,5 \cdot \gamma_c \left(\frac{D}{d} + 4\right)} \quad (1.2)$$

Som värde för storheten v_{\min} används värdet 0 och som värde för storheten k_1 används värdet 0,1 i alla fall.

Stanshållfasthet för skjuvarmerad platta och pelarplint

6.4.5(1)

Som värde för koefficienten k_{\max} används talet 1,6.

Formeln (6.52) i standarden SFS-EN 1992-1-1 har härletts för radiell armering. I formeln används den totala ytan för armeringen inom ett område som avgränsas av omkretsen u_1 , varvid termen $1,5 (d/s_r)A_{sw}$ ersätts med armeringens totala yta. Vid beräkning av arean för armeringen ska det ses till att armeringen är tillräckligt väl förankrad på bägge sidor om genomstansningssprickan. I allmänhet inräknas armering som ligger inom ett avstånd på högst $1,5 d$ från pelaren.

Kontroll av utmattning för armeringsstål och spännstål

6.8.4(1) Anmärkning 2

De värden för parametrarna för S-N-kurvorna för armeringsstål och spännstål som anges i tabellerna 6.3N och 6.4N i standarden SFS-EN 1992-1-1 kan användas om utmattningshållfastheten för armeringsstålet har bestämts enligt miljöministeriets förordning om väsentliga tekniska krav för svetsbart armeringsstål och armeringsnät och utmattningshållfastheten för spännarmeringen har bestämts enligt kraven i standarderna SFS 1265-1 och SFS 1265-3 och klassen för utmattningshållfastheten för spännstål är F1 eller F2.

Kontroll av utmattning för betong som belastats av tryck eller skjuvning

6.8.7(1)

För antalet spänningsperioder N används det rekommenderade värdet 10^6 . För koefficienten k_1 används värdet 1,0 då antalet spänningsperioder är $N = 10^6$.

Begränsning av spänningar

7.2(5)

Koefficienternas värden är $k_3 = 0,6$, $k_4 = 0,8$ och $k_5 = 0,6$.

Allmänna betraktelser

7.3.1(5)

Gränsvärdet w_{\max} för sprickbredd ges i tabell 3.

Tabell 3. Gränsvärden för sprickbredd w_{\max} (mm), då konstruktionens planerade livslängd är högst 100 år.

Exponeringsklass	Armerade betongkonstruktioner och ankar-spännkonstruktioner utan vidhäftning	Spännkonstruktioner med vidhäftning och injekterade ankarspännkonstruktioner	
	Långvarig lastkombination	Vanlig lastkombination	Långvarig lastkombination
X0, XC1	0,40	0,20	inga krav
XC2, XC3, XC4, XD1, XS1	0,30	0,20	Dragspänningsfritt tillstånd
XD2, XD3, XS2, XS3	0,20	Dragspänningsfritt tillstånd	inga krav

Anmärkning 1. I armerade betongkonstruktioner eller vid användning av spänneheter utan vidhäftning i samband med exponeringsklasserna X0 och XC1 har sprickbredden inte någon inverkan på beständigheten och gränsen är satt för att säkerställa ett godtagbart utseende. Om inga krav på utseende ställs kan denna gräns mjukas upp.

Anmärkning 2. Spännkonstruktioner med vidhäftning och injekterade ankarspännkonstruktioner tillåts ha en långvarig lastkombination med en dragspänning på högst det karakteristiska värdet för draghållfastheten $f_{ctk,0,05}$, om konstruktionen belastas av en nyttolast enligt standarden SFS-EN 1991-1-1, vars kombinationsfaktor för den långvariga delen är större än 0,5.

Anmärkning 3. Om betongskiktet är tjockare än det minimiskikt, $c_{\min,dur}$, som krävs med tanke på beständigheten, får tabellens gränsvärden för sprickbredd höjas med koefficienten $(c_{true} - c_{dev})/c_{\min,dur} \leq 1,4$, där c_{true} är ett planenligt betongskikt. Om betongskiktets tjocklek är större än 50 mm, kan för betongskiktet c användas värdet 50 mm vid beräkning av sprickbredden.

Dimensionering av cisternkonstruktioner där täthet krävs behandlas i standarden SFS-EN 1992-3.

Fall där beräkning inte krävs

7.4.2(2)

Värden på koefficienten K anges i tabell 4. I tabellen anges också de värden som fås genom formeln (7.16) i allmänna fall ($C30/37$, $\sigma_s = 310$ MPa, med olika konstruktionssystem och armeringsförhållanden $\rho = 0,5$ % och $\rho = 1,5$ %).

Tabell 4. Grundläggande förhållanden mellan spännvidd och effektiv höjd för armerade betongkonstruktioner som inte påverkas av tryckande normalkraft

Konstruktionssystem	K	Betong belastad av stor spänning, $\rho = 1,5\%$	Betong belastad av liten spänning, $\rho = 0,5\%$
Fritt upplagd balk, fritt upplagd platta, bärande i en riktning eller båda riktningarna	0,8	11	16
Kantfält i kontinuerlig balk eller kantfält i en kontinuerlig platta bärande i en riktning eller platta bärande i båda riktningarna, när plattan är kontinuerlig över en långsida	1,0	15	22
Mittfält på balk eller platta bärande i en riktning eller båda riktningarna	1,2	17	24
Platta som stöder sig på pelare utan balkar (pelardäck) (med ledning av den större spännvidden)	1,0	14	20
Konsol	0,3	4	6

ANM. 1. Angivna värden har valts så att de i allmänhet är på den säkra sidan och beräkning kan ofta visa att slankare konstruktionsdelar är möjliga.

ANM. 2. För plattor som är bärande i båda riktningarna utförs kontrollen med den kortaste spännvidden som grund. För pelardäck väljs den längre spännvidden.

ANM. 3. Gränser som anges för pelardäck motsvarar en lindrigare begränsning än nedböjningen mitt i spännvidden, storleken på denna är spännvidden delad med talet 250. Erfarenheten har visat att detta är tillräckligt.

Avstånd mellan stänger

8.2(2)

Koefficienternas värden är $k_1 = 1$ och $k_2 = 3$ mm.

Tillåtna diametrar för stängers bockningsrullar

8.3(2)

För att undvika skador i armeringen förutsätts att diametern för en bockningsvals för stång är minst $\phi_{m,min}$ i enlighet med tabell 5.

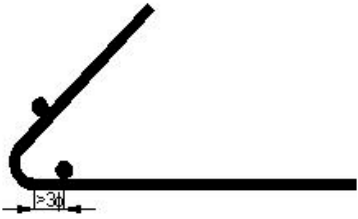
Tabell 5. Minsta tillåtna diametrar på bockningsrulle för att förhindra skador på stål

a) Stänger och tråd

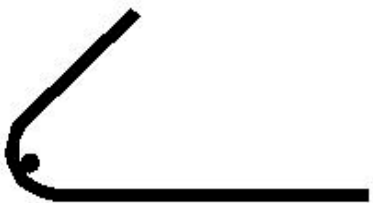
Stängens diameter	Minimidiameter på bockningsrulle för bockningar, krokar och länkar (se figur 8.1)
$\phi \leq 16$ mm	$4,5\phi$
$\phi > 16$ mm	9ϕ

ANM. Som minimidiameter för bockningsrulle kan alternativt användas värden som är minst 2 gånger diametern på en dorn som används i böjprov för ifrågavarande stålklass.

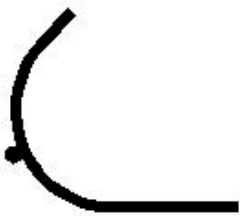
b1) Svetsade armeringar och nät som bockas efter svetsning och där bockningspunkten är utanför området för inverkan av svetsvärmen

	<p>När bockningspunkten är utanför området för inverkan av svetsvärmen (HAZ) är bockningsrullens diameter i enlighet med punkt a).</p> <p>Som längd för området där svetsvärmen inverkar (HAZ) kan användas 3ϕ från fogens mitt.</p>
---	--

b2) Svetsade armeringar och nät som bockas efter svetsning och där bockningspunkten är inom området för inverkan av svetsvärmen och svetsen på bockningens insida

	<p>$\phi_{m,min} = 2,0$ gånger i punkt a) angivna värden.</p> <p>$\phi_{m,min} = 1,5$ gånger i punkt a) angivna värden för monteringssvetsbara stål (SFS 1202 eller CEN/TR 15481).</p>
--	--

b3) Svetsade armeringar och nät som bockas efter svetsning och där bockningspunkten är inom verkningsområdet för svetsvärmen och svetsen på utsidan av bockningen

	<p>$\phi_{m,min} = 5,0$ gånger i punkt a) angivna värden.</p> <p>$\phi_{m,min} = 3,0$ gånger i punkt a) angivna värden för monteringssvetsbara stål (SFS 1202 eller CEN/TR 15481).</p>
---	--

c) Svetsade kraftfogar

Bockning kräver alltid särskilda säkerhetsåtgärder och kvalitetsövervakningsförfaranden.

Anmärkning. Svetsning av fästförband på färdigbockade områden är tillåten för monteringssvetsbara stål (SFS 1202 eller CEN/TR 15481) med bockningar enligt punkt a).

Vidhäftningsspänning i brottgränstillstånd

8.4.2

Rundstänger kan användas för vidhäftning av ståldelar eller bygelarmering för pålar.

Rundstängernas förankringshållfasthet beräknas med tillämpning av punkt 8.4 i standard SFS-EN 1992-1-1:

- som vidhäftningshållfasthet f_{bd} för rundstänger används $f_{bd} = \eta_1 \eta_2 f_{ctd}$ i stället för formel (8.2) i standard SFS-EN 1992-1-1
- värdet av produkten ($\alpha_2 \alpha_3 \alpha_5$) är 1 (jfr. formel (8.5) i standard SFS-EN 1992-1-1)

Denna anvisning kan tillämpas på slätt armeringsstål samt konstruktionsstål då stålets sträckhållfasthet f_{yk} är högst 400 N/mm². För förankring av rundstänger används krokär.

Överlappslängd

8.7.3(1)

Då värdet 2,0 används för koefficienten α_6 kan det anses att kravet i punkt 8.7.2(3) om avståndet i längdriktning för en överlappsskarv uppfylls och att de dragna stängerna kan förlängas i samma tvärsnitt i enlighet med punkt 8.7.2(4).

Vid beräkning av överlappslängden för tryckstänger kan värdet 1 användas för koefficienten α_6 .

Minimi- och maximiarea för armering i tvärsnitt

9.2.1.1(3)

Arean för drag- eller tryckarmering $A_{s,max}$ begränsas inte.

Dimensionering av andra detaljer

9.2.1.2(1) Anmärkning 1

För koefficienten β_1 används värdet 0,15, såvida inte fästgraden undersöks närmare.

Skjuvarmering

9.2.2(4)

Värdet för minimiandelen byglar β_3 i förhållande till den använda skjuvarmeringen är 0, då skjuvarmeringen är tillförlitligt förankrad.

Allmänt

9.3.1.1(3)

Maximivärdet för avståndet mellan stängerna $s_{max,slabs}$ är:

- för huvudarmering $3h \leq 400$ mm, där h är plattans totaltjocklek
- för fördelningsarmering $4h \leq 600$ mm.

Inom punktlast- eller maximimomentområden är reglerna på motsvarande sätt:

- för huvudarmering $2h \leq 250$ mm
- för fördelningsarmering $3h \leq 400$ mm.

Genomstansningsarmering

9.4.3(2)

Formeln (9.11) i standard SFS-EN 1992-1-1 har härletts för radiell armering. Den minsta armeringsmängden för den totala skjuvarmeringen kan alternativt beräknas genom att i stället för termen $s_r s_t$ använda en area som avgränsas av omkretsen u_1 , med avdrag för pelarens tvärsnittsytta.

Huvadarmring

9.5.2(3)

Värdet för huvudarmeringens maximiarea i ett överlappningsområde är $A_{s,max} = 0,12A_c$ och utanför överlappningsområden $A_{s,max} = 0,06A_c$.

Bygelarmering

9.5.3(3)

Byglarnas avstånd i huvudstängernas riktning får vara högst $s_{cl,tmax}$. Det minsta av följande värden gäller:

- 15 gånger diametern för den minsta huvudstången
- pelarens minsta mått
- 400 mm.

Vertikal armering

9.6.2(1) Anmärkning 2

Maximivärdet för den vertikala armeringen i en vägg är $A_{s,vmax} = 0,06A_c$.

Väggliknande balkar

9.7(1)

Minimiarean är $A_{s,dbmin} = 0,0005 A_c$, men minst $150 \text{ mm}^2/\text{m}$ på båda ytorna och i båda riktningarna.

Pelarplint mot berg

9.8.4(1)

Plinten förses med tillräcklig tvärarmering för att den ska motstå spjälkningskrafterna i plinten, när bottenstrycket i brottgränstillstånd överstiger värdet $q_2 = 3$ MPa. Som värde för armeringsstångens diameter används minst värdet $\varphi_{\min} = 8$ mm.

Inre förband

9.10.2.3(4)

Som värden för parametrarna används $q_3 = 20$ kN/m och $Q_4 = 70$ kN.

Konstruktionsdelar utan skjuvarmering

11.6.1(1)

Vid kontroll av skjuvning används de rekommenderade värdena.

Vid bestämmande av hållfastheten vid genomstansning och den övre gränsen för hållfastheten vid genomstansning för en konstruktion utan skjuvarmering används som värde för storheten $C_{IRd,c}$:

$$C_{IRd,c} = \frac{0,3 \left(\frac{D}{d} + 1,5\right)}{\gamma_c \left(\frac{D}{d} + 4\right)} \quad (1.3)$$

där

D är diametern för en rund pelare eller i fråga om en rektangulär pelare

$D = \sqrt{c_1 c_2}$, där c_1 och c_2 är pelarens sidomått

d är plattans genomsnittliga effektiva tjocklek

Vid bestämmande av hållfastheten vid genomstansning för en skjuvarmerad konstruktion (formel 11.6.52) beräknas dimensioneringsvärdet för hållfastheten vid genomstansning (formel 11.6.47) med tillämpning av värdet på storheten $C_{IRd,c}$:

$$C_{IRd,c} = \frac{0,3 \left(\frac{D}{d} + 1,5\right)}{4,5 \cdot \gamma_c \left(\frac{D}{d} + 4\right)} \quad (1.4)$$

Som värde på storheten $v_{l,\min}$ används värdet 0 i samband med alla kontroller av genomstansning.

Betong: tilläggsantaganden vid dimensionering

12.3.1(1)

I fråga om hållfasthetskoefficienterna för oarmerad betong används värdena $\alpha_{cc,pl} = 0,7$ och $\alpha_{ct,pl} = 0,6$.

Förenklad dimensionering av väggar och pelare

12.6.5.2(1)

Krypning har en stor inverkan på tryckhållfastheten för oarmerade väggar och pelare. I formel (12.11) beaktas krypningens inverkan på koefficienten Φ med hjälp av excentriciteten e_i . Det finns inte någon anvisning om bestämmande av excentriciteten. Av denna anledning ska formel (12.11) inte tillämpas. Om inte beräkningen görs med en allmän metod kan koefficienten Φ , där krypningens inverkan har beaktats, alternativt bestämmas med hjälp av formel (1.5). Formeln (1.5) är en kurvanpassning för tryckhållfasthet som bestämts med tillämpning av en allmän metod:

$$\Phi = \frac{1 - 2,4(e_{tot} / h_w)}{1 + 0,0007(l_0 / h_w)^2(0,1 + e_{tot} / h_w)(0,8 + \varphi_{ef})(f_{ck} / 30)^{0,7}} \quad (1.5)$$

Termerna e_{tot} , l_0 och h_w i formel (1.5) har definierats i punkt 12.6.5.2 i standard SFS-EN 1992-1-1. Det effektiva kryptalet φ_{ef} har definierats i punkt 5.8.4 i standard SFS-EN 1992-1-1.

Inverkan av effektiviteten i fråga om kvalitetsövervakningen och en minskning av måttavvikelserna

A.2.1(1)

I platsgjutna konstruktioner kan partialkoefficienten för armering minskas till värdet $\gamma_{S,red1} = 1,1$, om utförandeklass 3 och toleransklass 2 enligt standard SFS-EN 13670 iakttas.

Partialkoefficienten för armering i betongelement kan minskas till värdet $\gamma_{S,red1} = 1,1$, om reducerade avvikelser enligt tabell A.1 används som tillåtna avvikelser.

A.2.1(2)

I platsgjutna konstruktioner kan partialkoefficienten för betong minskas till värdet $\gamma_{C,red1} = 1,35$, om utförandeklass 3 och toleransklass 2 enligt standard SFS-EN 13670 iakttas och kvalitetskontrollen inom betongtillverkningen har certifierats. Då anses att variationskoefficienten för standardavvikelsen för betongens tryckhållfasthet uppfyller de ställda kraven.

Partialkoefficienten för betong i betongelement kan minskas till värdet $\gamma_{C,red1} = 1,35$, om reducerade avvikelser enligt tabell A.1 iakttas och kvalitetskontrollen inom betongtillverkningen har certifierats. Då anses att variationskoefficienten för standardavvikelsen för betongens tryckhållfasthet uppfyller de ställda kraven.

Reduktion som baseras på användningen av reducerade eller mätta måttuppgifter i dimensioneringen

A.2.2(1)

Partialkoefficienterna kan minskas till värdena $\gamma_{S,red2} = 1,05$ och $\gamma_{C,red2} = 1,45$.

A.2.2(2)

Betongens partialkoefficient kan minskas till värdet $\gamma_{C,red3} = 1,35$.

Reduktion baserad på bedömning av betongens hållfasthet i den färdiga konstruktionen

A.2.3(1)

Betongens partialkoefficient γ_C kan minskas genom att multiplicera den med omräkningskoefficienten $\eta = 0,85$. Om det vid bedömning av betongens hållfasthet i den färdiga konstruktionen för hållfasthetskravet redan har tagits hänsyn till koefficienten η (EN 1379 1: $\eta = 0,85$), får inte betongens partialkoefficient γ_C ytterligare reduceras med omräkningskoefficienten η .

För betongens partialkoefficient används dock minst värdet $\gamma_{C,red4} = 1,2$.

Allmänt

C.1(1)

Utmattningshållfastheten för armeringsstålstänger bestäms genom förfaranden som anges i miljöministeriets förordning om väsentliga tekniska krav för svetsbart armeringsstål och armeringsnät. Den övre gränsen för spänningsamplituden och därmed också koefficienten β är beroende av förfarandet. Vilket förfarande som ska användas bestäms skilt för varje projekt.

Den minsta relativa kamarean ska uppfylla värdena i tabell C.2N i standard SFS-EN 1992-1-1. Formlerna (C.1N) och (C.2N) tillämpas inte.

C.1(3) Anmärkning 1 och 2

Tabell 6. Absoluta gränser och parametrar för provresultaten

Egenskap	Underskrider a_2	Minsta tillåtna enskilda resultat $X_{i,\min}$	Minsta tillåtna medelvärde M_{\min}
Sträckhållfasthet f_{yk}	$C_v - X_i$	$0,97 C_v$	$C_v + 2,27 a_2$
$k - 1$ ¹⁾	$C_v - X_i$	$0,92 C_v$	$C_v + 1,78 a_2$
ϵ_{uk}	$C_v - X_i$	$0,92 C_v$	$C_v + 1,78 a_2$

¹⁾ Kravet tillämpas på den andel av koefficienten som överskrider talet 1.

I tabell 6 presenteras acceptanskriterier för en enskild tillverkningsplats utifrån tre provresultat gällande hållfasthet och seghet. X_i är ett enskilt mätresultat som underskrider det nominella värdet och C_v är det nominella värdet för egenskapen i fråga som fastställts för stål.

Bilaga E

Riktgivande hållfasthetsklasser rörande beständighet

Bilaga E tillämpas inte.

Bilaga J

Exempel på områden med diskontinuitet i fråga om geometri eller last

Bilaga J kan användas med undantag för punkterna J.1 och J.2.

Nationell bilaga till standard SFS-EN 1992-1-2 Del 1-2: Allmänna regler. Brandteknisk dimensionering

I fråga om standard SFS-EN 1992-1-2 ska de rekommenderade värdena i standard SFS-EN 1992-1-2 och alla bilagor till den iakttas, om inte annat anges i denna nationella bilaga.

De icke kontradiktoriska kompletterande anvisningarna (NCCI) till standarden anges med kursiv stil.

Nationellt val är tillåtet i följande punkter i standarden SFS-EN 1992-1-2:

- 2.1.3(2)
- 2.3(2)P
- 3.2.3(5)
- 3.2.4(2)
- 3.3.3(1) Anmärkning 1
- 4.1(1)P
- 4.5.1(2)
- 5.2(3)
- 5.3.2(2) Anmärkning 1
- 5.6.1(1)
- 5.7.3(2)
- 6.1(5)
- 6.2(2)
- 6.3(1) Anmärkning 1
- 6.4.2.1(3)
- 6.4.2.2(2)

Nationellt val har gjorts vid de punkter som märkts ut med symbolen •.

Parametrisk brandexponering

2.1.3(2)

För den genomsnittliga temperaturstegringen $\Delta\theta_1$ under brandens avsvalningsfas och den största temperaturstegringen $\Delta\theta_2$ ges inga värden.

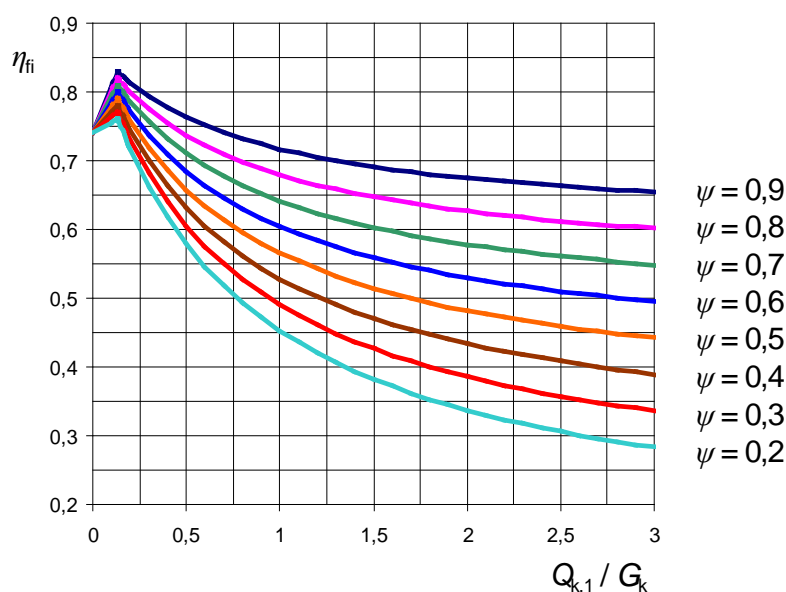
Sektioneringskravet baseras endast på standardbrand och där ställda temperaturgränser.

Brandsäkerhetskravet anses även vara uppfyllt om byggnaden projekteras och utförs baserat på den uppskattade brandutvecklingen som omfattar de sannolikt förekommande situationerna i ifrågavarande byggnad. Det fastslås från fall till fall att kravet uppfylls med beaktande av byggnadens egenskaper och användning.

Analys av konstruktionsdelar

2.4.2(3)

Då partialkoefficienter enligt standard SFS-EN 1990 och miljöministeriets förordning gällande standarden används, ändras figur 2.1 i standard SFS-EN 1992-1-2 på det sätt som anges i figur 1.



Figur 1. Variation av reduktionsfaktorn η_{fi} som en funktion av de karakteristiska värdena för den dominerande variabla lasten och den permanenta lasten för lastförhållandet $Q_{k,1} / G_k$ baserat på kombinationsreglerna för laster enligt miljöministeriets förordning 3/16 som gäller standarden SFS-EN 1990.

2.4.2(3) Anmärkning 2

Närmevärden används inte.

Armeringsstål

3.2.3(5)

Klass N (tabell 3.2a) kan användas för allt armeringsstål som uppfyller de tekniska kraven i miljöministeriets förordning om väsentliga tekniska krav för svetsbart armeringsstål och armeringsnät.

Klass X (tabell 3.2b) kan användas om stålets egenskaper vid höga temperaturer har påvisats genom testning i enlighet med standard SFS 1300.

Spännstål

3.2.4(2)

Både klass A och klass B kan användas.

Värmeledningsförmåga

3.3.3(1) Anmärkning 1

För värmeledningsförmågan används det nedre gränsvärdet.

Explosionsartad avspjälkning

4.5.1(2)

Som gränsvärde vid kontroll av risken för explosionsartad avspjälkning används värdet $k = 2,5 \%$.

Metod A

5.3.2(2) Anmärkning 1

För excentriciteten används gränsvärdet $e_{\max} = 0,4h$ (och b).

Allmänt

5.6.1(1)

För livtjocklek används klass WC.

Allmänt

6.1(5)

Vid minskning av hållfastheten för höghållfast betong vid höga temperaturer används en klass enligt tabell 1 för alla hållfasthetsklasser för betong.

Tabell 1. Hållfasthetens minskning vid höga temperaturer

Betongens tempera- tur θ °C	$f_{c,\theta} / f_{ck}$
	Klass FI
20	1,00
50	1,00
150	0,75
300	0,75
800	0,15
900	0,08
1000	0,04
1100	0,01
1200	0,00

Avspjälkning

6.2(2)

Metod A: Används inte

Metod B: Kan användas

Betongtyper som har följande egenskaper har visat sig vara godtagbara:

- cement CEM I 42,5 (eller 52,5) R,
- silikat högst 10 % av cementvikten,
- naturstenmaterial, och
- när betongen uppnått cirka 60 % av sin nominella hållfasthet får den torka, dvs. lång fuktefterbehandling får inte användas.

Metod C: Kan användas

Metod D: Kan användas

Termiska egenskaper

6.3(1) Anmärkning 1

För temperaturledningsförmågan för höghållfast betong används ett lägre gränsvärde enligt punkt 3.3.3.

Pelare och väggar

6.4.2.1(3)

För klass FI används koefficienten $k = 1,3$. Klass FI är definierad ovan i tabell 1.

Balkar och plattor

6.4.2.2(2)

Koefficienterna k_m i tabell 6.2N gäller inte för klass FI (definierad ovan i tabell 1). I deras ställe används noggrannare metoder, till exempel 400 °C isoterm såsom i punkt 6.4.2.1 för pelare och väggar.

6.4.3 Tabelldimensionering

6.4.3(1)

Armeringens centeravstånd kan justeras genom att använda noggrannare metoder enligt punkt 5.2. Med hänsyn till att temperaturledningsförmågan för höghållfast betong enligt den nationella bilagan är samma som för normalhållfast betong leder användning av noggrannare metoder till att centeravståndet inte behöver ökas med koefficienten k .

Bilaga B

Förenklade beräkningsmetoder

Bilagan kan användas, men inte för parametrisk brand.

Bilaga C

Knäckning av pelare under brandsituation

Bilagan används inte.

Bilaga D

Beräkningsmetoder rörande skjuvning, böjning och förankring

Bilagan används inte om inte resultaten verifieras separat.

Nationell bilaga till standard SFS-EN 1992-3 Del 3: Cisterner och silor

I fråga om standard SFS-EN 1992-3 ska de rekommenderade värdena i standard SFS-EN 1992-3 och alla bilagor till den iakttas, om inte annat anges i denna nationella bilaga.

De icke kontradiktoriska kompletterande anvisningarna (NCCI) till standarden anges med kursiv stil.

Nationellt val är tillåtet i följande punkter i standarden SFS-EN 1992-3:

- 7.3.1(111)
- 7.3.1(112)
- 7.3.3 (figurerna 7.103N och 7.104N)
- 8.10.1.3(103)
- 9.11.1(102)

Nationellt val har gjorts vid de punkter som märkts ut med symbolen •.

Allmänna betraktelser

7.3.1(111)

Exempel på konstruktioner i olika täthetsklasser:

Täthetsklass 1: Små vattentorn, simbassänger.

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

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

Minimiarea och minsta väggjocklekar för armering

9.11.1(102)

Väggjockleken på bassänger och cisterner ska vara minst $t_1 = 120$ mm i klass 0 och $t_2 = 200$ mm i klasserna 1 och 2. Tjockleken på glidjutna väggar ska i alla klasser alltid vara minst 200 mm.

Bilaga K

Temperaturens inverkan på betongens egenskaper

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