

B4

FINLANDS

BYGGBESTÄMMELESAMLING

Betongkonstruktioner

ANVISNINGAR 2005

M I L J Ö M I N I S T E R I E T

Betongkonstruktioner

ANVISNINGAR 2005

Miljöministeriets förordning om betongkonstruktioner

Angiven i Helsingfors den 15 april 2004

Med stöd av den 5 februari 1999 utfärdade markanvändnings- och byggnadslagens 13 § (132/1999) stadgas i enlighet med miljöministeriets beslut följande anvisningar om betongkonstruktioner att tillämpas i byggandet.

Denna förordning träder i kraft den 1 januari 2005 och med den upphävs miljöministeriets den 29 september 2000 angivna beslut angående betongkonstruktioner. Till byggnadstillstånd, som varit anhängig före ikraftträdande av förordningen, kan tillämpas tidigare anvisningar.

Helsingfors den 15 april 2004

Miljöminister *Jan-Erik Enestam*

Byggnadsråd Jaakko Huuhtanen

2 Innehåll

| | | | | | |
|-------|--|----|-------|--|----|
| 1 | ALLMÄNNA ANVISNINGAR | 5 | 4 | TILLVERKNING AV | |
| 1.1 | Allmänt | 5 | | KONSTRUKTIONER | 43 |
| 1.2 | Kompetens av betongarbetsledare | 5 | 4.1 | Material | 43 |
| 1.3 | Handlingar | 6 | 4.1.1 | Betong | 43 |
| 1.3.1 | Beräkningar | 6 | 4.1.2 | Stål | 43 |
| 1.3.2 | Ritningar och arbetsbeskrivning | 6 | 4.1.3 | Fogmaterial hos element | 44 |
| 1.3.3 | Beslut om typgodkännande | 6 | 4.2 | Arbetets utförande | 44 |
| 1.3.4 | CE-märket och bruksanvisningarna | 6 | 4.2.1 | Allmänt | 44 |
| 1.3.5 | Övriga handlingar | 7 | 4.2.2 | Formar och deras stödkonstruktioner | 44 |
| 1.4 | Definitioner och beteckningarna | 7 | 4.2.3 | Armeringsarbeten | 45 |
| 1.5 | Enheter | 7 | 4.2.4 | Betongarbeten | 46 |
| 1.6 | Ömsesidig erkännande | 7 | 4.2.5 | Specialanvisningar angående betongelement | 48 |
| 2 | PROJEKTERING AV KONSTRUKTIONER | 7 | 4.2.6 | Specialanvisningar angående försپänningsarbeten | 49 |
| | ENLIGT GRÄNSTILLSTÅNDS- | | 4.2.7 | Måttavvikelser | 50 |
| | DIMENSIONERING | 7 | | | |
| 2.1 | Projekterings grunder | 7 | 5 | KVALITETSKONTROLL | 51 |
| 2.1.1 | Allmänt | 7 | 5.1 | Allmänt | 51 |
| 2.1.2 | Materialens dimensioneringshållfastheter | 8 | 5.2 | Kvalitetskontroll av betong | 51 |
| 2.1.3 | Belastningar | 8 | 5.3 | Kvalitetskontroll av tillverkning av konstruktioner | 52 |
| 2.1.4 | Miljöförhållanden | 10 | 5.3.1 | Mottagningskontroll | 52 |
| 2.1.5 | Betongens materialegenskaper | 10 | 5.3.2 | Kvalitetskontroll av arbetets utförande | 52 |
| 2.1.6 | Armeringens materialegenskaper | 13 | 5.3.3 | Elementfabriker | 52 |
| 2.1.7 | Kraftstorheter | 14 | 5.4 | Specialkrav för konstruktioner i klass 1 | 52 |
| 2.2 | Brottgränstillstånds betraktanden | 16 | | | |
| 2.2.1 | Böjning och normalkraft | 16 | 6 | KONSTATERANDE AV | |
| 2.2.2 | Skjuvning | 17 | | KONSTRUKTIONERS DUGLIGHET | 53 |
| 2.2.3 | Vridning | 21 | 6.1 | Allmänt | 53 |
| 2.2.4 | Kombinerade påfrestningar | 22 | 6.2 | Byggnadscement | 53 |
| 2.2.5 | Konstruktioners stabilitet | 22 | 6.3 | Betong | 53 |
| 2.2.6 | Armeringens förankring och skarvar | 24 | 6.3.1 | Allmänt | 53 |
| 2.2.7 | Lokalt tryck och spjälkningskrafter | 28 | 6.3.2 | Betongens tryckhållfasthet med provstycken gjutna i form | 53 |
| 2.2.8 | Utmattningsbrottgränstillstånd | 29 | 6.3.3 | Betongens tryckhållfasthet vid objektprov | 53 |
| 2.3 | Dimensionering i bruksgränstillstånd | 30 | 6.3.4 | Konstaterande av betongens hållbarhetsegenskaper och övriga egenskaper | 54 |
| 2.3.1 | Allmänt | 30 | 6.3.5 | Injekteringsmurbrukets duglighet | 55 |
| 2.3.2 | Deformationer | 30 | 6.3.6 | Dugligheten hos murbruk för konstruktionsfogar | 55 |
| 2.3.3 | Sprickning | 32 | 6.4 | Armerings- och spännståls duglighet | 55 |
| 2.4 | Konstruktioners provbelastning och dimensionering genom provning | 33 | 6.4.1 | Armeringsstål och armeringsenheter | 55 |
| 2.4.1 | Allmänt | 33 | 6.4.2 | Armeringsstängernas svets skarvar gjorda på byggplatsen | 55 |
| 2.4.2 | Provkroppar | 34 | 6.4.3 | Mekanisk skarvning av armeringsstänger | 56 |
| 2.4.3 | Antalet prov | 34 | 6.4.4 | Lastöverförande metall delar och ankare | 56 |
| 2.4.4 | Provarrangemang och utförande av prov | 34 | 6.4.5 | Spännstål | 56 |
| 2.4.5 | Granskning av provresultat | 34 | 6.5 | Granskning av konstruktionstillverkning och färdiga konstruktioner | 57 |
| 2.4.6 | Säkerhet i provbelastningen och dimensioneringen genom provning | 35 | 6.6 | Åtgärder med anledning av otillfreds- ställande kvalitet hos konstruktioner | 57 |
| 2.5 | Konstruktiva anvisningar | 36 | | | |
| 2.5.1 | Armering | 36 | | | |
| 2.5.2 | Konstruktionsdelar | 38 | | | |
| 2.6 | Specialanvisningar | 40 | | | |
| 2.6.1 | Elementkonstruktioner | 40 | | | |
| 2.6.2 | Förspända konstruktioner | 42 | | | |
| 3 | PROJEKTERING AV KONSTRUKTIONER MED ANVÄNDNING AV TILLÅTNA SPÄNNINGAR | 43 | | | |

| | | | | | | |
|-------|---|----|-------|--|----|---|
| 7 | MINERALISKA TILLSATSMATERIAL SOM BINDEMEDEL OCH KONSTGJORT STENMATERIAL I BETONG | 58 | 8 | BRANDTEKNISK DIMENSIONERING | 62 | 3 |
| 7.1 | Tillämpningsområde och allmänna anvisningar | 58 | 8.1 | Allmänna anvisningar | 62 | |
| 7.2 | Definitioner | 58 | 8.2 | Grunderna för brandteknisk dimensionering | 62 | |
| 7.3 | Kvalitetskontroll av tillsatsmaterial och deras duglighet | 58 | 8.2.1 | Konstruktioners brandmotståndsförmåga | 62 | |
| 7.3.1 | Allmänt | 58 | 8.2.2 | Krav på brandmotståndsförmåga | 63 | |
| 7.3.2 | Kvalitetskontroll enligt avtal om kvalitetskontroll och granskningar utförda av myndighet | 59 | 8.2.3 | Brandförhållanden | 63 | |
| 7.3.3 | Kvalitetsgranskning av parti | 59 | 8.2.4 | Konstruktioners belastningar under brand och säkerhetskoefficienterna | 64 | |
| 7.3.4 | Provtagning | 59 | 8.2.5 | De termiska och termomekaniska egenskaperna hos byggnadsmaterial | 64 | |
| 7.3.5 | Information om tillsatsmaterial | 60 | 8.3 | Bärande och sektionerande betongkonstruktioner | 64 | |
| 7.3.6 | Åtgärder med anledning av otillfredsställande kvalitet | 60 | 8.3.1 | Tillämpningsområde | 64 | |
| 7.4 | Flygaska | 60 | 8.3.2 | Dimensionering genom beräkning | 64 | |
| 7.5 | Mald masugnsslagg | 60 | 8.3.3 | Dimensionering medels tabeller | 67 | |
| 7.5.1 | Sammansättningen och egenskaperna hos mald masugnsslagg | 60 | | Bilaga 1 Definitioner | 73 | |
| 7.5.2 | Andvändning av mald masugnsslagg | 61 | | Bilaga 2 Beteckningar | 77 | |
| 7.6 | Masugnsslagg och ferrokromslag som konstgjort stenmaterial i betong | 61 | | Bilaga 3 Nationell bilaga till standarden SFS-EN 206-1 | 80 | |
| 7.6.1 | Sammansättningen och egenskaperna hos masugnsslagg och ferrokromslag | 61 | | Bilaga 4 Vägledande information | 85 | |
| 7.6.2 | Användning av masugnsslagg och ferro- kromslag som konstgjort stenmaterial | 61 | | | | |
| 7.7 | Silikastoft | 61 | | | | |
| 7.7.1 | Silikastoftets sammansättning och egenskaper | 61 | | | | |
| 7.7.2 | Användning av silikastoft | 61 | | | | |
| 7.8 | Tillverkningskontroll av konstruktioner | 62 | | | | |

ALLMÄNNA ANVISNINGAR

1.1 Allmänt

I dessa anvisningar beskrivs på gränstillståndsbetraktanden baserad dimensioneringsmetod för dimensionering av bärande betongkonstruktioner samt en metod för tillverkning av betongkonstruktioner. Konstruktionsdelar fungerande som en helhet dimensioneras enligt en och samma metod. Konstruktionernas i bestämmelserna förutsatta säkerhetsnivå och beständighet anses vara uppnådd, när konstruktionerna planeras och tillverkas samt deras duglighet påvisas i enlighet med dessa anvisningar.

Betongkonstruktionerna kan vara armerade eller oarmerade, delvis eller helt förspända, gjutna på platsen eller element. I betong kan användas naturligt stenmaterial eller annan för ändamålet lämpad mineralisk konstjord stenmaterial.

Dessa anvisningar gäller tillverkning av konstruktioner som tillhör hållfasthetsklasserna K15...K100 och planering av konstruktioner som tillhör hållfasthetsklasserna K15...K60. Beträffande planering av konstruktioner som tillhör hållfasthetsklasserna K70...K100 iaktas allmänt accepterade tilläggsanvisningar, som baserar sig på dessa anvisningar.

Förklaring: Dimensioneringsanvisningar för konstruktioner som tillhör hållfasthetsklasserna K70...K100 (högpresterande betong) har angetts i Finlands Betongförening r.f:s publikation BY 50.

Betongkonstruktionerna indelas i tre konstruktionsklasser, som benämns klass 1, 2 och 3. En konstruktion får hänföras till en viss klass, då för klassen i fråga gällande anvisningar om projektering och arbetets utförande iaktas. Den som projekterar konstruktionerna och betongarbetsledaren skall ha den kompetens som förutsätts i respektive konstruktionsklass. Konstruktionsklassen anges genom beteckning efter betongens hållfasthetsklass, exempelvis K30-2 eller C25/30-2.

Konstruktioner och konstruktionsdelar, planering av vilka anses kräva speciell kompetens eller vilkas tillverkning kräver speciell noggrannhet för att säkra deras konstruktiva funktion, utförs i konstruktionsklass 1. Som krävande anses spännbetongkonstruktioner och till exempel stora elementkonstruktioner eller elementkonstruktioner med många våningar som avviker från det normala.

Förklaring: Konstruktionsplaneringsuppgifternas svårighetsgrad har behandlats i ByggBS anvisningar A2.

Bärförmågan för konstruktion i klass 2 får dimensioneras högst för betonghållfasthet K40. Bärförmågan för konstruktion i klass 3 får dimensioneras högst för betonghållfasthet K20.

Tillverkning av element av klass 1 och 2 och färdigbetong, som används i konstruktioner av klass 1 och 2 skall vara kontrollerad och tillverkaren skall vid anläggningen ha intern kvalitetskontrollsystem, som säkrats av en av miljöministeriet godkänd institution, om produkten inte är CE-märkt.

1.2 Kompetens av betongarbetsledare

Betongarbetsledaren leder tillverkning av konstruktioner och han bör ha kompetens med hänsyn till uppgiftens svårighetsgrad. Han bör äga tillräckliga kunskaper om betongens egenskaper och val av betong samt ha tillräcklig praktisk erfarenhet av tillverkning av konstruktioner. Personen ansvarig för tillverkning av färdigbetong bör ha kompetens som motsvarar den tillverkade betongens konstruktionsklass. Personen ansvarig för tillverkning av betong bör äga tillräckliga kunskaper om proportionering och egenskaper av betong samt tillräcklig praktisk erfarenhet.

I arbeten av klass 1 skall betongarbetsledaren ha i tekniskt institut eller yrkeshögskolas byggnadsavdelning avlagt åtminstone ingenjörsexamen, i vilken ingår kurserna i projektering och funktion av betongkonstruktioner, eller en motsvarande utländsk examen. Den som avlagt en lägre examen bör inneha motsvarande kunskaper om betongkonstruktioners tillverkning och funktion.

I arbeten av klass 2 skall betongarbetsledaren ha i tekniskt institut byggnadsavdelning avlagt åtminstone teknikerexamen eller i yrkeshögskolas byggnadsavdelning avlagt åtminstone byggmästarexamen, eller en motsvarande utländsk examen och han skall vara förtrogen med betongteknologi och utförande av betongarbeten.

I arbeten av klass 3 bör betongarbetsledaren ha tillräckliga kunskaper i tillverkning av betong och om dess egenskaper samt om konstruktiva omständigheter.

1.3 Handlingar

1.3.1 BERÄKNINGAR

I beräkningarna i konstruktionsklasserna 1 och 2 anges:

- konstruktionsmodellen
- lasterna och belastningarna på konstruktionen i enlighet med punkt 2.1.3
- de i enlighet med punkt 2.1.7 beräknade kraftstorheterna
- konstruktionsmått och materialuppgifter
- brottsäkerhetsbetraktande i enlighet med punkt 2.2, och betraktande av brukstillståndet i enlighet med punkt 2.3
- uppskattning av förhållandena i konstruktionens omgivning och exponeringsklasser samt av hänsynstagandet till dem vid planering av konstruktionen.
- betraktande av stabiliteten under byggnadstiden och hos den färdiga konstruktionen och vid behov säkerhet mot stjälpning

Till erforderliga delar görs motsvarande betraktanden i konstruktionsklass 3.

1.3.2 RITNINGAR OCH ARBETS-BESKRIVNING

I ritningarna anges:

- I fråga om konstruktionen:
 - konstruktionsklassen
 - exponeringsklass och konstruktionens planerade livslängd
 - betongskiktets nominella värde samt dess tillåtna måttavvikelse
 - de karakteristiska laster som använts i projekteringen
- I fråga om betong:
 - hållfasthetsklass
 - stenmaterialets största kornstorlek
 - då speciella krav ställs på konstruktionen eller tillverkning av den, kan det ställas tilläggskrav i enlighet med SFS-EN 206-1 punkt 6.2.3.
- I fråga om armering stålets beteckning enligt standard eller bruksanvisning.
- Vid behov kraven på de övriga materialen.
- Övriga erforderliga krav såsom:
 - krav angående efterbehandling (Sådana som bestäms på basen av miljöklassen behöver dock inte anges)
 - tillåtna toleranser: de som bestäms enligt konstruktionsklassen behöver dock inte anges (punkt 4.2.7)

- fullständiga uppgifter om konstruktionernas form och storlek samt om platserna för arbetsskarvar, fästen och inskärningar
- armeringsenheternas diameter, längd, böckningar, antal, placering, skarvar, betongskikt; i fråga om spännstål dessutom typen av spänning samt platserna för injekterings- och hjälprör
- övriga erforderliga uppgifter.

I elementritningarna anges dessutom för elementen

- vikten
- minimistödytorna
- lyftlänkarna
- vid behov anvisningar för hantering, stödande och lyftande (se punkt 4.2.5.2).

I ritningarna för konstruktioner av klass 1 anges även armeringens stödsätt inklusive stödarmering.

Vid planering av konstruktioner skall tillverknings-tekniska krav beaktas. För styrning av tillverkningen av betongkonstruktioner uppgörs vid behov en arbetsbeskrivning. Om konstruktionen eller armeringen är svår att utföra, anges i ritningarna eller arbetsbeskrivningen de specialåtgärder, iakttagandet av vilka olika arbetsfaser och kontroll av dessa kan anses uppfylla de på arbetsutförandet i punkt 4 angivna krav.

1.3.3 BESLUT OM TYPGODKÄNNANDE

Typgodkända produkter används i enlighet med beslutet om typgodkännande och tillverkarens därpå baserade anvisningar. Produkternas duglighet behöver inte skilt för sig påvisas på byggnadsplatsen, om icke i beslutet om typgodkännande annat är sagt.

1.3.4 CE-MÄRKET OCH BRUKSANVISNINGARNA

För följande material, delmaterial, varor och metoder, som används för betongkonstruktioner, skall giltig, av miljöministeriet godkänt institution certifierad bruksanvisning finnas, om dessa inte är försedda med CE-märke.

- tillsatsmedel till betong (SFS-EN 934-2)
- specialmurbruk och -betong (4.1.1.3)
- spännstål (4.1.2.3)
- lastöverförande metalldelar och lyftankare (4.1.2.4)
- fogmaterial för element (4.1.3)
- förspänningsmetoder (4.2.3.2)
- specialskarv i armeringsstänger (4.2.3.2)
- specialankare i armeringsstänger (4.2.3.2)

I godkännandebeslut om bruksanvisning kan den erforderliga kvalitetskontrollen preciseras. Bruksanvisningen skall finnas på platsen där produkten används.

1.3.5 ÖVRIGA HANDLINGAR

Övriga nedan förtecknade handlingar uppgörs då så förutsätts i vederbörande punkt:

- betongarbetsplan (punkt 4.2.4.1)
- forsedeln av parti färdigbetong (SFS-EN 206-1 punkt 7.3)
- värmebehandlingsplan (4.2.4.4)
- arbetsbeskrivning för specialmetoder (4.2.4.7)
- uppgifter om betongelement (4.2.5.1)
- monteringsplan för elementkonstruktioner (4.2.5.2)
- handlingar angående förspänningsarbeten (4.2.6)
- planer och anteckningar för kvalitetskontroll (5.1)
- handlingar för påvisande av duglighet (6)
- handlingar enligt tabell 20 i standarden SFS-EN 206-1.

1.4 Definitioner och beteckningarna

Definitionerna och beteckningarna anges i bilagorna 1 och 2.

1.5 Enheter

I dessa anvisningar används enheterna enligt SI-systemet. Enheterna finns angivna i standarden SFS 2300 (ISO-1000-1973).

1.6 Ömsesidig erkännande

Vad i dessa anvisningar har uttalats om SFS-standard och SFS-märke, gäller även i ett annat Europeiska ekonomiska gemenskapens medlemsstat gällande till säkerhetsnivån motsvarande EN-standard eller annan standard eller kvalitetskontrollsystem. Miljöministeriet tillkännager de standarder, som motsvarar i anvisningarna nämnd SFS-standard.

Vad i dessa anvisningar har uttalats om certifierad bruksanvisning eller av myndigheter fordrad provning eller kontroll eller om av miljöministeriet godkänt provningsanstalt, gäller även i ett annat Europeiska ekonomiska gemenskapens medlemsstat godkänt till säkerhetsnivån motsvarande utredning av produkt, provning eller kontroll eller anstalt. Miljöministeriet tillkännager de provnings- och kontrollmetoder samt anstalt, som motsvarar i anvisningarna nämnd bruksanvisning, provning, kontroll eller provningsanstalt.

2

PROJEKTERING AV KONSTRUKTIONER ENLIGT GRÄNS- TILLSTÅNDS- DIMENSIONERING

2.1 Projekteringsgrunder

2.1.1 ALLMÄNT

Konstruktionerna skall projekteras så, att deras säkerhet med hänsyn till brottgränstillstånd är tillräcklig och att deras användbarhet är tillräcklig i sådana brukstillstånd som är väsentliga med tanke på konstruktionen och att deras hållbarhet överensstämmer med dessa anvisningar under de förhållanden i omgivningen som angetts såsom grund för projekteringen.

Böjda konstruktioner skall projekteras så att de blir tillräckligt sega.

Det skall genom beräkningar påvisas, att konstruktionerna har tillräckliga kapaciteter i följande betraktanden av brottgränstillstånd

- Böjning och normalkraft (2.2.1)
- Skjuvning (2.2.2)
- Vridning (2.2.3)
- Kombinerade belastningar (2.2.4)
- Konstruktioners stabilitet (2.2.5)
- Armerings förankring och skarvar (2.2.6)
- Lokalt tryck och spjälkkrafter (2.2.7)
- Utmattning (2.2.8)

Det skall genom beräkningar påvisas, att konstruktionerna i följande betraktanden av bruksgränstillstånd uppfyller de krav som ställts på dem

- Förskjutningar (2.3.2)
- Sprickning (2.3.3)
- Spänningar i spänneheter (2.6.2)

Till form, storlek och placering bör konstruktioner och armeringar uppfylla de krav som ställts på dem på basen av gränstillstånds betraktanden, konstruktiva anvisningar (2.5) och specialanvisningar (2.6).

Vid projekteringen av konstruktion skall de krav beaktas som tillverkningstekniken ställer. Om konstruktion eller armering är svår att utföra, anges på ritningarna eller i arbetsbeskrivningen de specialåtgärder genom vilka de olika arbetsskedena och övervakningen av dem kan anses uppfylla de i punkt 4 ställda kraven på utförandet av arbetet.

8 När belastningskombination innehåller olyckslaster, används som dimensioneringshållfastheter för materialen deras karakteristiska hållfastheter.

2.1.2 MATERIALENS DIMENSIONERINGSHÅLLFASTHETER

De dimensioneringshållfastheter för material som används vid beräkning av konstruktioners kapacitet erhålls genom att materialens karakteristiska hållfastheter enligt punkterna 2.1.5 och 2.1.6 divideras med de i tabell 2.1 angivna partialsäkerhetskoefficienterna.

När belastningskombination innehåller olyckslaster, används som dimensioneringshållfastheter för materialen deras karakteristiska hållfastheter.

2.1.3 BELASTNINGAR

2.1.3.1 Allmänt

Dimensioneringslasterna fastställs enligt del B1 ”Konstruktioners säkerhet och belastningar” av byggbestämmelsesamlingen. Dessutom iaktas andra av myndigheterna utfärdade anvisningar samt de anvisningar om betongkonstruktioner som lämnas i det följande.

Vid beräkning av den egen vikt som armerade betongkonstruktioner med sedvanlig ballast har, används minst värdet 25 kN/m³ för volymvikten.

2.1.3.2 Lång- och kortvariga laster

Beroende på tiden medför långvariga laster deformationer i betongkonstruktioner. Som långvarig betraktas den del av lasternas karakteristiska värden som framgår av tabell 2.2. De kortvariga lasterna är av samma storlek som lasternas karakteristiska värden.

TABELL 2.2

Som långvariga betraktade delar av laster

| Last | Långvarig del av lasten % |
|---|---------------------------|
| Varaktiga laster | 100 |
| Laster vid vistelse | |
| ytlast | 30 |
| punktlaster | 0 |
| Last vid församling | 30 |
| trappor och korridorer | 0 |
| Trängsellast | 0 |
| Varulast enligt prövning, dock minst | 50 |
| Horisontala lineära och punktlaster | 0 |
| Snölast | 20 |
| Av temperaturen föranledd belastning (se punkt 1.3.3) | 0 |
| Av ojämn temperatur föranledd belastning | 0 |
| Vindlast | 0 |
| Trafiklaster (ej parkering) | 30 |
| Av betongens krympning och krypning föranledda kraftstorheter | 100 |

Den långvariga delen av övriga laster (t.ex. vatten- och istryck) beaktas enligt projektörens prövning.

2.1.3.3 Tvångskrafter

I betongkonstruktioner föranleder bl.a. följande faktorer tvångskrafter:

- temperaturändring (2.1.4.3)
- krympning (2.1.5.3)
- krypning (2.1.5.4)
- spännkraft (2.1.3.5)
- stödets sättning

TABELL 2.1

Partialsäkerhetskoefficienter för material i brottgränstillstånd

| Partialsäkerhetskoefficient för betong | Konstruktionsklass | Armerad konstruktion | | Oarmerad konstruktion | |
|--|--------------------|--|------|-----------------------|------|
| γ_c | 1 | 1,35 | | 2,0 | |
| | 2 | 1,50 | | 2,3 | |
| | 3 | 1,90 | | 2,7 | |
| Partialsäkerhetskoefficient för stål | Konstruktionsklass | A500HW A700HW B500K B600KX B700K Rundstång S235JRG2 | | Spännstål | |
| | | 1 | 1,10 | | 1,15 |
| | | 2 | 1,20 | | 1,25 |
| | | 3 | 1,35 | | 1,35 |

Tvångskrafterna beaktas vid dimensioneringen av konstruktion i brukstillstånd. Efter behov utreds dessutom vilken inverkan dessa faktorer i brottgränstillstånd utövar på kraftstorheterna och deformationerna. Vid projekteringen av oarmerade konstruktioner beaktas alltid tvångskrafterna.

2.1.3.4 Dynamiska laster

Betongkonstruktioner kan av bl.a. följande faktorer vållas påfrestningar som beaktas vid dimensioneringen:

- transporten och monteringen av element
- trafiken
- maskiner och anordningar
- vinden (stora, höga torn)
- sjögång (konstruktioner vid öppet hav)
- rörelser i isen.

De dynamiska lasterna kan i vissa fall också utgöra utmattningslaster (2.2.8) eller medföra vibrationer i konstruktion.

2.1.3.5 Spännkraft

Friktionens och krökningens inverkan på spänningen i spänneheten beräknas ur formeln

$$\sigma_{px} = \sigma_{p0} e^{-\mu(\Sigma\alpha + \beta x)} \quad (2.1)$$

där

σ_{px} är spänningens värde på avståndet x från σ_{p0}

$\Sigma\alpha$ är friktionskoefficienten mellan spänneheten och skyddsroret

μ är summan av spännehetens vinkeländring på avståndet x och

β är skenbar vinkeländring enligt spännmetoden.

Spännkraftens spänningsförluster består av omedelbara och långvariga förluster.

Den långvariga förlusten $\Delta\sigma_p$ som föranleds av spännstålets relaxation beräknas ur formeln

$$\Delta\sigma_{pe} = \sigma_{cp} \frac{E_p}{E_{cj}} \quad (2.2)$$

där

σ_{cp} är betongens spänning av spännkraften vid spännehetens tyngdpunkt och

E_{cj} är betongens elasticitetsmodul vid spänningstidpunkten.

Då flera spänneheter turvis spännes utan efterspänning, beräknas den omedelbara förlusten ur formeln

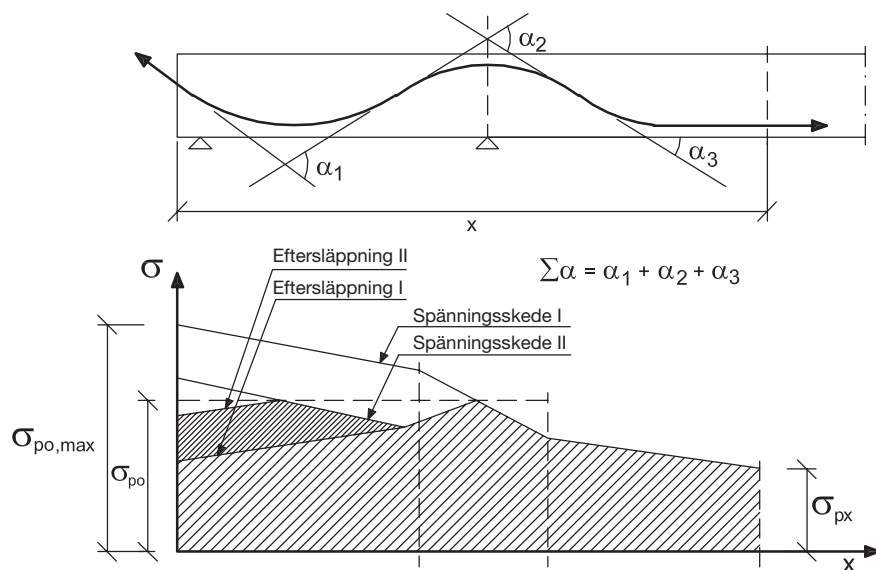
$$\Delta\sigma_{pe} = \sigma_{cp} \frac{n-1}{2n} \frac{E_p}{E_{cj}} \quad (2.3)$$

där

n är antalet spann

Den omedelbara förlust $\Delta\sigma_p$ som föranleds av förankringsglidning eller andra förskjutningar i förankringsstycket bestäms enligt de anvisningar som lämnats i bruksanvisningarna.

De långvariga förlusterna $\Delta\sigma_{p,s+c}$ till följd av betongens krypning och krympning beräknas enligt punkterna 2.1.5.3 och 2.1.5.4.



Figur 2.1 Friktionens och krökningens inverkan på spänningen vid förankringsanordningarna.

Den långvariga förlusten $\Delta\sigma_p$ som föranleds av spännstållets relaxation beräknas ur formeln.

$$\Delta\sigma_{p,rel} = \Delta\sigma_{p,rel,\infty} \left(1 - \frac{2 \Delta\sigma_{p,s+c}}{\sigma_{p0}}\right) \quad (2.4)$$

där

$\Delta\sigma_{p,rel,\infty}$ är spännstållets relaxation då initialspänningen är σ_{p0} .

Till storlek för relaxationen kan man välja 3 gånger värdet enligt 1000 h relaxationsprov då initialspänningen är σ_{p0} .

$\Delta\sigma_{p,s+c}$ är spänningsförlusten till följd av betongens krympning och krypning, och

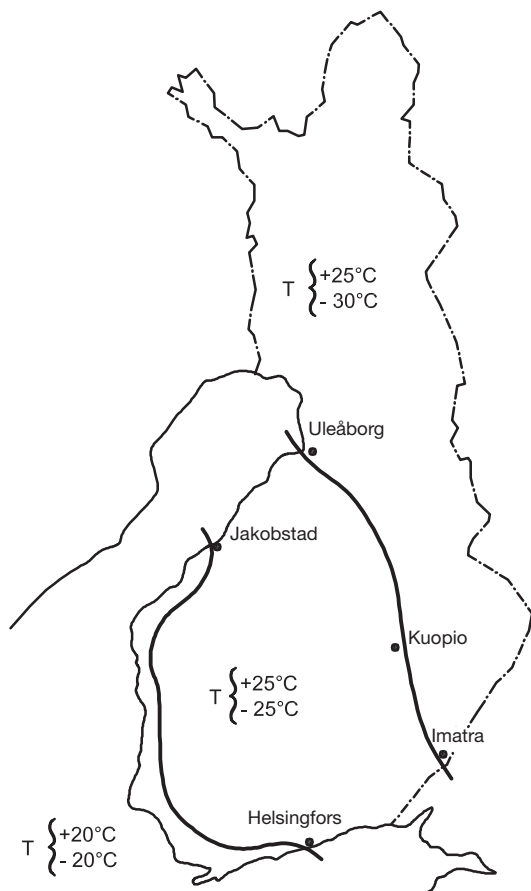
σ_{p0} är stålets spänning vid spänningstidpunkten i den punkt som betraktas.

2.1.4 MILJÖFÖRHÅLLANDEN

2.1.4.1 Allmänt

Miljöförhållanden, som inverkar på konstruktionernas hållbarhet, beaktas enligt standarden SFS-EN 206-1 och dess nationella bilaga.

I omgivningen rådande förhållanden (fuktighet och temperatur), som föranleder deformationer och tvångskrafter i konstruktion, beaktas vid behov.



Figur 2.2

Icke värmeisolerade betongkonstruktioners högsta och lägsta temperaturer

2.1.4.2 Fuktighet

Det är i allmänhet tillräckligt att fuktighetsförhållandena uppskattas enligt tabell 2.3 (Slutkrympning). Vid behov görs en noggrannare utredning av förhållandena i omgivningen.

2.1.4.3 Betongkonstruktions temperatur

Icke värmeisolerade betongkonstruktioners temperaturer väljs i enlighet med figur 2.2.

För konstruktion i vatten antas den högsta temperaturen vara +20 °C och den lägsta 0 °C.

Då inverkan av ojämn temperatur beräknas, antas den största temperaturskillnaden i oskyddad konstruktion i det fria vara 5 °C.

Artificiellt framkallade temperaturväxlingar samt ojämn värmefördelning i konstruktioner skall vid behov beaktas i beräkningarna.

2.1.5 BETONGENS MATERIAL- EGENSKAPER

2.1.5.1 Allmänt

Betongen indelas i hållfasthetsklasser i enlighet med sättet, som anges i den nationella bilagan till standarden SFS-EN 206-1. I beräkningarna används i det följande anförda värden som materialegenskaper.

2.1.5.2 Hållfasthets- och deformations- egenskaper

Det karakteristiska värdet för tryckhållfastheten hos den i konstruktion ingående betongen beräknas ur formeln

$$f_{ck} = 0,7K \quad (2.5)$$

Det karakteristiska värdet för betongens draghållfasthet beräknas ur formeln

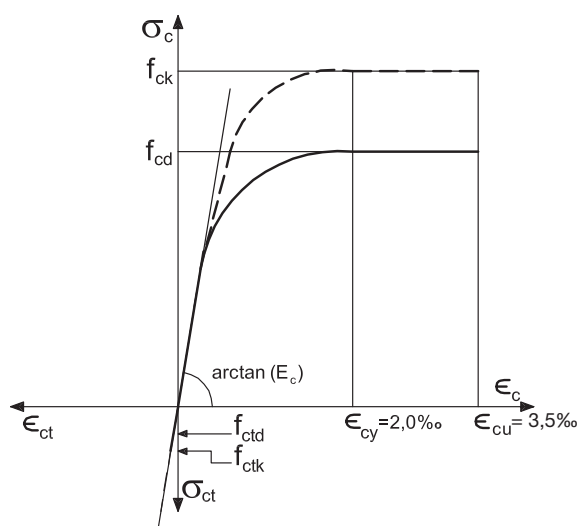
$$f_{ctk} = \alpha K^{2/3} \text{ MN/m}^2 \quad (2.6)$$

där

$$\alpha = 58 \quad \epsilon_{cu} \leq 0,2$$

$$\epsilon_{cu} \quad \text{beräknas ur formeln 2.8}$$

Betongens spännings-deformationsdiagram antas överensstämma med figur 2.3.



Figur 2.3
Betongens spännings-deformationsdiagram som används vid gränstillståndsbetraktanden

Värdet för betongens elasticitetsmodul E_c , beräknas ur formeln

$$E_c = 5000 k \sqrt{K} \text{ MN / m}^2 \quad (2.7)$$

där

K är betongens nominella hållfasthet MN/m^2

$$k = \frac{\rho_c}{2400} \leq 1,0$$

ρ_c är betongens täthet kg/m^3 .

Betongens brottstukning ϵ_{cu} beräknas ur formeln

$$\epsilon_{cu} = \left(1,1 + \frac{\rho_c}{1000}\right) \text{‰} \begin{cases} \geq 2 \text{‰} \\ \leq 3,5 \text{‰} \end{cases} \quad (2.8)$$

Kurvorna i betongens spännings-deformationsdiagram kan ersättas med ändamålsenliga enkla, i allmänhet rätlinjiga delar (t.ex. i enlighet med figur 2.9).

För betongen kan Poissons tal väljas inom gränserna

$$\nu = 0 \dots 0,2 \quad (G_c = 0,5 \dots 0,42 E_c) \quad (2.9)$$

Vid beräkning av deformationer förorsakade av långvarig belastning skall inverkan av betongens krympning beaktas.

2.1.5.3 Krympning

Om noggrannare metoder inte används, kan den slutliga krympningen i betong med sedvanligt stenmaterial, vars största kornstorlek är minst 12 mm, räknas ur formeln

$$\epsilon_{cs} = k_{sh} \epsilon_{cs0} \quad (2.10)$$

där

ϵ_{cs0} är den slutliga betongkrympningens initialvärde, för vilket värdena enligt tabell 2.3 antas under olika miljöförhållanden

k_{sh} är en av konstruktionens ekvivalenta tjocklek h_e beroende faktor, som erhålls ur tabell 2.4. Den ekvivalenta tjockleken beräknas så, att tvärsnittets areal divideras med hälften av dess omkrets.

TABELL 2.3

Den slutliga krympningens initialvärde ϵ_{cs0}

| Konstruktionens miljöförhållanden | Relativ fuktighet % | ϵ_{cs0} % |
|-----------------------------------|---------------------|--------------------|
| Vatten | 100 | 0 |
| Mycket fuktig luft | 90 | 0,2 |
| Luften ute | 70 | 0,4 |
| Torr luft | 40 | 0,6 |

TABELL 2.4 Faktorn k_{sh}

| h_e (mm) | k_{sh} |
|------------|----------|
| ≤ 50 | 1,20 |
| 100 | 1,00 |
| 200 | 0,80 |
| 300 | 0,65 |
| ≥ 500 | 0,50 |

Armeringens minskande inverkan på krympningen kan beaktas genom att ϵ_{cs} multipliceras med värdet $(1 - 10 \rho)$ i huvudsakligen tryckta konstruktioner och med $(1 - 0,6 \frac{\rho'}{\rho})$ i huvudsakligen böjda konstruktioner.

Krympningen under tidsavsnittet $t_i \dots t_n$ (dygn) kan beräknas ur formeln

$$(k_{sn} - k_{si}) \epsilon_{cs} \quad (2.11)$$

där faktorerna k_s väljs i tabell 2.5.

TABELL 2.5 Faktorerna k_s och k_c

| Tid | k_s | k_c |
|-----------|-------|-------|
| 1d | 0,10 | 0,2 |
| 3d | 0,15 | 0,25 |
| 28d | | 0,4 |
| 0,5a | | 0,7 |
| 1a | | 0,85 |
| $\geq 5a$ | | 1,0 |

Vid behov beaktas den ojämna krympningen mellan konstruktionernas ytor.

Krympningen i betong med lätt stenmaterial erhålls genom att de på ovan angivna sätt beräknade värdena multipliceras med uttrycket

$$0,3 + \frac{1}{2400} \cdot 0,7 \rho_c \quad (2.12)$$

2.1.5.4 Krypning

Nedan angivna beräkningsformler gäller, om betongens brukstillståndsspänning av de långvariga lasterna inte överskrider värdet $0,6 f_{ck}$.

Betongens slutliga krypning beräknas ur formeln

$$\epsilon_{cc} = \phi \epsilon_c \quad (2.13)$$

där ϵ_c är den momentana deformation $\frac{\sigma_c}{E_c}$ som långvarig belastning medför i betongen
 ϕ är kryptalet.

Om exaktare metoder inte används, kan kryptalet beräknas ur formeln

$$\phi = k_t k_{ch} \phi_0 \quad (2.14)$$

där ϕ_0 är kryptalets initialvärde, för vilket värdena enligt tabell 2.6 antas under olika miljöförhållanden,
 k_{ch} är en av konstruktionens ekvivalenta tjocklek h_c beroende faktor, som erhålls ur tabell 2.7,
 k_t är $(2,5 - 1,5 K_j/K) \geq 1,0$, där K är betongens nominella hållförmåga och K_j betongens tryckhållförmåga vid tidpunkten för belastningens början eller ändring.

Vid behov beaktas den inverkan som andra faktorer såsom cementmängden och vatten-cementtalet utövar på krypningen.

Armering minskar krypningen ävensom krympningen.

TABELL 2.6 Kryptalets initialvärde ϕ_0

| Konstruktionens miljöförhållanden | Relativ fuktighet % | ϕ_0 |
|-----------------------------------|---------------------|----------|
| Vatten | 100 | 1 |
| Mycket fuktig luft | 90 | 1,5 |
| Luften ute | 70 | 2 |
| Torr luft | 40 | 3 |

TABELL 2.7 Faktorn k_{ch}

| h_c (mm) | k_{ch} |
|------------|----------|
| ≤ 50 | 1,20 |
| 100 | 1,00 |
| 200 | 0,85 |
| 300 | 0,75 |
| ≥ 500 | 0,70 |

Krypningen under tidsintervallet $t_i \dots t_n$ beräknas ur formeln

$$(k_{cn} - k_{ci}) \epsilon_{cc} \quad (2.15)$$

Faktorerna k_c väljs enligt tabell 2.5.

Om konstruktionens belastning förändras under stunden $t_i < t_j$, beräknas krypningens härav föranledda förändring under stunden t_j ur formeln

$$\Delta \epsilon_{cc} = \Delta \epsilon_c \cdot \phi (k_{cj} - k_{ci}) \quad (2.16)$$

där $\Delta \epsilon_c$ är den momentana deformation som ändringen i belastningen medför.

Kryptalet för betong med lätt konstgjort stenmaterial erhålls genom att det på ovan angivna sätt beräknade kryptalet multipliceras med uttrycket

$$(0,3 + 0,7 \frac{\rho_c}{2400}) \quad (2.17)$$

2.1.5.5 Övriga materialegenskaper

Värmeutvidgningskoefficienten hos betong med sedvanligt stenmaterial är

$$\alpha_{cT} = 10 \cdot 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$$

Värmeutvidgningskoefficienten hos betong med lätt konstgjort stenmaterial är

$$\alpha_{cT} = 8 \cdot 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$$

Som täthet hos betong med sedvanligt stenmaterial används värdet 2400 kg/m^3 . Tätheten hos betong av andra slag bestäms skilt för sig.

2.1.6 ARMERINGENS MATERIAL-EGENSKAPER

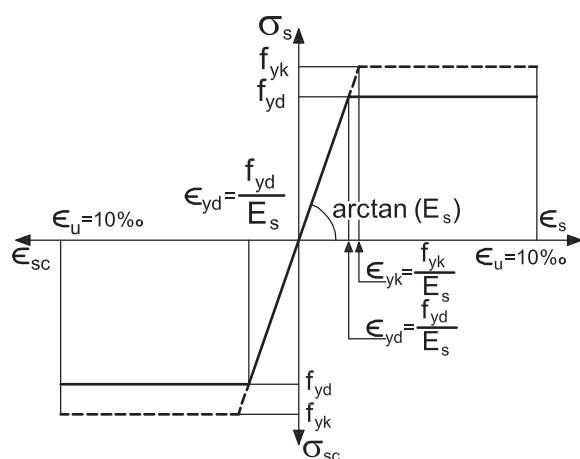
2.1.6.1 Allmänt

Armering av betongkonstruktioner kan ske med användning av armeringsstål enligt standarderna i punkt 4.1.2.2 och spännstål enligt bruksanvisningarna.

2.1.6.2 Armeringsstål

Armeringsstålets spännings-deformationsdiagram antas överensstämma med figur 2.4. Som karakteristiskt värde för sträckgränsen används kravet på den övre sträckgränsen enligt standarderna eller den spänning som motsvarar 0,2-gränsen. Armeringsstålets elasticitetsmodul är

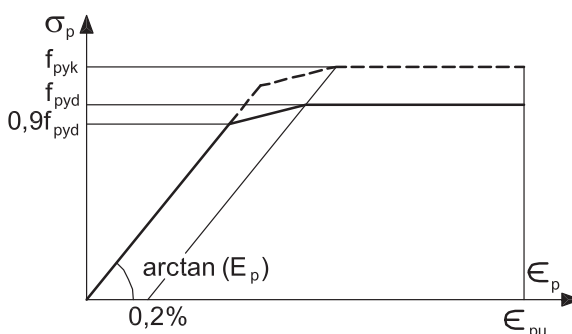
$$E_s = 2,0 \cdot 10^5 \text{ N/mm}^2 \quad (2.18)$$



Figur 2.4
Armeringsstålets spännings-deformationsdiagram

2.1.6.3 Spännarmering

Spännstålets spännings-deformationsdiagram kan antas överensstämma med figur 2.5.



Figur 2.5
Spännstålets spännings-deformationsdiagram

Som spännstålets mot 0,2-gränserna svarande karakteristiska värden används minimivärdena enligt bruksanvisningen.

Spännstålets elasticitetsmodul är

$$E_p = 2,0 \cdot 10^5 \text{ N/mm}^2 \quad (2.19)$$

Som elasticitetsmodul för spänneheter, exempelvis linor, används minimivärdena enligt bruksanvisningarna.

Spännstålets relaxation bestäms genom provning. Temperaturens inverkan på relaxationen utreds skilt för sig.

Spännlinors mot SFS-standardens svarande egenskaper anges i tabell 2.7.a.

TABELL 2.7.a

Spännlinors nominella diametrar (D_n), nominella tvärsnittsareor (A_p) hållfasthetsklasser ($f_{p0,2k}/f_{puk}$) och elasticitetsmodul (E_p) samt mot 1000 h tid svarande relaxation enligt relaxationsprovet ($\Delta\sigma_{p,rel,1000h}$) för lintyper i enlighet med SFS-standardens.

| Lintyp | D_n mm | A_p mm ² | Hållfasthetsklass $f_{p0,2k}/f_{puk}$ N/mm ² /N/mm ² | E_p N/mm ² | Relaxation |
|--------------|-------------|--------------------------|--|----------------------------|--|
| | | | | | $\frac{\Delta\sigma_{p,rel,1000h}}{0,7f_{puk}}$ % |
| Standardlina | 6,4 | 25 | 1570/1770 | 195 000 | 2,5 |
| STD | 9,3 | 52 | | | |
| STD-P | 12,5 | 93 | | | |
| | 15,2 | 139 | 1470/1670 | | |
| Speciallina | 9,6 | 55 | 1630/1860 | | |
| SUP | 12,9 | 100 | | | |
| SUP-P | 15,7 | 150 | | | |

2.1.6.4 Armeringens övriga egenskaper

- Stålets värmeutvidgningskoefficient är $\alpha_{sT} = 10 \cdot 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$ (A500HW, A700HW, B500K och B700K)
 $= 17 \cdot 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$ (B600KX)
- Armeringens korrosionskänslighet uppskattas i enlighet med punkt 4.1.2.1
- Armeringen indelas på basen av sina vidhäftningsegenskaper i olika klasser.
- Stålets svetsbarhet överensstämmer med gällande SFS-standarder.

2.1.6.5 Övriga delar av metall som används i betongkonstruktioner

Materialegenskaperna hos de övriga delarna av metall skall utredas. Anvisningar rörande övriga delar av metall lämnas i punkt 4.1.2.4.

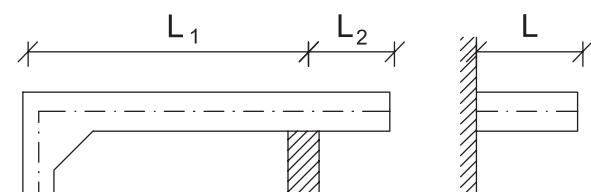
2.1.7 KRAFTSTORHETER

2.1.7.1 Allmänt

Konstruktionsmodellen kan bildas av 1-, 2- och 3-dimensionella delar. Konstruktionsmodellens funktion kan beskrivas med tillämpning av elasticitetsteori och den icke-lineära teorin samt vid brottgränstillståndsbetraktanden dessutom plasticitetsteori. När kraftstorheter beräknas enligt plasticitetsteori bör det kontrolleras, att konstruktionerna äger tillräcklig deformationsförmåga. Härvid bör man i första hand beakta stålqualiteters B500K och B700K sämre deformationsegenskaper jämfört med varmvalsade stålqualiteter.

När avsteg görs från kraftstorheternas fördelning enligt elasticitetsteori, bör det tillses, att jämvikt villkoren gäller.

Om sprickbildningen i konstruktion beaktas, kan delarnas stabiliteter beräknas enligt punkt 2.3.2 (Deformationer). Påfrestningar som stora deformationer medför i konstruktionsdelar utsatta för tryck beaktas vid behov enligt punkt 2.2.5 (Konstruktionernas stabilitet). I bruksgränstillstånd behöver dessa påfrestningar i allmänhet inte beaktas.



Figur 2.6

Bildande av konstruktionsmodell

Kraftstorheterna i oarmerade betongkonstruktioner beräknas enligt punkt 2.1.7.8.

2.1.7.2 Beräkningsantaganden

I beräkningarna används konstruktionernas nominella mått. I allmänhet väljs avståndet mellan stödets mittlinjer till spännvidd hos konstruktion (figur 2.6). Effekten av breda stöd utreds skilt för sig. För slanka konstruktioner under tryck anges de beräkningsmässiga knäckningslängderna, excentriciteterna och kraftstorheterna i punkt 2.2.5 (Konstruktionernas stabilitet).

2.1.7.3 Tvärsnittsstorheter

I beräkningarna kan det i allmänhet antas att konstruktionens tvärsnitt överensstämmer med punkterna 2.1.7.4 (1-dimensionella konstruktionsdelar) eller 2.1.7.5 (2-dimensionella konstruktionsdelar). För tvärsnitt av andra slag kan konstruktionsmodellen bildas genom kombination av deltvärsnitt enligt det ovan nämnda.

Tvärsnitt som innehåller arbetsfogar får räknas som enhetliga, om fogarna dimensionerats enligt punkt 2.2.2.8 (Arbetsfogs skjuvkapacitet). I annat fall dimensioneras varje deltvärsnitt skilt för sig. I plattbalk är den tryckta flänsens effektiva bredd (figur 2.7) på ena sidan av livet

$$b_{ef} = kL_0 \quad (2.20)$$

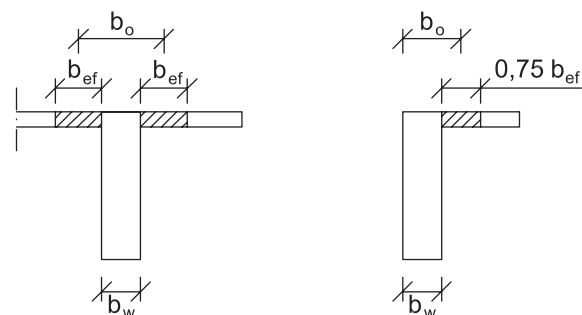
där

k är 0,10 när belastningen består i huvudsak av punktlaster,

k är 0,15 när belastningen består i huvudsak av fördelade laster,

L_0 är avståndet mellan momentets nollpunkter.

Om flänsen är ensidig och konstruktionen utan stöd i sidriktningen, har den effektiva bredden värdet $0,75 b_{ef}$.



Figur 2.7

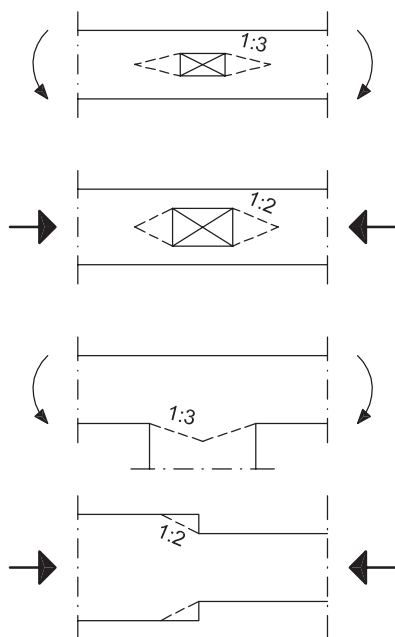
Värden som i beräkningarna används för plattbalks bredd

Den bredd, som används vid dimensioneringen av konstruktion

$$b_0 \leq 2b_{ef} + b_w \quad (\text{flänsar på bägge sidorna}) \text{ eller} \\ b_0 \leq 0,75b_{ef} + b_w \quad (\text{ensidig och i sidriktningen icke stödd fläns}) \quad (2.21)$$

behöver vid brottgränstillståndsbeaktanden ej väljas större än vad som är nödvändigt med hänsyn till kapaciteten.

Vid beräkning av kapaciteterna får det antas att det effektiva tvärsnittet förändras högst i proportionen 1:3 i huvudsakligen böjda konstruktioner och 1:2 i huvudsakligen tryckta konstruktioner (figur 2.8).



Figur 2.8

Tvärsnittsförändringens beaktande i beräkningarna

2.1.7.4 1-dimensionella konstruktionsdelar

Som 1-dimensionella räknas i allmänhet konstruktionsdelar, i vilka

$$\frac{L}{d} \geq 3, \text{ (i konsolbalkar } \frac{L}{d} \geq 1,5)$$

och $b_0 \leq 5d$

I konstruktioner armerade med stålqualiteter A500HW, A700HW och spännstål kan i brottgränstillstånd stödmoment enligt teorin om kontinuerliga konstruktioners elasticitet reduceras med högst det mindre värdet bland följande:

$$\begin{cases} (0,60 - \frac{x}{d}) \cdot 100 \% \\ 30 \% \end{cases} \quad (2.22)$$

där

x är höjden av tvärsnittets tryckzon vid stödet i brottgränstillstånd.

Då kallbearbetad armering används är stödmomentets förflyttning tillåten endast om rotationskapaciteten vid stödet kontrolleras.

Fältmomenten skall beräknas på basen av de omräknade stödmomenten.

Om tryckt konstruktions slankhet $\lambda \leq 25$, får momenten ändras med högst 10 %.

Om konstruktion belastas av utmattningslast eller tryckt konstruktions slankhet $\lambda > 25$, får momenten ej ändras.

Vid beräkningar enligt plasticitetsteorin skall det kontrolleras, att konstruktionsdelen har tillräcklig deformationsförmåga i de punkter som blir plastiska.

Vridningen enligt konformitetsregeln behöver inte beaktas i brottgränstillstånd, om konstruktionens kritiska punkter har tillräcklig, av konformiteten förutsatt deformationsförmåga. Den balanserande vridningen skall beaktas i brottgränstillstånd. Konstruktionsdelarnas vridningsstyvheter kan beräknas enligt punkt 2.3.2.3.

I bruksgränstillstånd beräknas konstruktions kraftstorheter i allmänhet enligt elasticitetsteorin under antagande av att konstruktionen är ospjälkbar. Har sprickbildning i konstruktionen inte eljest beaktats i brukstillståndet, kan momenten ändras såsom i fallet brottgränstillstånd, dock med högst 20 %.

2.1.7.5 2-dimensionella konstruktionsdelar

Som 2-dimensionella räknas i allmänhet konstruktionsdelar, i vilka

$$\frac{L}{d} \geq 3 \text{ (plattor)}, \frac{L}{d} \geq 1,5 \text{ (plattkonsoler)} \text{ och } b_0 > 5d$$

$$\frac{L}{d} < 3 \text{ (höga balkar)}$$

Förändringen av de enligt elasticitetsteorin beräknade momenten företas såsom i punkt 2.1.7.4 (1-dimensionella konstruktionsdelar). Vid beräkning av plattor enligt plasticitetsteorin, skall det kontrolleras, att konstruktionsdelen äger tillräcklig deformationsförmåga i de punkter som blir plastiska.

Den inverkan som deformationen av konstruktionsdelar, som stöder platta, utövar på plattans kraftstorheter, beaktas vid behov. När armeringen ej följer huvuddragspänningarnas riktning, dimensioneras

plattan vid behov också för den vridning som då uppkommer. Plattas kraftstorheter i brukstillstånd kan beräknas såsom i punkt 2.1.7.4 (1-dimensionella konstruktionsdelar).

Plattans moment får utjämnas i stödets riktning, om man förvissas sig om att utjämnningen inte har skadliga effekter på konstruktionens funktion.

Höga balkars kraftstorheter beräknas i allmänhet enligt elasticitetsteorin. När kraftstorheterna beräknas ägnas stödets sättning särskild uppmärksamhet.

2.1.7.6 3-dimensionella konstruktionsdelar

Kraftstorheterna i skal bestäms i allmänhet enligt elasticitetsteorin. Ett brottgränstillstånd som kan komma i fråga är skalets buckling.

När armeringen ej följer huvuddragspänningarnas riktning, dimensioneras skalet vid behov också för den skjuvning som då uppkommer.

2.1.7.7 Övriga konstruktionsdelar

T.ex. kort konsol eller armerad tjock grundplatta kan dimensioneras med användning av vektorsumman av den belastande kraften, resultanten av betongens tryckspänningar och armeringens dragkraft.

2.1.7.8 Oarmerade konstruktioner

Oarmerade konstruktioners kraftstorheter beräknas enligt elasticitetsteorin eller enligt icke-lineär analys. Vid behov beaktas de kraftstorheter som tvångskrafter (punkt 2.1.3.3) medför.

2.2 Brottgränstillståndsbetraktanden

2.2.1 BÖJNING OCH NORMALKRAFT

2.2.1.1 Allmänt

Konstruktionens bestämmande tvärsnitt dimensioneras med användning av enligt punkt 2.1.7 beräknade kraftstorheter så, att tvärsnittets kombinerade böjnings- och normalkraftskapacitet inte överskrids.

2.2.1.2 Tvärsnittets kapacitet

I beräkningarna görs följande antaganden:

- Tvärsnittsplanen förblir plana när deformationer inträffar.
- Materialens spännings-deformationsdiagram överensstämmer med punkterna 2.1.5.2 (Betongens hållfasthets- och deformationsegenskaper) och 2.1.6.2 (Armeringsstål) samt 2.1.6.3 (Spännarmering).
- I oarmerade konstruktioner beaktas i allmänhet inte betongens draghållfasthet.
- Betongens stukning i tvärsnittets tyngdpunkter får ej överskrida värdet

$$\epsilon_c = \left(0,50 + \frac{\rho_c}{1600}\right) \% \leq 2 \% \quad (2.23)$$

- Betongens stukning i kanten av tvärsnittet får ej överskrida värdet

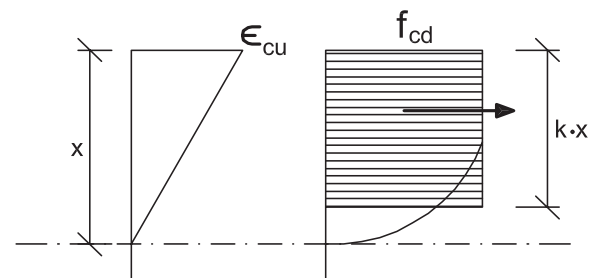
$$\epsilon_{cu} = \left(1,1 + \frac{\rho_c}{1000}\right) \% \leq 3,5 \% \quad (2.24)$$

- För armeringens stukning används värdet för betongens stukning i punkten i fråga.
- Armeringens töjning, beräknad på spänningslöst tillstånd i tvärsnittets dragna kant, får utgöra högst 10 %.

I armerade betongkonstruktioners tvärsnitt får inte placeras mer dragarmering än jämviktsarmeringen vid enbart böjning, då för armeringens töjning används värdet ϵ_{yk} . I fråga om förspända konstruktioner kan inom skjuvarmerat område användas överarmering om konstruktionens tillräckliga seghet i brottgränstillstånd konstateras medels allmänt accepterade metoder.

Fördelningsdiagrammet för betongens tryckspänningar får i allmänhet enligt figur 2.9 ersättas med en rektangel, vars höjd beräknas ur uttrycket kx , där

$$k = \frac{\epsilon_{cu} - 0,7 \cdot 10^{-3}}{\epsilon_{cu}} \leq 0,8 \quad (2.25)$$



Figur 2.9 Betongens spänningsfördelningar

2.2.2 SKJUVNING

2.2.2.1 Allmänt

I punkt 2.1.7 avsedda konstruktionsdelar, vilka räknats som 1- och 2-dimensionella, dimensioneras för skjuvkraften i enlighet med detta stycke. Som maximeringsvärde för skjuvkraften betraktas det värde som beräknats på avståndet d från stödets kant.

När skjuvningskapaciteten beräknas indelas konstruktionerna i icke skjuvarmerade och skjuvarmerade.

I beräkningarna används bredden b_w , som bestämmer skjuvpåfrestningarnas förhållande i konstruktionens liv. Skjuvkapaciteternas grundvärden preciseras vid behov i enlighet med punkt 2.2.2.5. För att tryckbrott i livet skall kunna förhindras får skjuvkapaciteten inte överskrida den övre gränsen enligt punkt 2.2.2.4. Som specialfall av skjuvning behandlas skjuvning i fläns, genomstansning av platta och dimensionering av arbetsfog.

2.2.2.2 Icke skjuvarmerad konstruktion

Grundvärdet för kapaciteten i konstruktion utan skjuvarmering beräknas ur formeln

$$V_{c0} = 0,3 k (1 + 50 \rho) f_{ctd} b_w d \quad (2.26)$$

där

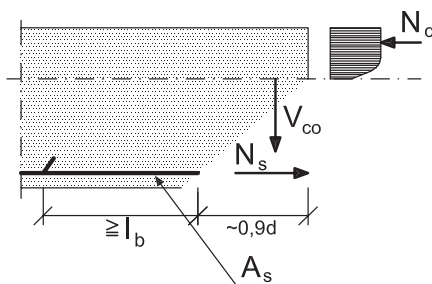
$$\rho = \frac{A_s}{b_w d} \leq 0,02$$

$$k = 1,6 - d [\text{m}] \geq 1,0 \text{ då } \rho_c \geq 2400 \text{ kg/m}^3$$

$$k = 1,0 \text{ då } 1800 \text{ kg/m}^3 \leq \rho_c < 2400 \text{ kg/m}^3$$

$$k = 0,85 \text{ då } \rho_c < 1800 \text{ kg/m}^3$$

A_s är dragarmeringens area. I den betraktade punkten skall dragarmeringen vara tillräckligt väl förankrad i enlighet med figur 2.10.



Figur 2.10
Konstruktion utan skjuvarmering

2.2.2.3 Skjuvarmerad konstruktion

Grundvärdet för kapaciteten i skjuvarmerad konstruktion är summan av kapaciteterna i betong enligt formeln 2.30 och i armering enligt formlerna 2.28 och 2.29

$$V_u = V_s + V_c \quad (2.27)$$

Skjuvarmering kan bildas av byglar eller uppbockade stänger. Också spänd armering kan användas som skjuvarmering. Lutningsvinkeln mellan skjuvarmeringen och konstruktionens längdaxel skall vara $\geq 45^\circ$. I beräkningarna får stålets karakteristiska hållfasthet ej antas vara större än

$$f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2 \text{ för kamstänger}$$

$$f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2 \text{ för nät, som på ett avstånd lika med livets höjd har minst 3 svetsade tvärstänger per bygelns skär med ett mellanrum av högst 250 mm}$$

$$f_{yk} = 400 \text{ N/mm}^2 \text{ för profilerade stänger}$$

$$f_{yk} = 360 \text{ N/mm}^2 \text{ för släta stänger}$$

Den i konstruktion jämnt eller i det närmaste jämnt fördelade armeringens (figur 2.11) kapacitet beräknas ur formeln

$$V_s = 0,9 \frac{A_{sv}}{s} f_{yd} d (\sin\alpha + \cos\alpha) \quad (2.28)$$

där A_{sv} är den sammanlagda tvärsnittsarean av skjuvarmeringens alla skär.

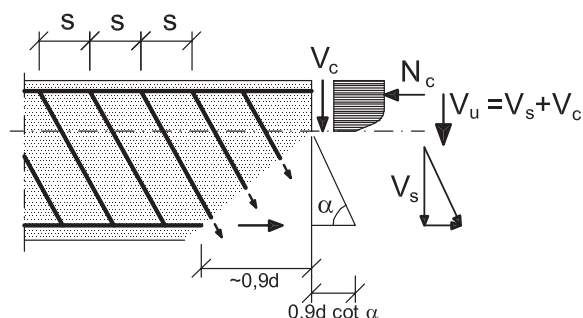
Används som skjuvarmering uppbockade stänger, som i konstruktionens längdriktning sett bockats uppåt i flera än ett tvärsnitt, beräknas skjuvarmeringens kapacitet ur formeln 2.28.

Kapaciteten i stänger som uppbockats i endast ett tvärsnitt beräknas ur formeln

$$V_s = f_{yd} A_s \sin\alpha \quad (2.29)$$

Kapaciteten i betongen i skjuvarmerad konstruktion beräknas ur formeln

$$V_c = 0,50 b_w d f_{ctd} \quad (2.30)$$



Figur 2.11 Skjuvarmerad konstruktion

2.2.2.4 Skjuvkapacitetens övre gräns

Konstruktions skjuvkapacitet får inte överskrida den övre gräns, som beräknas ur formeln

$$V_{\text{umax}} = k b_w d f_{cd} \quad (2.31)$$

där

$$k = 0,25 (1 + \cot\alpha) \leq 0,45 \text{ kun } \rho_c \geq 2400 \text{ kg/m}^3$$

$$k = 0,25 \text{ då uppbockade stänger används}$$

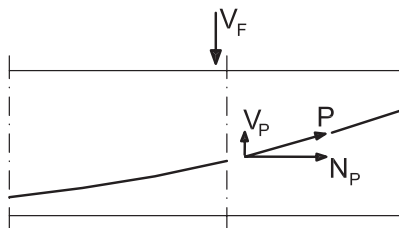
$$k = 0,2 \text{ då } \rho_c < 2400 \text{ kg/m}^3.$$

Finns i konstruktions liv håll eller armeringsstänger i konstruktionens längdriktning och med en diameter $\phi > 0,13b_w$, skall som bredd för livet användas värdet

$$(b_w - 0,5 \Sigma\phi) \quad (2.32)$$

2.2.2.5 Tilläggsanvisningar

I konstruktion beaktas inre krafts komponent i skjuvkraftens riktning då skjuvkraften V_d fastställs. Dylåka komponenter förorsakas exempelvis av votar och spännkraft (figur 2.12).



Figur 2.12

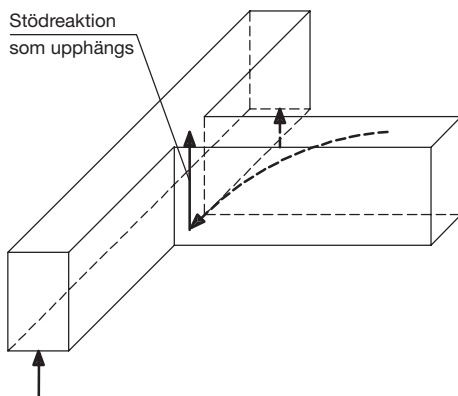
Spännkraftens komponent i skjuvkraftens riktning

Om annan konstruktion (figur 2.13) indirekt är stödd på konstruktionen eller last är upphängd i konstruktionens nedre kant, insätts vid lasten armeringen

$$A_{sv} = \frac{F_d}{f_{yd}} \quad (2.33)$$

där

F_d är den del av lasten som upphängs.



Figur 2.13 *Indirekt stödd konstruktion*

Påverkas konstruktion av tryckande normalkraft N_d i dess axels riktning, får betongens skjuvkapacitet ökas med faktorn

$$\beta_1 = 1 + \frac{M_0}{M_d} \leq 2 \quad (2.34)$$

där

M_d = det mot skjuvkraften i den betraktade punkten svarande böjningsmomentet

M_0 = nolltöjningsmomentet, som jämte normalkraften N_d skapar spänningslöst tillstånd i den kant av tvärsnittet, där belastningen medför drag. M_0 inverkar i samma tvärsnitt som M_d .

Om konstruktion påverkas av dragande normalkraft, som i brottillstånd skall beaktas i konstruktionens jämviktsvillkor, antas betongens skjuvkapacitet vara noll, om inte noggrannare beräkningar görs.

Betongens skjuvkapacitet nära stödet kan ökas med faktorn

$$\beta_2 = \frac{V_d}{V_{d, \text{red}}} \leq 2 \quad (2.35)$$

där

$V_{d, \text{red}}$ är skjuvkraften, vid vars beräkning punktlasterna på ett avstånd av högst $2d$ från stödlinjen har multiplicerats med talet $a/2d$, där a är lastens avstånd från stödlinjen.

Dessutom skall följande villkor gälla:

- lasten och stödreaktionen inverkar på olika sidor av konstruktionen så, att sned tryckning uppstår i konstruktionen
- den armering som böjningsmomentet vid lasten påkallar sträcker sig till konstruktionens kantstöd och är förankrad bakom stödet
- den armering som stödmomentet påkallar sträcker sig förbi den betraktade lastens verkningspunkt och är förankrad bakom den.

När faktorerna β_1 och β_2 används samtidigt, beräknas deras ökande inverkan på skjuvkapaciteten ur formeln

$$\beta_1 \beta_2 V_{c0} \leq V_{\text{umax}} \quad (2.36)$$

2.2.2.6 Skjuvning i fläns

Om balks fläser räknas som effektiva i böjningsbrottgränstillstånd skall skjuvkapaciteten mellan liv och fläns på en sträcka motsvarande balkens effektiva höjd i spännviddens riktning uppfylla villkoret

$$V_{uf} = V_{cf} + V_{sf} \geq k_f V_d \quad (2.37)$$

där

V_d är balkens skjuvkraft

$k_f V_d$ är skjuvkraften i skjuvningen mellan fläns och liv

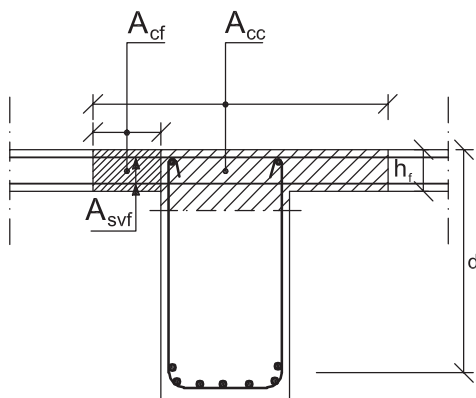
$k_f = \frac{A_{cf}}{A_{cc}}$ flänsens för erforderlig böjningskapacitet nödvändiga andel av hela tryckzonen när flänsen är tryckt

$k_f = \frac{N_{sf}}{N_s}$ (eller $\frac{P_f}{P}$),

den andel som resultanten av armeringen i flänsområdet utgör av hela armeringens resultant när flänsen är dragen.

V_{cf} ja V_{sf} beräknas i enlighet med punkt 2.2.2.3 (Skjuvarmerad konstruktion) varvid värdet h_f används som livets bredd och balkens effektiva höjd d som effektiv höjd.

Förutom enligt reglerna i punkt 2.5.1.2 (Projektering av armering) förlängs den i flänser förankrade huvudarmeringen med sträcka a , där a är den enskilda stångens avstånd från livet.



Figur 2.14 Flänsbalk

2.2.2.7 Plattas genomstansning

När stansningskraften beräknas behöver man inte beakta laster, som befinner inom det område som begränsas av tvärsnittet på avståndet d från stödets kant.

För platta beräknas betongens genomstansningskapacitet ur formeln

$$V_c = k\beta (1 + 50\rho) udf_{ctd} \quad (2.38)$$

där

$k = 1,6 - d [m] \geq 1$, då $\rho_c \geq 2400 \text{ kg/m}^3$

$k = 1,0$ då $1800 \text{ kg/m}^3 \leq \rho_c < 2400 \text{ kg/m}^3$

$k = 0,85$, då $\rho_c < 1800 \text{ kg/m}^3$

$$\rho = \sqrt{\rho_x \rho_y} \leq 8 \text{ ‰}$$

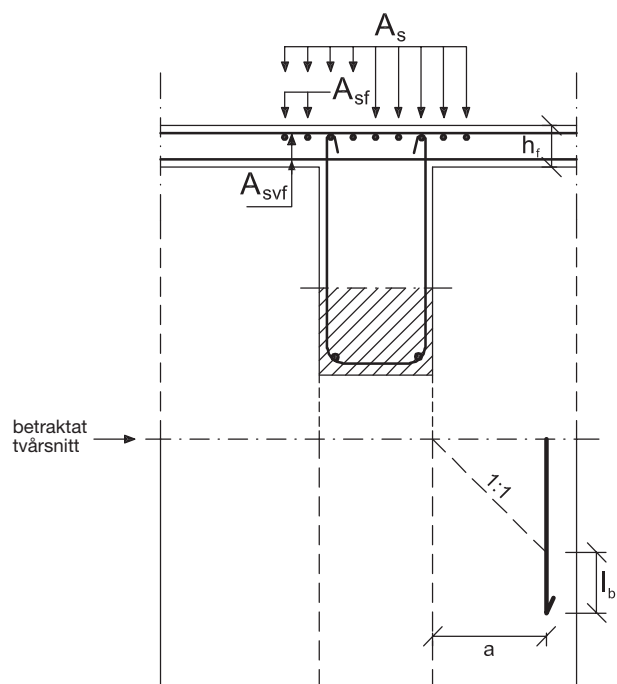
ρ_x och ρ_y är de relativa armeringsareorna i mot varandra vinkelräta tvärsnitt på avståndet $0,5d$ från stödets kant. I dragen yta skall armeringarna vara förankrade utanför nämnda tvärsnitt.

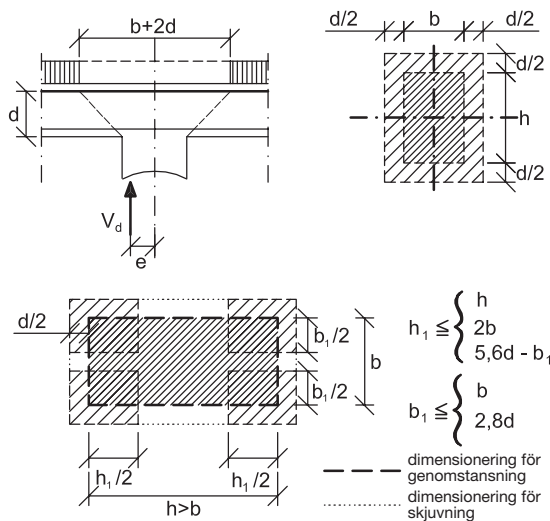
$$\beta = \frac{0,40}{1 + \frac{1,5e}{\sqrt{A_u}}}$$

e är genomstansningskraftens excentricitet i förhållande till snittområdets tyngdpunkt (figur 2.15)

A_u och u

är den av snittet på avståndet $0,5d$ från stödets kant begränsade arean samt omkretsen.





Figur 2.15 Plattas genomstansning

Om stödets belastade kant ligger nära plattans fria kant, väljs till omkrets u den kortare av följande:

- omkretsen på avståndet $0,5d$ från stödets kant eller
- den omkrets som erhålles genom att ersätta de delar av den i punkt a) avsedda omkretsen, som ligger nära den fria kanten med normalerna från denna omkrets till de fria kanterna (figur 2.16).

Vid stora stöd dimensioneras endast hörnen för genomstansning (figur 2.15). Stöd som har runt tvärsnitt och vilkas diameter $\geq 3,5d$, dimensioneras för skjuvning.

Finnes i platta hål inom det område som begränsas av snittet på avståndet $5d$ från stödets kant, får i omkretsen u inte de delar inräknas, som ligger mellan linjerna från hålets kanter till stödets mittpunkt (figur 2.16).

Om skjuvarmering används, beräknas genomstansningskapaciteten ur formeln

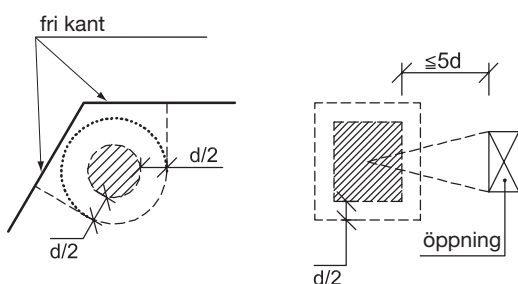
$$(0,25 V_c + V_s) \leq 2 V_c \quad (2.39)$$

där

$$V_s = A_{sv} f_{yd} \sin \alpha$$

$$V_c \text{ beräknas som i formel 2.38}$$

$$f_{yd} \leq 300 \text{ N/mm}^2.$$



Figur 2.16 Plattas genomstansning

Skjuvarmering kan bestå av antingen slutna byglar eller uppbockade stänger. Vinkeln mellan armeringens och plattans plan skall vara minst 30° . Skjuvarmeringen fördelas jämnt på det område där skjuvning förekommer. Det skall också utanför skjuvarmeringens influensområde kontrolleras att betongen i plattan har tillräcklig genomstansningskapacitet.

2.2.2.8 Arbetsfogs skjuvkapacitet

Arbetsfogs skjuvkapacitet per ytenhet beräknas ur formeln

$$v_u = \beta_1 \frac{A_{sv}}{sb} f_{yd} + \beta_2 f_{ctd} \geq \frac{V_d}{bd} \quad (2.40)$$

där

A_{sv} är tvärsnittsarean av arbetsfogens skjuvarmering, faktorerna β_1 och β_2 väljs i tabell 2.8

s är det genomsnittliga avståndet mellan skjuvarmeringsstängerna i arbetsfogen.

I armeringsarean A_{sv} får de stänger inräknas, som förankrats på fogens bägge sidor för en mot dimensioneringshållfastheten svarande dragkraft och som inte samtidigt utnyttjas vid beräkningen av övriga kapaciteter. Den armering som konstruktionens skjuvkapacitet vid arbetsfogen kräver får dock utnyttjas också då arbetsfogen dimensioneras.

TABELL 2.8

Faktorerna β_1 och β_2 . Mellanliggande värden kan interpoleras lineärt.

| Arbetsfog | $\frac{A_{sv}}{sb}$ | β_1 | β_2 |
|-----------------------|---------------------|-----------|-----------|
| tvättad ¹⁾ | $\leq 0,15 \%$ | 0,8 | 0,6 |
| | $\geq 0,5 \%$ | 0,9 | 0,6 |
| grov ¹⁾ | $\leq 0,15 \%$ | 0,6 | 0,3 |
| | $\geq 0,5 \%$ | 0,9 | 0,3 |
| slät | $\leq 0,15 \%$ | 0,4 | 0,2 |
| | $\geq 0,5 \%$ | 0,4 | 0,2 |

¹⁾ Tvättad eller grov arbetsfog skall uppfylla de i punkt 4.2.4.11 uppställda kraven.

Verkar i arbetsfog tvärgående tryck, kan skjuvkraften överföras också med friktion genom att den tryckande kraftens dimensioneringsvärde multipliceras med högst friktionskoefficienten 0,6 i fall av slät och 0,8 i fall av grov arbetsfog.

På betong- och ståldymingar baserad arbetsfog dimensioneras genom specialmetoder.

2.2.3 VRIDNING

2.2.3.1 Allmänt

I punkt 2.1.7.4 avsedd endimensionell konstruktionsdel dimensioneras för vridning, om vridmomentet beaktats i jämviktsvillkoren i brottränstillstånd. Konstruktionsdelarna dimensioneras för förhindrad vridning i enlighet med punkterna 2.2.1 (Böjning och normalkraft) och 2.2.2 (Skjuvning) genom att de av vridningen föranledda påfrestningarna adderas till övriga samtidiga påfrestningar.

För fri vridning dimensioneras konstruktionsdelarna i enlighet med anvisningarna i det följande.

Konstruktions vridkapacitet består av antingen betongens eller vridarmeringens kapacitet ensamt.

$$T_u = T_c \text{ eller } T_u = T_s \quad (2.41)$$

2.2.3.2 Konstruktion utan vridarmering

Särskild vridarmering, utom minimibyglarna enligt punkt 2.5.2.3 (Balkar) behövs inte, om

$$T_c = 0,3 f_{ctd} W_{te} \geq T_d \quad (2.42)$$

där

W_{te} är tvärsnittets elastiska vridmotstånd, vid vars beräkning det får antas att flänsbredden är högst tre gånger flänstjockleken.

Normalkraftens inverkan kan beaktas genom beräkning av huvuddragsspänningen σ_I , som får vara högst $0,3 f_{ctd}$.

Betongens vridkapacitet antas vara noll, om konstruktionen belastas av utmattningslast.

2.2.3.3 Vridarmerad konstruktion

För vridbyglarnas karakteristiska hållfasthet gäller samma begränsningar som i punkt 2.2.2.3 (Skjuv- armerad konstruktion).

Vridarmeringen bildas av längsgående stänger (A_{sl}) och mot dem vinkelräta blindbyglar (A_{st}). Vridarmeringens kapacitet beräknas ur formeln

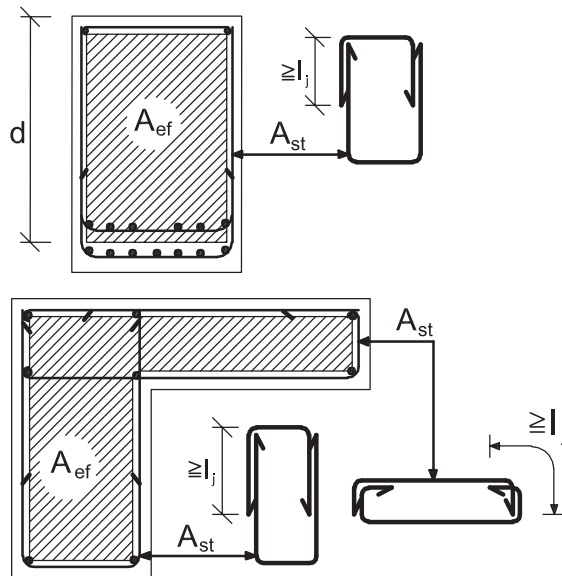
$$T_s = 2A_{ef} \sqrt{\frac{A_{st} f_{ytd}}{s} \cdot \frac{A_{sl} f_{yld}}{u_{ef}}} \quad (2.43)$$

där

s är bygelavståndet

A_{ef} ja u_{ef}

är den genom de längsgående stängernas tyngdpunktsaxlarna ritade polygonens area och omkrets.



Figur 2.17 Vridarmering

Det anses att vridarmeringens placering bestäms enligt de längsgående stängernas tyngdpunktsaxlar (figur 2.17).

De längsgående stängernas sammanlagda tvärsnittsytan A_{sl} och byglarnas tvärsnittsytan A_{st} skall uppfylla villkoret

$$\frac{1}{3} \leq \frac{A_{sl}}{A_{st}} \cdot \frac{f_{yld}}{f_{ytd}} \cdot \frac{s}{u_{ef}} \leq 3 \quad (2.44)$$

De längsgående stängerna bör vara jämnt fördelade på omkretsen av det område som begränsas av vridarmeringen så, att stång finns åtminstone i varje hörn av bygeln och tvärsnittet. Den längsgående armeringen kan också spännas, varvid f_{yld} i formlerna 2.43 och 2.44 ersätts med värdet f_{pyd} .

Vridkapacitetens övre gräns kontrolleras ur formeln

$$T_{umax} = 0,25 f_{cd} W_{tr} \quad (2.45)$$

där

W_{tr} är det efter vridningssprickningen bildade lådtvärsnittets vridmotstånd = $2A_{ef}h_{ef}$

h_{ef} är lådans tjocklek, som anses vara 30 % av radien av den största möjliga cirkel som inskrivits i ytan A_{ef}

Konstruktionerna dimensioneras i allmänhet så, att summan av de enligt föregående punkter beräknade armeringarna insätts i konstruktionen och att de blir föremål för följande justeringar:

- då tryckning och böjning inverkar samtidigt som vridning, kan armeringsarean A_{sl} , på den tryckta delen av tvärsnittet minskas med

$$\frac{N_c}{f_{yd}} \quad (2.46)$$

där N_c är resultanten av betongens tryckspänningar.

- vid kombinerad vridning och skjuvning kontrolleras säkerheten med avseende på betongens tryckbrott i sned riktning ur formeln

$$\frac{V_d}{V_{u,max}} + \frac{T_d}{T_{u,max}} \leq 1,0 \quad (2.47)$$

- vid kombinerad vridning och böjning kontrolleras säkerheten med avseende på betongens tryckbrott i sned riktning ur formlerna

$$\frac{M_d}{M_{u,max}} + \frac{T_d}{T_{u,max}} \leq 1,0 \quad (2.48)$$

(som 1-dimensionella räknade konstruktionsdelar)

eller

$$\frac{M_x}{M_{ux,max}} + \frac{M_{xy}}{M_{ux,max}} \leq 1,0 \text{ och} \quad (2.49)$$

$$\frac{M_y}{M_{uy,max}} + \frac{M_{xy}}{M_{uy,max}} \leq 1,0$$

(som 2-dimensionella räknade konstruktionsdelar)

- utöver minimibyglarna behövs inte vrid- och skjuvarmering om

$$\frac{V_d}{V_c} + \frac{T_d}{T_c} \leq 1,0 \quad (2.50)$$

Vid beräkningen av V_d får i de två sistnämnda punkterna de inre krafternas komponenter med motsatta tecken beaktas i enlighet med punkt 2.2.2.5.

2.2.5.1 Allmänt

I konstruktionsdel som belastas av yttre normalkraft beräknas kraftstorheterna enligt punkt 2.1.7 med beaktande av anvisningarna i det följande.

Konstruktions totalstabilitet och delarnas stabilitet bestäms skilt för sig. I fall av konstruktion utan svaj undersöks delarnas stabilitet. Vid behov beaktas de konstruktionsdelar som utsätts för extra moment föranledda av slanka konstruktionsdelars böjning. Konstruktionsdels slankhet anges med talet λ , som definieras

$$\lambda = \frac{L_0}{i} \quad (2.51)$$

där

L_0 är knäckningslängden

$i = \sqrt{\frac{I_c}{A_c}}$ betongsvärsnittets tröghetsradie i den betraktade riktningen

Tryckta konstruktionsdelars knäckningslängder beräknas ur formeln

$$L_0 = k_0 L \quad (2.52)$$

där

L är konstruktionens fria spännvidd

k_0 är en av konstruktionens stödsätt beroende faktor.

Om inte noggrannare utredningar görs, väljs faktorn k_0 i tabell 2.9 eller 2.10.

TABELL 2.9

1-dimensionell konstruktions k_0 -värden. De teoretiska värdena för inspänningsgraden anges inom parentes.

| Stödande | Sido-förskjutning | k_0 |
|--|-------------------|------------------|
| Led i bägge ändorna | Förhindrad | 1,0 |
| Bägge ändorna inspända | Förhindrad | $\geq 0,7$ (0,5) |
| Den ena ändan inspänd, i den andra leden | Förhindrad | $\geq 0,8$ (0,7) |
| Den ena ändan inspänd, den andra fri | Fri | $\geq 2,2$ (2,0) |
| Bägge ändorna inspända | Fri | $\geq 1,2$ (1,0) |

TABELL 2.10

2-dimensionell konstruktions k_0 -värdet. Måttet b i tabellen avser den fria kantens avstånd från stabiliserande konstruktions kant eller det fria avståndet mellan stabiliserande konstruktioner. Konstruktioner som stöder 2-dimensionell konstruktionsdel skall vara tillräckligt styva.

| Stödande | k_0 |
|---------------------------------------|-----------------------------------|
| Stödd längs en eller två kanter | Såsom i tabell 2.9 |
| Stödd längs tre kanter | $\frac{1}{1 + (L/3b)^2} \geq 0,3$ |
| Stödd längs fyra kanter $L \leq b$ | $\frac{1}{1 + (L/b)^2}$ |
| Stödd längs fyra kanter i $L > b$ | $\frac{1}{2(L/b)}$ |

Vid beräkning av oarmerade konstruktionsdelar används för faktorn k_0 värdet 1,0 förutsatt, att konstruktionernas sidoförskjutningar är förhindrade.

2.2.5.2 Konstruktions totalstabilitet

Vid undersökning av totalstabiliteten hos en konstruktion med svaj antas det i beräkningarna, att de vertikala konstruktionsdelarna bildar vinkeln α med lodlinjen. Om inte noggrannare beräkningar görs, väljs α så, att $\tan\alpha = 1/150$ i konstruktionens kortare riktning och $\tan\alpha = \frac{B}{L} \cdot \frac{1}{150} \geq \frac{1}{250}$ i konstruktionens längre riktning (B är konstruktionens bredd och L längd). I de avvikelser som sålunda uppstår anses pelarnas initialexcentriciter ingå. Vid behov beaktas de tilläggsåpfrästningar som konstruktionens tilläggsböjning medför.

2.2.5.3 Styva konstruktionsdelar

Som styva anses 1- och 2-dimensionella konstruktionsdelar där $\lambda \leq 25$ i den betraktade riktningen. Konstruktionsdelarna dimensioneras för normalkraften samt för de moment som motsvarar ursprungliga excentriciteter och initialexcentriciteten $\frac{h}{20} \leq 50$ mm, där h är sidmättet i den betraktade riktningen.

2.2.5.4 Slanka konstruktionsdelar

Vid dimensioneringen av slanka konstruktionsdelar ($\lambda > 25$) beaktas den i formeln 2.53 avsedda initial-excentriciteten e_a och den av konstruktionsdelarnas böjning förorsakade tillägsexcentriciteten e_2 . Vid beräkningen av böjningar beaktas betongens och armeringens materialegenskaper i enlighet med punkterna 2.1.5 (Betong) och 2.1.6 (Armering). Konstruktionernas sprickning och dess inverkan på konstruktionernas styvhet uppskattas på basen av punkterna 2.3.3.2 (Sprickningskapacitet) och 2.3.2.2 (Böjning).

Normalkraftens initialexcentricitet e_a beräknas ur formeln

$$e_a = \frac{h}{20} + \frac{L_0}{500} \quad (2.53)$$

där

$$\frac{h}{20} \leq 50 \text{ mm}$$

h är sidmättet i den betraktade riktningen
 L_0 är konstruktionsdelens knäckningslängd

Om inte noggrannare metoder används, får tillägsexcentriciteten beräknas ur formeln

$$e_2 = \left(\frac{\lambda}{145} \right)^2 h \quad (2.54)$$

där

h är sidmättet i den betraktade riktningen

Armerade konstruktioner bör ha $\lambda \leq 140$. Oarmerade konstruktioner bör ha $\lambda \leq 90$ och den ursprungliga excentriciteten $e_0 \leq h/3$.

Om $N_d > 0,5 A_c f_{cd}$, får i armerade konstruktioner tillägsexcentriciteten e_2 multipliceras med talet

$$\frac{0,5A_c f_{cd}}{N_d}$$

I konstruktioner med svaj räknas dimensioneringsvärdet för excentricitet ur formeln

$$e_d = e_a + e_2 + e_{01} \quad (2.55)$$

24 I konstruktioner utan svaj väljs till dimensioneringsvärde för excentriciteten det största bland följande

$$e_d = \begin{cases} e_a + e_{01} \\ e_a + e_2 + 0,6e_{01} + 0,4e_{02} \\ e_a + e_2 + 0,4e_{01} \end{cases} \quad (2.56)$$

där e_{01} är den till absoluta värdet större och e_{02} den mindre av de ursprungliga excentriciteterna i konstruktionsdelens ändor. Om e_{01} har annat förtecken än e_{02} , väljs negativ e_{02} .

Påverkas konstruktions fria spann av laster, beskrivs den sammanlagda momentytan med en rätlinjig momentyta på den säkra sidan. Ursprungliga excentriciteter ökas så, att de motsvarar den beskrivna momentytan.

I tryckt konstruktionsdel dras armeringen i allmänhet fortlöpande genom konstruktionsdelen. Vid behov kan armeringen kapas eller påfrestningarna överföras på angränsande konstruktionsdelar.

2.2.5.5 Sned böjning och tryckning

Snett böjd och tryckt konstruktionsdel kan dimensioneras skilt för sig i samma riktning som tvärsnittsyntans bägge huvudaxlar, då följande olikheter gäller

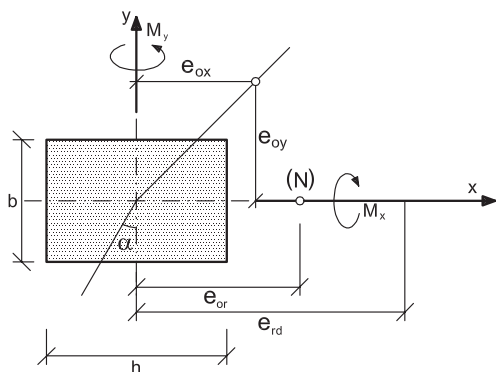
$$\frac{e_{0x} \cdot b}{e_{0y} \cdot h} \leq 0,2 \text{ tai } \geq 5,0 \quad (2.57)$$

där $e_{0x} = M_y/N_d$
 $e_{0y} = M_x/N_d$

x-axeln är parallell med sida h och y-axeln parallell med sida b.

I annat fall beräknas den i den mera påfrestade riktningen (riktningen för sidan h) modifierade excentriciten ur formeln

$$e_{0r} = \left(1 + \frac{e_{0y}}{e_{0x}} \frac{h}{b}\right) e_{0x} \quad (2.58)$$



Figur 2.1.8 Sned böjning av pelare

Den modifierade excentricitetens dimensioneringsvärde e_{rd} väljs i riktningen för sidan h ur formeln 2.55 eller 2.56 varvid värdet e_{0r} används som ursprunglig excentricitet.

Om knäckningslängderna L_{0x} och L_{0y} är i det närmaste lika stora, beräknas den modifierade knäckningslängden i riktningen för sidan h ur formeln

$$L_{0r} = \frac{L_0}{\sqrt{\sin^2 \alpha + \left(\frac{b}{h}\right)^2 \cos^2 \alpha}} \quad (2.59)$$

där $\alpha = \arctan \left(\frac{e_{0x}}{e_{0y}} \left(\frac{b}{h}\right)^2\right)$

Konstruktion dimensioneras i riktningen för sidan h med e_{rd} som excentricitet och L_{cr} som knäckningslängd och med användning av samma armering per längdenhet på alla sidor av konstruktionen.

2.2.5.6 Balks vippning

Balks säkerhet mot vippning kontrolleras ur formeln

$$\frac{M_{cr}}{M_d} \geq 2,0 \quad (2.60)$$

där M_{cr} är det mot vippningslasten svarande momentet.

Om balken belastas av dynamiska laster, såsom vid hantering av element, multipliceras M_d ytterligare med faktorn 1,25.

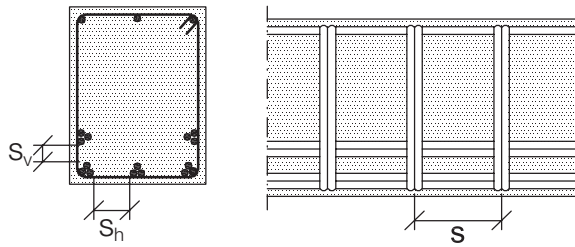
2.2.6 ARMERINGENS FÖRANKRING OCH SKARVAR

2.2.6.1 Allmänt

I beräkningarna får armeringen beaktas endast om den har tillräcklig förankringskapacitet.

Armeringen kan förankras enligt dessa anvisningar, när stängernas och spänneheternas inbördes avstånd överensstämmer med punkt 4.2.3.2 (Tillverkning och insättning av armering).

Av sammanbundna kam- eller profilerade stänger sammansatta stångbuntar får användas i armering i stället för enskilda stänger. Diametern hos den största stängen i bunt får vara högst 1,25 gånger diametern hos den minsta stängen i bunt. Tre huvudstänger av kamstål samt två byglar och profilerade stänger kan buntas (figur 2.19). Två vidhäftningsspänneheter kan buntas.



Figur 2.19 Buntarmering

Med avseende på stångbuntar iaktas anvisningarna rörande enskilda stänger så att stångbuntens nominella diameter $\bar{\varnothing}_n$, vilken motsvarar en enskild stång med lika stor tvärsnittsytta, används som stångdiameter $\bar{\varnothing}$.

Armeringens förankring föranleder spjälkningskrafter, som vid behov beaktas enligt punkt 2.2.7.3.

Med stångs förankringskapacitet åsyftas den största beräknade kraft som stången kan uppnå i konstruktionen.

Armeringen kan förankras genom att förankringskapaciteten hos rak stång (2.2.6.2) vid behov ökas

- med kapaciteten hos svetsade tvärgående stänger (2.2.6.3)
- med kapaciteten hos krok (2.2.6.4)
- med kapaciteten hos länk (2.2.6.5)
- med ankarstyckets kapacitet (2.2.6.6)

Dragarmering med slät yta kan inte förankras med enbart raka stänger.

Anvisningar om förankring av spännarmering lämnas i punkt 2.2.6.8.

2.2.6.2 Förankringskapaciteten hos rak stång

Förankringskapaciteten hos rak stång beräknas ur formeln

$$F_{bu} = k_b f_{ctd} u_s l_b \geq \sigma_s A_s \quad (2.61)$$

där

- u_s är stångens omkretsmått
- l_b är stångens förankringslängd
- k_b är en av stålytans beskaffenhet och stångens läge beroende vidhäftningsfaktor, för vilken värdena anges i tabell 2.11
- σ_s är den stålspanning som motsvarar dimensioneringslasten i brottgränstillstånd.

Förankringskapaciteten hos rak tryckstång får ökas med $3 A_s f_{ctd}$, om avståndet från stångens ända till betongytan i stångens riktning är minst $5 \bar{\varnothing}$.

Om förankringen utförs enbart med raka stänger, bör förankringslängden vara minst $10 \bar{\varnothing}$.

TABELL 2.11

Vidhäftningstaktor k_b

| Vidhäftningstillstånd | A500HW A700HW B500K B600KX B700K | Rund stång S235JRG2 |
|--|--|---------------------------|
| I Vinkeln mellan stången och horisontalplanet i gjutställningen $\geq 45^\circ$ eller armeringens avstånd från konstruktionens undre yta högst 300 mm. | 2,4 | 1,0 |
| II Armeringens avstånd från undre yta över 300 mm eller konstruktioner, inom vilkas förankringsområde de förekommer av tvärgående drag föranledd sprickbildning. | 1,7 | 0,7 |

I konstruktioner, i vilka väsentligt tvärgående tryck förekommer i förankringspunkten, får vidhäftningsfaktorerna ökas med 50 %.

2.2.6.3 Svetsade tvärgående stänger

Hållfastheten i förband med tvärgående stänger, som medels kraftförband hopsvetsats med huvudstängerna får beaktas vid beräkning av förankringslängder. Från kraften i den förankrade stäng, vars diameter är högst 12 mm, får på sträckan l_b den av tvärstängerna upptagna andelen subtraheras.

$$F_{bd} = 1,8 FL A_s f_{yd} / 1,25 \leq 16 A_s f_{cd} \varnothing_t / \varnothing_1 \quad (2.62a)$$

där

FL är den relativa hållfastheten i respektive förbandsklass enligt standarden SFS 1251-1997 (exempelvis F20 motsvarar värdet 0,2)

A_s är tvärsnittsarea av stäng som förankras

f_{yd} är dimensioneringshållfasthet hos stäng som förankras

f_{cd} är betongens dimensioneringshållfasthet

\varnothing_t är tvärstängens diameter

$\varnothing_1 \leq 12$ mm, är diameter av stäng som förankras

Från kraften i den förankrade stäng, vars diameter är över 12 mm, får på sträckan l_b den av tvärstängerna upptagna andelen subtraheras.

$$F_{bd} = 1,8 FL A_s f_{yd} / 1,25 \leq L_T \varnothing_t \sigma_{cc} \quad (2.62b)$$

där

$$L_T = 1,16 \varnothing_t \sqrt{f_{yd} / \sigma_{cc}} \leq s$$

$$\sigma_{cc} = 10(f_{ctd} - \sigma_T)(c_t / \varnothing_T)^{0,5} \leq 3f_{cd}$$

c_t är skyddskiktets nominella värde hos stäng som förankras

σ_T är av yttre belastning förorsakad normalspänning vinkelrätt mot av kryssförbandet bildad nivå framför den inom längden $0 \dots 3\varnothing_t$. Tryckspänningen är negativ (-) och drag positiv (+).

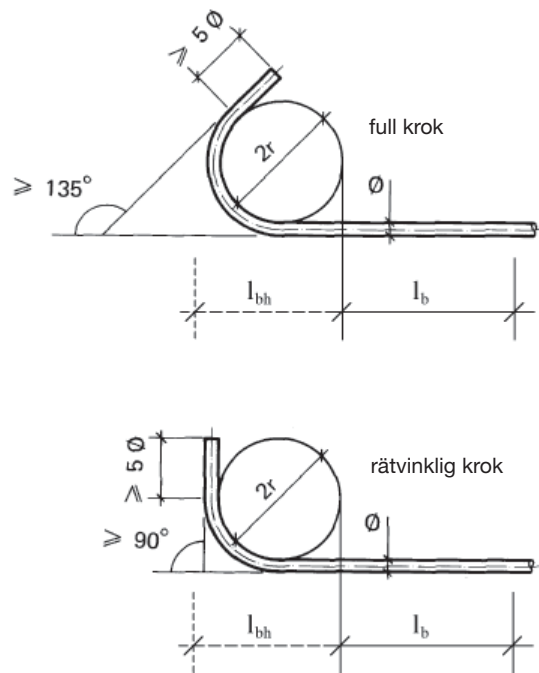
s är centralavståndet mellan stängerna.

Om det i kryssförband finns två tvärstänger efter varandra på samma sida av stäng som förankras minst på avstånd $3\varnothing_t$ och högst på avstånd $10\varnothing_t$ från varandra, är deras sammanlagda kapacitet 1,4 gånger det ena förbandets kapacitet. Om tvärstängerna ligger på motsatta sidor av stäng som förankras, kan deras kapaciteter räknas ihop.

2.2.6.4 Krok

Kroken skall uppfylla de krav som anges i figur 2.20. Krokens förankringskapacitet beräknas enligt formeln 2.61 varvid för förankringslängden används värdet

$$l_{bh} = 10 \varnothing \quad (2.63)$$

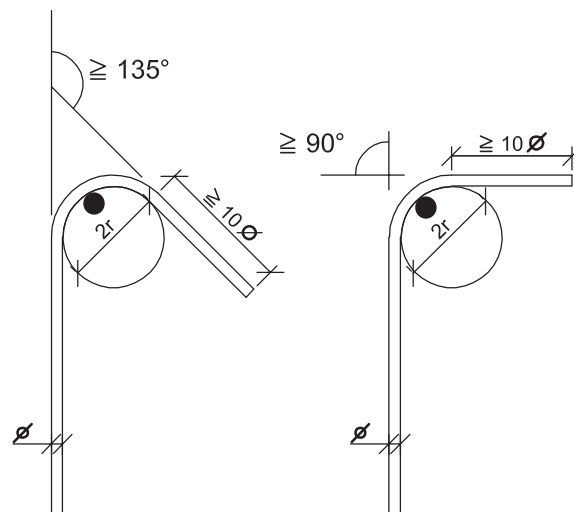


Figur 2.20

Förankring av stång med användning av kort krok

Längden av den raka stängdelen som faller mellan den punkt där förankringen börjar och den punkt där krokbockningen börjar skall vara minst r .

Vid beräkning av förankringskapaciteten hos bygelkrok får den i formel 2.63 angivna förankringslängden fördubblas, om kroken uppfyller kraven i figur 2.21 och det dessutom i krokens inre kant finns en tvärgående stång vars diameter är av minst samma storlek som den förankrade bygelns diameter.



Figur 2.21

Förankring av bygel med användning av lång krok

2.2.6.5 Länk

Länks förankringskapacitet per skär (figur 2.22) beräknas ur formeln

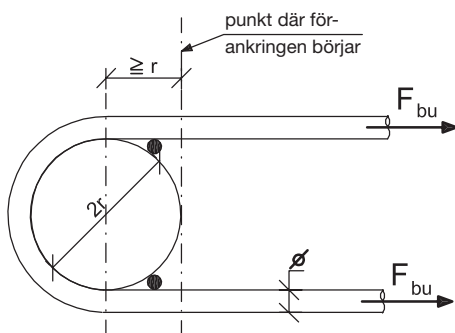
$$F_{bu} = r \cdot \varnothing \cdot f_{cd} \sqrt{s / \varnothing} \leq 3 r \cdot \varnothing \cdot f_{cd} \quad (2.64)$$

där

r är länkens inre bockningsradie
 s är avståndet mellan bredvid varandra liggande länkars bockningsplan, dock högst bockningsplanets dubbla avstånd från betongytan mätt i riktningen vinkelrätt mot länkens plan.

Avståndet mellan den punkt där förankringen börjar och den punkt där länkens bockning börjar skall vara minst r .

Den spjälkningskraft som länk föranleder antas uppgå till 25 % av de krafter som sammanlagt verkar i skären. Uppträder i förankringsstället tryckpåfrestning vinkelrätt mot länkens plan, får dess effekt beaktas när spjälkningskrafterna beräknas.



Figur 2.22

Förankring av stång med användning av länk

2.2.6.6 Ankarstycke

Ankarstyckets förankringskapacitet beräknas enligt punkten 2.2.7.

2.2.6.7 Skarvar

Armering kan skarvas med

- överlappningsskarvar
- svetsning
- specialförbindningar, såsom muffar.

Skarvlängden i rak dragen eller tryckt stångs överlappningsskarv beräknas ur formeln

$$l_j = 0,25 k_j \frac{f_{yd}}{k_b f_{ctd}} \varnothing \quad (2.65)$$

där

k_b väljs i tabell 2.11

k_j är en av antalet i samma tvärsnitt skarvade stänger beroende faktor, som väljs i tabell 2.12.

Skarvarna anses ligga i samma tvärsnitt, om avståndet mellan deras mittpunkter är mindre än $l_j + 20 \varnothing$. Stängernas dragkrafter anses växa lineärt på skarvlängdens sträcka.

TABELL 2.12

Skarvfaktorn k_j .

Värdena i kolumn a får användas

- om skarvarnas fria mellanrum vinkelrätt mot stängerna är minst $10 \varnothing$
- om det nominella värdet av skarvställets betongtäcksikt i sidriktningen är minst $5 \varnothing$ eller skarven finns i bygelhorn (figur 2.23).

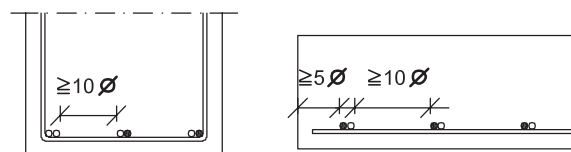
| I samma tvärsnitt skarvade stängers andel av totalarmeringen | k_j | |
|--|-------|-----|
| | a | b |
| $\leq 1/5$ | 1,0 | 1,2 |
| $1/3$ | 1,2 | 1,6 |
| $1/2$ | 1,3 | 1,8 |
| $> 1/2$ | 1,5 | 2,0 |

När raka tryckstängers skarvlängder beräknas, får stålets hållfasthet f_{yd} i formel 2.65 minskas med $3 f_{cd}$, och dessutom är skarvfaktorn k_j 1,0 oberoende av antalet stänger som skarvas i samma tvärsnitt.

Används i skarv i punkten 2.2.6.4 avsedd krok, får skarvlängden l_j minskas med l_{bh} per krok.

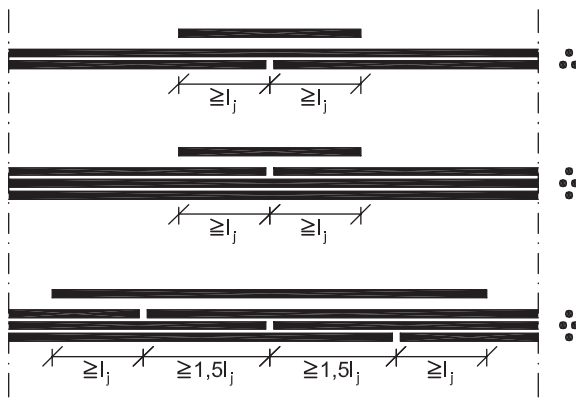
Hållfastheten hos med huvudstänger hopsvetsade tvärgående stängers förbindning får beaktas när förankringslängderna beräknas. På sträckan l_j får stängens kraft minskas såsom i samband med förankring.

När byglar skarvas är skarvfaktorn $k_j = 1,0$ om krokar används, om överlappningsskarvar används är $k_j = 1,3$.



Figur 2.23

Villkoren för tillämpning av kolumn a i tabell 2.12



Figur 2.24

Skarvning av stångbunt, l_j är den enskilda stångens skarvlängd

Stångbuntar skarvas genom att de enskilda stängerna i buntens skarvas enligt figur 2.24 med användning av tilläggsstång.

Om i stångbunt de enskilda stängernas skarvar placeras med minimimellanrum, används för de olika skarvarna gemensam tilläggsstång. Vid skarvning av stångbuntar iakttas i övrigt anvisningarna om skarvning av enskilda stänger.

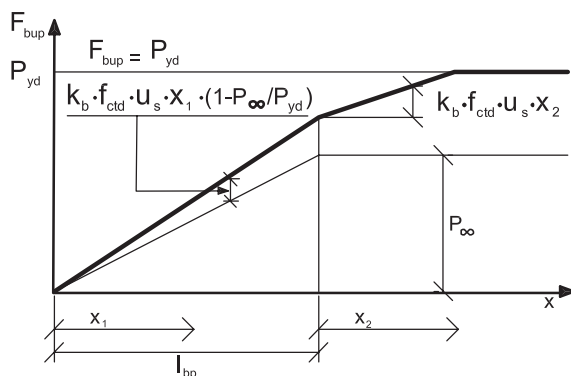
Anvisningar om skarvpunkternas fria mellanrum lämnas i punkt 4.2.3.2 (Tillverkning och insättning av armering).

2.2.6.8 Spännstål

i fråga om förankring genom vidhäftning upptas spännkraften i betongen i enlighet med figur 2.25 på sträckan

$$l_{bp} = \frac{70\varnothing}{k_b} \quad (2.66)$$

där faktorn k_b väljs i tabell 2.13.



Figur 2.25 Förankringen genom vidhäftning

Den förankring av vidhäftningsspänneheter som belastningen kräver efter spänningens överförande beräknas i enlighet med figur 2.25.

Ankarspänneheternas ankarstycken dimensioneras i enlighet med punkt 2.2.7. Förankringskapaciteten efter injektering anses vara tillräcklig, om injekteringen utförs enligt anvisningarna i punkt 4.

TABELL 2.13

Vidhäftningsfaktor k_b . Vidhäftningstillstånden är definierade i tabell 2.11.

| Typ av spännehet | Snabb upp- tagning av spänning | | Långsam upptagning av spänning | |
|-----------------------------------|--------------------------------------|----------------------------------|--------------------------------------|----------------------------------|
| | Vidhäftnings- tillstånd I | Vidhäftnings- tillstånd II | Vidhäftnings- tillstånd I | Vidhäftnings- tillstånd II |
| Slåta trådar och stänger | ¹⁾ | ¹⁾ | 0,5 | 0,35 |
| Profilerade trådar och stänger | 0,6 | 0,4 | 0,7 | 0,5 |
| Linor och dylika | 1,1 | 0,8 | 1,5 | 1,1 |
| Kamstänger | 2,2 | 1,5 | 2,4 | 1,7 |

¹⁾ Ej tillåtna

I konstruktioner, där väsentlig tvärgående tryck uppträder i förankringspunkten, får vidhäftningsfaktorerna höjas med 50 %.

2.2.7 LOKALT TRYCK OCH SPJÄLKNINGSKRAFTER

2.2.7.1 Allmänt

Då tryckande kraft belastar endast en del av konstruktions yta, får denna kraft inte överstiga den belastade ytans lokala tryckkapacitet. Dessutom skall konstruktionen ha tillräcklig kapacitet med avseende på spjälkningskrafterna.

2.2.7.2 Lokal tryckkapacitet

Den lokala tryckkapaciteten beräknas ur formeln

$$F_u = A_{c0} f_{cd} n \sqrt{\frac{A_{cl}}{A_{c0}}} \leq k A_{c0} f_{cd} \quad (2.67)$$

där

$k = 3$ och $n = 2$, då $\rho_c \geq 2400 \text{ kg/m}^3$

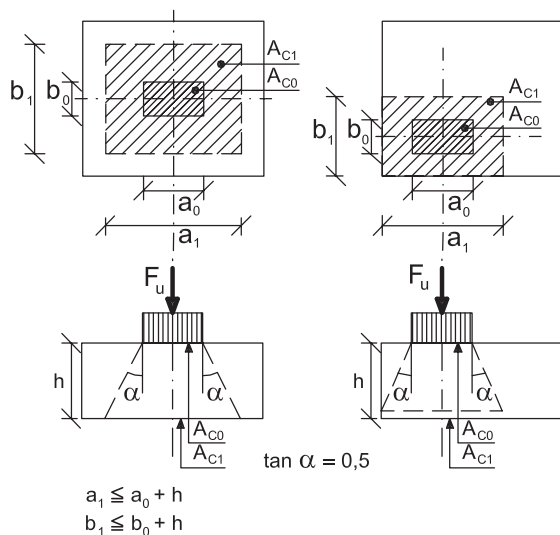
$k = 2,5$ och $n = 2,5$, då

$1800 \text{ kg/m}^3 \leq \rho_c < 2400 \text{ kg/m}^3$

$k = 2$ och $n = 3$, då $\rho_c < 1800 \text{ kg/m}^3$

A_{c0} är den belastade ytans area = $a_0 \cdot b_0$.

A_{cl} är arean av lastens fördelningsyta = $a_1 \cdot b_1$.



Figur 2.26 Lokalt tryck

Det antas att lasten fördelar sig i enlighet med figur 2.26 så, att $\tan\alpha = 0,5$.

Förutsättning för tillämpning av formeln är att (figur 2.26)

- fördelningsytans tyngdpunkt skall ligga inom den belastande kraftens influenslinje
- fördelningsytans sidmått får ej antas vara större än $a_1 \leq a_0 + h$ och $b_1 \leq b_0 + h$, där h är avståndet mellan fördelnings- och belastningsytan,
- i konstruktionen får inte försvagningar finnas mellan den belastade ytan och fördelningsytan.

2.2.7.3 Spjälkningskrafter

Det anses i allmänhet att spjälkningskapaciteten hos betongen i konstruktion inte uppnås, om

$$\frac{1,2F_d}{A_{c0}} \leq f_{cd} \quad (2.68)$$

När lasten är belägen vid konstruktionens kant beaktas dessutom risken för klyvning.

Den spjälkningskraft som föranleds av lokalt tryck beräknas vid central belastning ur formeln

$$F_t = 0,25 F_d \left(1 - \frac{b_0}{b_1} \right) \quad (2.69)$$

där

- F_d är den belastande kraftens dimensioneringsvärde
- b_0 är den belastade ytans sidmått i den betraktade riktningen
- b_1 är fördelningsytans sidmått i den betraktade riktningen. Härvid beaktas inte konstruktionens flänsar och utsprång.

Uppträder i konstruktionen tryckspänningar som är tvärgående i förhållande till den belastande kraften, får deras inverkan beaktas, när spjälkningskrafterna beräknas.

De spjälkningskrafter som stänger och speciellt vidhäftningsspänningar föranleder i betongen beaktas vid behov.

2.2.8 UTMATTNINGSBROTTGRÄNS-TILLSTÅND

2.2.8.1 Allmänt

I de konstruktioner, där varierande belastning föranleder väsentlig utmattning, kontrolleras jämte den sedvanliga dimensioneringen konstruktionens kapacitet också i utmattningsbrottgränstillstånd enligt punkterna 2.2.1...2.2.7. I beräkningarna används i enlighet med punkterna 2.2.8.2...2.2.8.3 beräknade reducerade materialhållfastheter samt med partialsäkerhetskoeficient 1,0 multiplicerad permanent och utmattande last.

Kraftstorheterna beräknas i enlighet med punkt 2.1.7. Utmattningsbelastningen behandlas som långvarig last.

2.2.8.2 Betong

Dimensioneringsvärdet för utmattningshållfastheten hos betong under inverkan av tryck erhålles ur formeln

$$f_{cnd} = 0,5f_{cd} + 0,4\sigma_{c,min} \leq f_{cd}/1,2 \quad (2.70)$$

där

$\sigma_{c,min}$ är den minsta tryckspänning som föranleds av de i punkt 2.2.8.1 (Allmänt) avsedda lasterna.

Dimensioneringsvärdet för utmattningshållfastheten hos betong under inverkan av drag framgår ur formeln

$$f_{ctnd} = 0,33f_{ctd} + 0,6\sigma_{ct,min} \leq f_{ctd}/1,2 \quad (2.71)$$

där

$\sigma_{ct,min}$ är den minsta dragspänning som föranleds av de i punkt 2.2.8.1 (Allmänt) avsedda lasterna.

2.2.8.3 Stål

Dimensioneringsvärdet för stålets utmattningshållfasthet framgår ur formeln

$$f_{\text{snd}} = \frac{k_1 k_2}{\gamma_s} f_{n0} + 0,6 \sigma_{s,\text{min}} \leq f_{y\text{d}} \quad (2.72)$$

missä

$\sigma_{s,\text{min}}$ är den minsta tryck- eller dragspänning som föranleds av de i punkt 2.2.8.1 (Allmänt) avsedda lasterna

f_{n0} väljs för stålqualitet A500HW ur figur 2.26b som funktion av antalet lastcykler.

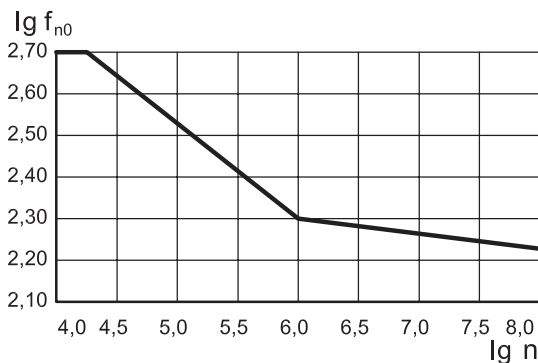
$f_{n0} = 0,7 f_{yk} \leq 250 \text{ N/mm}^2$ (släta stänger).
För andra än ovannämnda armeringsstål bestäms f_{n0} genom provning.

$$k_1 = \left(1 - \frac{1,5 \emptyset}{r}\right) \quad \text{vid huvudarmering och upp-}$$

bockade stänger, r är bockningsradien

$k_1 = 1,0$ vid sedvanliga byglar

$k_2 = 0,4$, då det finns svetsar i armeringen, eljest 1,0.



Figur 2.26b

Utmattningshållfasthetens grundvärde f_{n0} hos stålet A500HW som funktion av antalet lastcykler n .

2.2.8.4 Konstruktiva anvisningar

Konstruktionerna utformas utan abrupta ändringar i tvärsnitten. Det fria mellanrummet mellan stängerna i huvudarmering får ej vara större än

- 10 \emptyset för långsgående stänger
- 15 \emptyset för tvärgående armering.

Armerings förankring beräknas i enlighet med punkt 2.2.6. 1 fråga om kamstänger divideras f_{ctd} med talet 1,3.

Vid armeringens förankrings- och skarvställen skall det dessutom finnas tvärgående armering i vilken det fria mellanrummet $\leq 5 \emptyset$.

Minsta möjliga del av armeringen skarvas och avslutas i fältet i samma tvärsnitt.

Högst två stänger får buntas.

2.3 Dimensionering i bruksgränstillstånd

2.3.1 ALLMÄNT

I bruksgränstillstånd undersöks, att deformationerna i konstruktionen är tillräckligt små och att deformationerna inte medför menligt stora påfrestningar på andra konstruktionsdelar. Beträktande av bruksgränstillståndet görs med avseende på sprickbildningen i konstruktion, då konstruktionernas användningssyfte eller miljöförhållandena ställer krav på konstruktionens täthet.

När deformationerna och sprickbildningen i konstruktion beräknas, beaktas effekten av belastningens varaktighet (tabell 2.2).

2.3.2 DEFORMATIONER

2.3.2.1 Allmänt

Krypningen kan beaktas genom att värdet för betongens elasticitetsmodul reduceras på följande sätt

$$E_{\text{cc}} = \frac{E_c}{1 + \phi} \quad (2.73)$$

där

ϕ är betongens kryptal.

Tvärsnitt som består av delar och vars fogar dimensionerats enligt punkt 2.2.2.8 (Arbetsfogs skjivkapacitet) får räknas som ett och samma stycke. I annat fall är tvärsnittets styvhet summan av delarnas styvheter. Det får antas att tvärsnittet ej spricker, om sprickningskapaciteten inte uppnås.

2.3.2.2 Nedböjning

Om inte andra faktorer begränsar nedböjningarna i konstruktion, får den totala nedböjningen a vara högst

$$a = \frac{L}{250} \quad (2.74)$$

där

L är konstruktionens spännvidd eller konsolens dubbla längd.

Om konstruktion på förhand ges en överhöjning som motsvarar minst den av egenvikten föranledda nedböjningen och om nedböjningen inverkar menligt på andra konstruktioner, får den totala nedböjningen vara högst $L/200$.

Om konstruktion uppbär väggar som lätt spricker, får nedböjningen efter monteringen av väggarna vara högst

$$a = \frac{L}{500} \quad (2.75)$$

Om konstruktion belastas av dynamisk last, skall vid behov en noggrannare granskning av nedböjningarna företas.

I armerad betongkonstruktion, där $\rho_c \geq 2400 \text{ kg/m}^3$ behöver nedböjningen inte kontrolleras, om konstruktionens effektiva höjd uppfyller villkoret.

$$\frac{d}{L} \geq \frac{k_m \cdot k_p}{a \cdot \beta} \varepsilon_{yk} L \quad (2.76)$$

där

L är spännvidden eller konsolens längd

$k_m = 1,0$. Faktorn kan också beräknas noggrannare ur formeln

$$\frac{1,3 M_d}{\gamma_s M_u}$$

M_d är det betraktade brukstillståndets och M_u brottgränstillståndets moment

k_p väljs i tabell 2.14

β väljs i tabell 2.15

a är konstruktionens största tillåtna nedböjning.

TABELL 2.14

Faktorn k_p . Mellanliggande värden kan vid behov interpoleras lineärt.

| ρ (%) | k_p | |
|------------------------------|-------|--------------|
| | K20 | $K \geq K40$ |
| $(\rho = \frac{A_s}{b_w d})$ | | |
| 0,2 | 1,2 | 1,0 |
| 0,3 | 2,1 | 1,2 |
| 0,5 | 2,9 | 2,4 |
| 1,0 | 3,7 | 3,7 |
| 2,0 | – | 4,5 |

TABELL 2.15

Faktorn β

| Konstruktionstyp | β |
|------------------|---------|
| Konsol | 8 |
| Fritt stödd | 20 |
| Kontinuerlig | |
| – kantfält | 24 |
| – mittfält | 28 |

Om det finns mera armering (A_{s0}) än vad som fordras i brottgränstillståndet (A_{su}), kan stålets sträckgränstöjning ε_{yk} i formeln 2.76 multipliceras med förhållandet

$$\frac{A_{su}}{A_{s0}}$$

I konstruktioner som ej spricker (såsom helt förspända) behöver nedböjningen inte beräknas, om konstruktionshöjd h i dem vid det största momentet uppfyller villkoret

$$h \geq \frac{L}{\beta} \quad (2.77)$$

Beteckningarna är desamma som i formel 2.76.

I konstruktioner med oföränderlig höjd får i varje spann den effektiva böjningsstyvheten beräknas ur formeln

$$K_{ef} = \alpha_r E_c I_c + (1 - \alpha_r) K_r \quad (2.78)$$

där

$$\alpha_r = \left(\frac{M_r}{M_d} \right)^3 \leq 1,0$$

$E_c I_c$ är det ospruckna tvärsnittets böjningsstyvhet
 $K_r = A_s E_s z (d - x)$ är det helt spruckna tvärsnittets böjningsstyvhet

M_r är det böjningsmoment genom vilket tvärsnittets sprickningskapacitet uppnås (punkt 2.3.3.2)

M_d är fältets eller konsolens största böjningsmoment i brukstillstånd.

Den tilläggsböjning, som långvariga laster förorsakar, beräknas ur formeln 2.78, varvid värdet enligt formel 2.73 används som betongens elasticitetsmodul även vid bestämning av värdet för storheten x då styvheten K_r beräknas.

Den av skjuvkraften förorsakade nedböjningen kan i allmänhet lämnas utan beaktande.

I enlighet med punkt 2.2.3 (Vridning) dimensionerade konstruktionsdelars vridvinkel beräknas ur formeln

$$\Delta\Theta = \frac{T}{GC} \quad (2.79)$$

där
 $GC = \frac{0,3 E_c C_e}{1 + \phi}$ är den ospruckna konstruktionsdelens vridstyvhets

$GC = \frac{0,1 E_c C_e}{1 + 0,3 \phi}$, när konstruktionsdelen endast har böjningsspruckit

$GC = \frac{0,05 E_c C_e}{1 + 0,3 \phi}$, när konstruktionsdelen har vridnings- och böjningsspruckit

T är vridningsmomentet per längdenhet

C_e är betongtvärsnittets elastiska vridstyvhets tvärsnittsfaktor

2.3.2.4 Övriga deformationer

Övriga deformationer beräknas vid behov med tillämpning av materialens spännings-deformationsvärden enligt punkterna 2.1.5 (Betongens materialegenskaper) och 2.1.6 (Armeringens materialegenskaper).

2.3.3 SPRICKNING

2.3.3.1 Allmänt

I konstruktioner särskiljer man mellan tre sprickningsgränstillstånd

- Dragspänningsgränstillstånd, i vilket dragspänningar ej får förekomma
- Sprickbildningsgränstillstånd, i vilket konstruktionens sprickningskapacitet uppnås,
- Sprickbreddens gränstillstånd, i vilket sprickans karakteristiska bredd ej får överskrida de gränsvärden som angetts för den.

2.3.3.2 Sprickningskapacitet

Om inte noggrannare metoder används, kontrolleras i huvudsak av böjning och normalkraft belastad konstruktions sprickningskapacitet genom formeln

$$\frac{N_d}{k \cdot N_r} + \frac{M_d}{M_r} \leq 1 \quad (2.80)$$

där

$k = 1,7$, då N_d är tryckkraft

$k = 1,0$, då N_d är dragkraft

$N_r = A_c f_{ctk}$

$M_r = 1,7 W_{ce} f_{ctk}$

W_{ce} är tvärsnittets elastiska böjningsmotstånd, vid vars beräkning armeringens effekt kan beaktas.

När storheterna N_d och M_d beräknas, beaktas alla inre (t.ex. spännkraften) och yttre krafter som verkar i tvärsnittet.

2.3.3.3 Begränsning av sprickning

I brukstillstånd skall konstruktion vid de största momenten uppfylla villkoren i tabell 2.16. Kraven gäller konstruktioner, vars planerade livslängd är 50 år. Om konstruktionens planerade livslängd är över 50 år, eller då man annars så överenskommer, iakttas allmänt accepterade anvisningar om betongkonstruktioners beständighet.

Förklaring: Anvisningar om beräkning av sprickbredden för planerad livslängd över 50 år har angetts i publikationen BY 50.

TABELL 2.16

Krav på konstruktions täthet och sprickning i olika exponeringsklasser, då konstruktionens planerade livslängd är 50 år. Punkt a) avser kravet vid långvariga laster och punkt b) vid kortvariga laster. Punkt b) betraktas som spänningsskedets krav utom i miljöklasser XS 2, XS 3, XD 2 och XD 3, där kravet är sprickbildningens gränstillstånd.

| Exponeringsklass ¹⁾ | Korrosionskänslig armering ²⁾ | Övrig armering |
|--|--|--|
| XS 2, XS 3 XD 2, XD 3 XF 4 XA 3 | a) Dragspänningsgränstillståndet b) Dragspänningsgränstillståndet | a) $w_k \leq 0,1$ mm b) $w_k \leq 0,2$ mm |
| XC 2, XC 3, XC 4 XS1, XD 1 XF 1, XF 2, XF 3 XA 1, XA 2 | a) Dragspänningsgränstillståndet b) $w_k \leq 0,1$ mm | a) $w_k \leq 0,2$ mm b) $w_k \leq 0,3$ mm |
| X0, XC 1 | a) $w_k \leq 0,2$ mm b) $w_k \leq 0,3$ mm | — |

¹⁾ Exponeringsklasserna har definierats i standarden SFS-EN 206-1 och dess nationella bilaga.

²⁾ Korrosionskänslig armering har definierats i punkt 4.1.2.1

Om betongskiktets minimivärde (nominellt värde – tillåten måttavvikelse) är större än det som fordras av exponeringsklassen och livslängden, får den krävda sprickbredden multipliceras med

$$c_{\text{tod}} / c_{\text{min}} \leq 1,5$$

där

c_{tod} är betongskiktets minimivärde, som används vid sprickningsbetraktanden

c_{min} är betongskiktets minimivärde, som fordras av exponeringsklassen och livslängden

Sprickas karakteristiska bredd i konstruktions yta beräknas ur formeln.

$$w_k = \varepsilon_s \left(3,5 c + k_w \frac{\emptyset}{\rho_r} \right) \quad (2.81)$$

där

c är minimivärdet (tabell 2.17) för huvudarmeringens betongskikt i böjningsriktningen
 \emptyset är stångens eller spänneheters diameter i medeltal

$k_w = 0,085$ (A500HW, A700HW, B500K, B600KX och B700K)

$k_w = 0,13$ (lina och motsvarande)

$k_w = 0,14$ (profilerad stång)

$k_w = 0,17$ (stång med slät yta)

$\rho_r = \frac{A_s}{A_{ce}}$, till ytan A_{ce} hänförs det område av tvärsnittets dragzon, som begränsas av de räta linjerna på avståndet $7,5 \emptyset$ från enskild stångs eller spännvidds mittpunkt (figur 2.27)

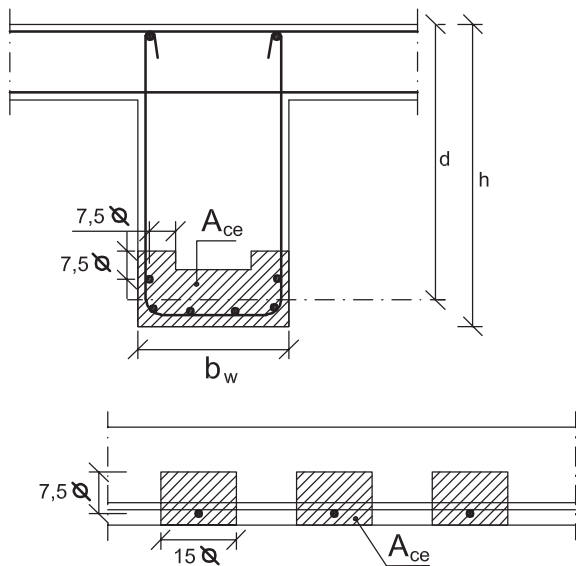
ε_s är armeringens töjning i brukstillstånd. I spruckna betongkonstruktioner kan armeringens töjning anses vara armeringens genomsnittliga töjning

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s}{E_s} \left[1 - \frac{1}{25 k_w} \left[\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right]^2 \right] \geq 0,4 \frac{\sigma_s}{E_s}$$

och i förspända betongkonstruktioner spännarmeringens motsvarande genomsnittliga töjning. Långtidsförlusternas reducerande inverkan på töjningen kan beaktas.

$\sigma_s = \frac{M_d}{zA_s}$ är stålets spänning vid spricka

$\sigma_{sr} = \frac{M_r}{zA_s}$ är stålets spänning i sprucket tillstånd när spricka öppnas.



Figur 2.27
 Arean A_{ce} av armeringens influensområde i tvärsnitt

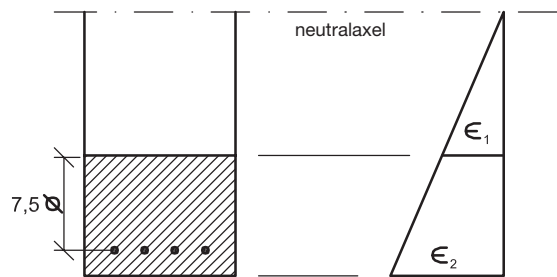
Förankringsspänneheter beaktas i allmänhet inte när armeringsarean A_s beräknas.

Påverkas konstruktion av dragande normalkraft, multipliceras faktorn k_w i formeln 2.81 med faktorn

$$\alpha = \frac{\varepsilon_1 + \varepsilon_2}{\varepsilon_1} \quad (2.82)$$

där

ε_1 ja ε_2 är töjningarna i kanterna av arean A_{ce} (figur 2.28).



Figur 2.28
 Töjningarna ε_1 och ε_2 i kanterna av armeringens influensområde

2.4 Konstruktioners provbelastning och dimensionering genom provning

2.4.1 ALLMÄNT

Konstruktions provbelastning kan utföras för att kontrollera dugligheten med avseende på konstruktionens hållfasthet eller för att dimensionera konstruktionen genom provning.

Kontroll av konstruktions duglighet med provbelastning är nödvändig då man i konstruktionens projektering, materialen eller utförandet av arbetet konstaterar felaktigheter, vilkas inverkan på konstruktionens funktion i brukstillstånd eller på brott-säkerheten inte genom beräkning kan utredas med tillräcklig noggrannhet. Likadana prov kan göras också vid kvalitetskontroll av element som tillverkas i fort-löpande produktion.

Konstruktion kan i sin helhet eller med avseende på några detaljer dimensioneras genom provning. Genom prov kan man också påvisa den anlitade räkne-metodens lämplighet för betraktandet av ifrågava-rande konstruktion och gränstillstånd.

Den som planerar provarrangemang, utför prov och bedömer provresultatets betydelse skall vara väl förtrogen med dimensionering genom provning.

Precisionen hos de anordningar som vid prov används för mätning av kraft och deformationer skall motsvara kraven på resultatets precision.

För provbelastning och dimensionering genom provning skall en plan uppgöras, i vilken anges bl.a. målen för och en allmän beskrivning av de prov som görs, de normer, anvisningar och standarder som tillämpas, antalet provkroppar, provningsmetoderna, mätningarna och resultatets behandling.

2.4.2 PROVKROPPAR

De provkroppar som används vid dimensionering genom provning kan vara i full skala eller miniatyrmodeller. Konstruktions duglighet påvisas alltid genom belastning av konstruktionerna i fråga. Används vid prov provkroppar eller miniatyrmodeller, som skiljer sig från normalproduktionen, bör olikheterna i tillverknings sättet och materialen samt storlekens inverknings beaktas när resultaten granskas. Vid dimensioneringen av elementkonstruktion som kommer att tillverkas fortlöpande kan resultaten av förhandsproven kontrolleras senare med provkroppar som tagits av den fortlöpande produktionen.

Provkropparna vid provning av element kontrolleras före provningen och tydligt felaktiga provkroppar kasseras. Vid kontrollen strävas till att följa samma metoder och kasseringsgrunder som inom normalproduktionen.

2.4.3 ANTALET PROV

Antalet prov beror på den önskade precisionen i resultaten och på resultatets användning.

Med enstaka prov kan kontroll av dugligheten eller i vissa fall kontroll av den beräkningsmässiga dimensioneringen av konstruktion göras. Vid kontroll av dimensionering genom beräkning görs i allmänhet minst två prov för varje provtyp.

När grundkunskaper föreligger om hur konstruktion, som dimensioneras genom provning, fungerar med avseende på ifrågavarande gränstillstånd eller om kontroll av räknemetoden är i fråga, behövs för bestämning av kapacitetens medelvärde minst tre prov. När den karakteristiska kapaciteten beräknas uppskattas spridningen härvid som värdet vid övre gränsen.

För att i samband med dimensionering genom provning kontrollera konstruktionens funktion i bruksgränstillstånd behövs vanligen minst två provresultat, i specialfall förslår ett provresultat.

När konstruktion dimensioneras helt eller i huvudsak statistiskt, behövs minst sex prov.

2.4.4 PROVARRANGEMANG OCH UTFÖRANDE AV PROV

I provarrangemangen beaktas konstruktionens funktion under bruksförhållanden så, att provarrangemangen motsvarar de ogynnsammaste bruksförhållandena. Särskild uppmärksamhet ägnas åt stödandet och belastningen. I fråga om stödandet beaktas infästningsfallet, stödytans storlek, stödytans beskaffenhet och lagringen. Belastningen fördelas på elementet så, att lastens statiska effekt motsvarar effekten av lasten i ifrågavarande gränstillstånd.

I början av provet intill brukslasten upprepas lasten 1 ...10 gånger beroende på det gränstillstånd och fall som betraktas, varefter lasten höjs i allmänhet i 5... 10 etapper till lastvärdet i gränstillståndet i fråga. Vid behov görs också långtidsprov.

Utöver provbelastningen görs kontroller av konstruktionens mått och hållfastheter genom tillräckligt antal observationer och prov.

2.4.5 GRANSKNING AV PROVRESULTAT

Måttkontrollerna i samband med prov och resultaten av materialproven jämförs med projekteringsvärdena. Om resultaten avviker från projekteringsvärdena så, att effekten är kapacitetsökande, minskas de ur provresultaten beräknade kapacitetsvärdena med de kapaciteter som motsvarar nämnda skillnad.

Om provkroppens belastning eller stödande skiljer sig från motsvarande i den verkliga konstruktionen, uppskattas olikheternas betydelse genom beräkning eller på grundvalen av provresultaten, och olikheterna beaktas i säkerhetskontrollen.

Konstruktionens beständighetsegenskaper uppskattas vid dimensionering genom provning såsom vid dimensionering genom beräkning, om inte beständigheten samtidigt utreds genom provning.

2.4.6 SÄKERHET I PROVBELASTNINGEN OCH DIMENSIONERINGEN GENOM PROVNING

2.4.6.1 Allmänt

På grundvalen av provresultaten görs en kontroll av konstruktionens säkerhet med användning av samma säkerhetsnivåer samt partialsäkerhetskoefficienter för lasterna och materialen som vid dimensionering genom beräkning.

2.4.6.2 Kontroll av konstruktions duglighet med provlast som är mindre än beräkningslasten i brottgränstillstånd

Kan konstruktion inte belastas intill brottillståndet, iaktas följande principer och villkor för godkännande vid bedömningarna av konstruktionens duglighet:

1. I fråga om bruksgränstillstånd kan vid proven den långvariga lasten på konstruktionen imiteras med kortvarig last, som är 20 % större än ifrågakvarande beräkningslast. Variabel last upprepas minst fem gånger. Om den variabla lastens andel av totallasten är obetydlig, kan den imiteras med last som förhöjts med 20 % och som upprepas endast två gånger.
2. Konstruktionens duglighetsvillkor i bruksgränstillstånd är att
 - i konstruktionen med ovan avsedd last i bruksgränstillståndet inte observeras sprickor eller spjälkningar eller andra skador, som överskrider den mot konstruktionens brukssituation svarande gränsen enligt tabell 2.16, och
 - nedböjningarna inte överskrider de i punkt 2.3.2.2 angivna värdena för tillåten nedböjning.
3. Konstruktionens brottsäkerhet anses vara tillräcklig, om vid lastvärdet

$$F = 0,85 (\gamma_g G + \gamma_q Q) \quad (2.83)$$

där

G den permanenta lasten

Q är den variabla lasten

γ_g är den permanenta lastens partialsäkerhetskoefficient och

γ_q är den variabla lastens partialsäkerhetskoefficient,

något av följande villkor gäller:

- Nedböjningen efter belastning 24 h överskrider ej värdet

$$a = \frac{L^2}{20000 d}$$

där

a är konstruktionens maximala nedböjning

L är konstruktionens spännvidd och

d är konstruktionens effektiva höjd.

- Konstruktionens maximala nedböjning efter 24 h överskrider ovan angivna gränsvärde, men nedböjningens återgång efter 24 h från det att last, som inverkat 24 h, avlägsnats, är i armerad betongkonstruktion minst 75 % och i spännbetongkonstruktioner minst 80 % av det i slutet av belastningen konstaterade värdet.
 - I fråga om armerad betongkonstruktion är vid upprepat prov enligt den första belastningen minst 72 h efter det att den första provlasten avlägsnats återgången av den maximala nedböjningen vid den andra provbelastningen minst 80 % av maximinedböjningens värde vid detta prov.
4. I konstruktionen får det efter provbelastningen inte finnas skador som inverkar menligt på dess användning och de bestående sprickornas storlek och den bestående nedböjningen i den får inte överskrida de i punkterna 2.3.3.3 och 2.3.2.2 i dessa anvisningar angivna tillåtna värdena, som utgör projekteringsgrunder för konstruktionen i fråga.
 5. Under eller efter böjningsbelastningsprovet får det ej finnas skjuvningssprickor i konstruktionen.
 6. Genom beräkning, separat skjuvbelastningsprov eller eljest genom uppskattning förvisar man sig om att skjuvbrott inte blir bestämmande brottgränstillstånd.

2.4.6.3 Dimensionering genom provning

När konstruktion belastas intill brott, preciseras av resultaten bruksgränstillståndens och brottgränstillståndens belastningskapaciteter eller säkerhetskoefficienter. Brottkapaciteten bestäms i enlighet med flytningskapaciteten.

Vid statistisk dimensionering beräknas den karakteristiska kapaciteten med beaktande av 5 % under-skridningsandel och 50 % konfidensnivå.

Beräkningskapaciteten bestäms genom att den karakteristiska kapaciteten divideras med kapacitetens partialsäkerhetskoefficient, som är beroende av gränstillståndet och brottsättet och motsvarar partialsäkerhetskoefficienten för det material som avgör brottet.

Kapacitetens partialsäkerhetskoefficient är i olika fall följande:

I bruksgränstillstånd $\gamma = 1$.

I brottgränstillstånd:

- när betongens kapacitet är avgörande $\gamma = 1,35$ i konstruktionsklass 1 och 1,50 i konstruktionsklass 2 och
- när armeringens drag- eller tryckkapacitet är avgörande $\gamma = 1,10$ i konstruktionsklass 1 och 1,20 i konstruktionsklass 2.

I fall av skört brott används tilläggssäkerhetskoefficienten 1,2. Sådana fall är exempelvis konstruktions skjubbrott och brott i armeringens vidhäftningsförankring eller vidhäftningsskarv eller stabilitetsbrott såsom knäckning, vippning eller buckling.

Beräkningslasterna bestäms på samma sätt som vid dimensionering genom beräkning.

Dimensioneringsvillkoret är detsamma som vid dimensionering genom beräkning dvs. beräkningskapaciteten skall vara minst lika stor som beräkningslasternas sammanlagda effekter.

2.4.6.4 Kontroll av konstruktions duglighet genom belastning intill brottillstånd

Belastning intill brottillståndet kan användas som kvalitetskontrollprov för konstruktion som tillverkas i fortlöpande produktion. När konstruktionen belastas och dugligheten bedöms tillämpas härvid samma principer som vid dimensionering genom provning. I specialfall kan belastning intill brottillståndet användas också då färdiga, på platsen tillverkade eller av element sammansatta konstruktioners duglighet kontrolleras, när det finns många likadana konstruktioner och det för bedömningen av deras brottsäkerhet anses nödvändigt att belasta en eller flera av dem intill brottillståndet.

2.5 Konstruktiva anvisningar

2.5.1 ARMERING

2.5.1.1 Planering av armeringen

Konstruktionens armering planeras genom att använda betongskiktets nominella värde. I ritningarna antecknas betongskiktets nominella värde och dess tillåtna måttavvikelse. Betongskiktets nominella värde erhålls, då till minimivärdet adderas tillåten måttavvikelse, som normalt är 10 mm. Betongskiktets minimivärde har angetts i tabell 2.17. Mätt från konstruktionen skall betongskiktet vara minst lika med minimivärdet.

Betongskiktets minimivärde kan reduceras med 5 mm, om hållfasthetsklassen, som bestämts i enlighet med tabell F.1-(FI) i den nationella bilagan till standarden SFS-EN 206-1, ökas med minst 10 MN/m². Reduktion får dock ej göras i exponeringsklasserna X0 och XC 1.

Förklaring: Betongskiktets minimivärde kan bestämmas även genom användandet av dimensionering med tanke på livslängden i enlighet med publikationen BY 50.

Elementtillverkaren kan för elementtyp använda mindre tillåten måttavvikelse än 10 mm, om det på grund av fabriken interna certifierade kvalitetskontrollsystem är motiverat. Mindre måttavvikelse än 5 mm får dock ej användas.

Betongskiktets minimivärde bör i tillägg vara minst lika stor som diametern i stången som förankras eller hälften av skyddsrorets diameter.

Vid gjutning mot marken bör betongskiktets nominella värde vara minst 50 mm.

TABELL 2.17

Betongskiktets (armering/korrosionskänslig armering) minimivärde (nominellt värde – tillåten måttavvikelse) [mm] i olika exponeringsklasser. Kraven gäller inte armering B600KX.

| | | |
|------------|------------|------------|
| X0 | | |
| 10/10 | | |
| XC 1 | XC 2 | XC 3, XC 4 |
| 10/20 | 20/30 | 25/35 |
| XS 1, XD 1 | XS 2, XD 2 | XS 3, XD 3 |
| 30/40 | 35/45 | 40/50 |

Stängernas inbördes avstånd skall överensstämma med punkten 4.2.3.2 i dessa anvisningar (Tillverkning och insättning av armering).

Stängernas bockningsradier anges i tabell 4.6 och spänneheternas i bruksanvisningarna. Mindre bockningsradier kan användas för armeringsstänger, om bockningsradien r uppfyller villkoret

$$r \geq \left(\frac{\sigma_s}{f_{yd}} \frac{f_{yk}}{27 f_{ctk}} - 2,0 \right) \emptyset \quad (2.84)$$

där

σ_s = stängens eller spännehetens spänning i brottgränstillstånd.

Bockningsradien r får aldrig vara mindre än det dubbla värdet enligt bockningsprovet i standarden för ifrågavarande stålqualität.

Om spänneheter sammanbuntas, undersöks den minsta krökningsradien eller vinkeländringen och de ovanom varandra belägna spänneheternas fria mellanrum så, att den tryckkraft i krökningsradiens riktning som spänneheten föranleder i betongen inte överstiger betongens tryck- eller sprickningskapacitet.

2.5.1.2 Armeringens kapställen

Dragkraften hos konstruktions armering i den punkt som betraktas är summan av den av böjningsmomentet och eventuella normalkraften föranledda dragkraften samt det av skjuvkraften föranledda tillägget ΔN_s , ΔN_s beräknas ur formeln

$$\Delta N_s \geq k_a V_d \quad (2.85)$$

där

$k_a = 1,5$ i konstruktioner utan skjuvarmering

$k_a = 1,0$ i skjuvarmerade konstruktioner.

I skjuvarmerade konstruktioner får storleken av faktorn k , även beräknas ur formeln

$$k_a = \frac{1}{2} \frac{V_d}{V_s} (1 + \cot \alpha) - \cot \alpha \leq 1,0 \quad (2.86)$$

där

α är vinkeln mellan skjuvarmeringen och konstruktionens längdaxel.

Stängernas dragkraft behöver dock inte antas vara större än de värden som uppträder vid med tanke på böjningsmomentet avgörande skjuvningar (figur 2.29).

Fältarmeringen förankras på fria stöd minst för kraften $k_a \cdot V_d$. Förankringslängden beräknas från stödets kant. I fall av inspända stöd används som förankringslängd för fältarmeringen minst värdet $10 \emptyset$ räknat från stödets kant.

Förankringslängdens grundvärde l_{b0} beräknas ur formeln

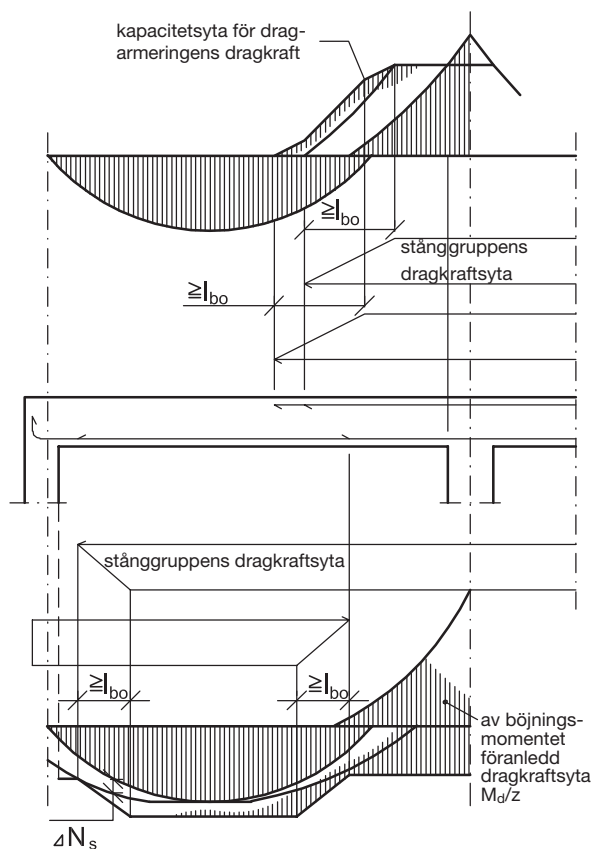
$$l_{b0} = 0,25 \frac{f_{yd}}{k_b f_{ctd}} \emptyset \quad (2.87)$$

där

k_b är vidhäftningsfaktorn (tabellerna 2.11 och 2.13).

På förankringslängdens sträcka får armeringens dragkraft antas växa lineärt från noll till sitt projekteringsvärde (figur 2.29). Spännarmeringens l_{b0} beräknas i enlighet med punkt 2.2.6.8.

I punkt 2.5.2 lämnas ytterligare anvisningar om armeringens kapställen i vissa konstruktionsdelar.



Figur 2.29 Armeringens kapställen

I konstruktionens vikningar, i krökta ytor och inom armeringens bockningsområde ordnas armeringen så, att förändring av riktningarna för konstruktionens inre drag- eller tryckkrafter inte medför risk för spjälkning i betongen. Vid behov skall särskild tvärgående armering användas för att förhindra spjälkning.

Armeringen skall vid stöd förankras så, att stödtrycket ej medför risk för spjälkning. Vid behov används tilläggsarmering.

2.5.2 KONSTRUKTIONSDELAR

2.5.2.1 Allmänt

I denna punkt lämnas anvisningar rörande vissa sedvanliga konstruktioner. Vid behov bör anvisningarna tillämpas också på konstruktioner av annat slag.

Med hänsyn till tillverkningsmetoderna väljs konstruktionsdelarnas tvärsnittsmått och armeringsstorlekar så att de blir tillräckligt stora. När små tvärsnittsmått, stänger med liten diameter och tät armering används, skall en duglig arbetsmetod utredas och anvisningar lämnas i arbetsbeskrivning och ritningar.

Vid behov skall armering insättas vid konstruktioners stöd, som antagits vara fria men i vilka i verkligheten infästning kan uppkomma. Om infästningsgraden inte undersöks närmare, används armering som utgör 25 % av armeringen vid det största fältmomentet. Används inte armering, skall förvissning skaffas om att konstruktionen äger tillräcklig deformationsförmåga och att förskjutning och sprickbildning inte inverkar menligt på konstruktionernas funktion.

2.5.2.2 Plattor

Vid projektering av plattor och övriga 2-dimensionella böjda konstruktioner iaktas följande anvisningar:

- Huvudarmeringen bör i fälten vid de största momenten samt vid konsolerna vara minst

$$\frac{A_s}{A_c} = 0,25 \frac{f_{ctk}}{f_{yk}} \quad (2.88)$$

- Om armering av stål B500K eller B700K med stångdiameter under 10 mm används, bör armeringsmängden vara minst 1,5 gånger den ur formeln 2.88 beräknade mängden.

Om armering, som ger 1,2-faldig säkerhet mot böjbrott jämfört med sedvanlig brottgränstillståndsdimensionering används, räcker mindre armeringsmängd än 1,5-faldigt den ur formeln 2.88 beräknade mängden. Armeringsmängden bör dock vara minst 1,2

gånger den ur formeln 2.88 beräknade mängden.

Detta tilläggskrav gäller dock inte över 100 mm tjocka sekundära konstruktioner.

- Avståndet mellan huvudstängerna får vid de största momenten vara högst tre gånger plattans tjocklek, dock högst 400 mm. Mindre avstånd än 150 mm behöver inte användas.
- Inom plattas kantområden får avståndet mellan stängerna vara högst fyra gånger plattans tjocklek, dock högst 600 mm.
 - Med plattas kantområde avses vid stödd kant liggande område vars bredd är högst 25 % av plattans kortaste sidmått.
- Minst 30 % av fältarmeringen skall dragas till stöden.
- Fördelningen av centraliserade laster såsom punktlaster i en riktning i armerad plattas tvärriktning säkerställs och efter behov begränsas sprickningen med tillhjälp av fördelningsarmering.
- Skjuvarmeringen som upptar plattans genomstansning fördelas jämnt på den genomskärande konens yta (punkt 2.2.2.7 Plattas genomstansning).
- Beträffande skjuvarmeringens placering i skjuvarmerade plattor iaktas anvisningarna i punkt 2.5.2.3 (Balkar).

2.5.2.3 Balkar

Vid projektering av balkar och övriga 1-dimensionella böjda konstruktioner iaktas följande anvisningar:

- Huvudarmeringen bör i fälten vid de största momenten samt vid konsolers stöd vara minst

$$\frac{A_s}{A_c} = 0,5 \frac{f_{ctk}}{f_{yk}} \quad (2.90)$$

Kravet på minimiarmeringar tillämpas dock inte på höga balkar

$$\left(\frac{L}{d} < 3\right)$$

Till betongtvärsnittets area hänförs i fälten jämte livet dragna flänsar.

- Avståndet mellan armeringsstängerna får vid de största fältmomenten samt vid kontinuerliga och infästade stöd vara högst 300 mm. Stängernas diameter skall vara minst 8 mm.
- Av fältarmeringen bör minst 30 % föras till stöden, dock minst två stänger, om balkens bredd är större än 120 mm. I böjd hög balk $\left(\frac{L}{d} < 3\right)$ förankras hela fältarmeringen vid stöden.
- I armerade betongbalkar bör skjuvarmeringen förankras i huvudarmeringens plan. När byglar används som skjuvarmering sker förank-

ringen genom att huvudarmeringen omges med dem. Skjuvarmering behövs inte inom område, där betongens skjuv- och vridkapacitet uppfyller villkoret

$$\frac{V_d}{V_{c0}} + \frac{T_d}{T_c} \leq 1,0 \quad (2.91)$$

Om villkoret i formel 2.91 inte gäller, skall förhållandet mellan skjuvarmeringens ståla-rea och arean av livets horisontala tvärsnitt vara minst

$$\frac{A_{sv}}{A_c} = 0,2 \frac{f_{ctk}}{f_{yk}} \quad (2.92a)$$

- Avståndet mellan skjuvarmeringsstängerna får i balkens längdriktning vara högst 0,7 d, dock högst 450 mm, och i tvärriktningen högst d, dock högst 600 mm.

I vridarmerade balkar skall byglarna vara vertikala blindbyglar (figur 2.17) och bygelavståndet får vara högst 300 mm.

- Huvudstänger, som utnyttjas såsom tryckarmering, bör bindas med byglar i enlighet med punkt 2.5.2.4 (Pelare).
- I balkar, vilkas höjd är större än 800 mm och i vilka den enligt beräkning erforderliga huvudarmeringen $\geq 400 \text{ mm}^2$ placeras i vardera ytan av livets dragna delar armering i längdriktningen med högst 300 mm:s fördelning. Den del som arean av denna armering utgör av livets dragna tvärsnittsytta bör, då bägge ytornas armering adderas, vara minst

$$\frac{A_s}{A_c} = 0,12 \frac{f_{ctk}}{f_{yk}} \quad (2.92b)$$

2.5.2.4 Pelare

Vid projektering av pelare och övriga 1-dimensionella tryckta eller dragna konstruktioner iaktas följande anvisningar:

- Oarmerad pelares sidmått bör vara minst 200 mm.
- I armerade pelare bör tvärsnittsytan vara minst 28000 mm^2 och det mindre sidmålet 150 mm. Elementpelares minsta sidmått får vara 140 mm och tvärsnittsytta 22000 mm^2 . I byggnad i en våning får elementpelares minsta sidmått vara 100 mm.
- Den del som huvudarmeringens area utgör av betongtvärsnittets area enligt erforderlig kapacitet bör vara minst

$$\frac{A_s}{A_c} = 1,5 \frac{f_{ctk}}{f_{yk}} \quad (2.93)$$

Minimiarmningsarean fördelas jämnt på tvärsnittet. En armeringsstång bör finnas åtminstone i varje hörn eller vikning av pelaren. Runda pelare bör ha minst 6 armeringsstänger.

Avståndet mellan huvudstängerna får vara högst två gånger det minsta sidmålet eller 300 mm. I pelare vilkas sidmått är högst 480 mm förslår dock i hörnen insatta stänger. Huvudstängernas diameter bör vara minst 12 mm, i armeringsenheter sammansatta genom svetsning dock 8 mm. I byggnader i en våning får i högst tre meter hög pelare huvudstängernas diameter vara 10 mm.

Den del som armeringsstängernas area utgör av betongtvärsnittets area får normalt vara högst 6 %.

Tryckt huvudarmering binds med lösa byglar, svetsade förbindningsstänger eller fortlöpande spiralbyglar, beträffande vilkas diametrar och avstånd följande anvisningar iaktas:

- Lösa byglars diameter är minst 0,25 gånger och bygelavståndet högst 15 gånger huvudstängernas diameter. En bygel anses binda de huvudstänger vilkas avstånd från bygelns hörn är högst 20 gånger bygelns diameter. Övriga huvudstänger, vilka utnyttjats som tryckarmering, binds med mellanbyglar mellan vilka avståndet får vara högst två gånger avståndet mellan huvudbyglarna.

När enstaka huvudstänger används är den fortlöpande spiralbygelns diameter minst 5 mm, om bygelarmeringens totalarea är minst av den storlek som anges i anvisningarna om lösa byglar. Vid användning av knippade huvudstänger som till totalarean motsvaras av högst ett 2 Ø 25 mm:s knippe är den fortlöpande spiralbygelns diameter minst 6 mm och spiralbygelarmeringens totalarea minst av den storlek som anvisningarna om lösa byglar förutsätter. Om spiralbyglarnas totalareal dock är minst 1,6 gånger ovan nämnda krav, får spiralbygelns diameter vara 5 mm när ovan nämnda huvudstängknippen används.

När svetsade förbindningsstänger eller övriga byglar används, undersöks bygel-diametern och avståndet skilt.

Vid projektering av väggar och övriga 2-dimensionella tryckta eller dragna konstruktioner iakttas följande anvisningar:

- Bärande väggs minimitjocklekar är:
 - 120 mm, i byggnad i högst två våningar får dock oarmerad väggs tjocklek vara 80 mm.
 - Armerad elementvägg i byggnad i högst två våningar 80 mm.
 - I sandwich-elementvägg får i byggnad i högst två våningar det inre skiktets tjocklek vara 60 mm, om genom elementskiktens samverkan antingen enbart de mot skiktets plan vinkelräta krafterna eller dessutom skjувkraften mellan skikten upptas.
- Om de vertikala stängerna beaktas som tryckarmering vid dimensioneringen:
 - Bör i väggens båda ytor såväl i vertikal som i horisontal riktning armeringen utgöra minst av betongtvärsnittets area enligt den erforderliga kapaciteten.

$$\frac{A_s}{A_c} = 0,25 \frac{f_{ctk}}{f_{yk}} \quad (2.94)$$
 - Får avståndet mellan såväl de vertikala som de horisontala stängerna vara högst 300 mm.
 - Skall de horisontala stängernas diameter vara minst 0,5 gånger och deras avstånd högst 30 gånger de vertikala stängernas diameter.
- I konstruktion med flere skikt inkluderande vattensugande isoleringar, bör det yttre skiktet vara ventilerad. Ventilationen skall fungera också vid öppningar och fogar. Det yttre skiktet i elementvägg med flere skikt skall vara minst 70 mm.

2.5.2.6 Övriga konstruktionsdelar

Konstruktionsdelarnas armering projekteras med tillämpning av ovan angivna anvisningar.

I skärningar mellan hopsatta skivformade konstruktionsdelar (såsom liv och flänsar i lådbalkar), bör det finnas tvärgående armering, vars relativa stålarea är minst

$$\frac{A_{svf}}{A_c} = 0,17 \frac{f_{ctk}}{f_{yk}} \quad (2.95)$$

2.6 Specialanvisningar

2.6.1 ELEMENTKONSTRUKTIONER

2.6.1.1 Allmänt

I planerna påvisas konstruktions och dess delars stabilitet under byggnadstiden och såsom färdig konstruktion. För byggandet uppgörs en elementmonteringsplan, som konstruktionernas huvudprojektör för sin del har godkänt. Planen bör innehålla de i punkt 4.2.5.2 angivna uppgifterna.

Elementens vippning kontrolleras i enlighet med punkt 2.2.5.6 (Balks vippning).

När elementplattor används överförs horisontalkrafterna i plattornas plan till förstyvande konstruktioner, exempelvis genom armering längs plattplanets kant eller genom armering som inne i element fortsätter från ett element till ett annat kring i plattorna och vars kapacitet är minst 45 kN.

Då hållplatta stöds på en balk skall av balkens och hållplattornas samverkan orsakad tilläggsåfrestning beaktas vid beräkning av hållplattans skjувkapacitet.

2.6.1.2 Förband

2.6.1.2.1 Allmänt

Förband dimensioneras mot alla i dem förekommande krafter. I exceptionella situationer, som behandlas i punkterna 2.6.1.2.2...2.6.1.2.4 kan som partialsäkerhetskoefficient för laster och material användas värdet 1,0.

Elementets stödytor projekteras så, att de kan motstå friktionskrafterna i stödytan utan att spjälka.

2.6.1.2.2 Begränsning av fortskridande ras

Förband projekteras så, att av bärande konstruktionens skada eller elementets fallande orsakat lokalt rasområde inte utvidgas.

Om noggrannare utredningar ej görs, kan fortskridande ras anses bli begränsad, om ras av en konstruktionsdel inte leder till fortskridande ras eller elementet fästs i annan bärande konstruktion (stöd eller fält) med förband, vars armeringskapacitet bör vara:

- Hos plattelement parallellt med elementets spännvidd lika med det karakteristiska värdet för stödreaktionen, dock minst 20 kN/m per plattans breddmeter.
- Hos balkelement i balkens riktning i bägge ändor 20 % av det karakteristiska värdet för

- balkens stödreaktion, dock minst 20 kN/m per balkens längdmeter.
- Hos bärande och förstyvande väggelement i väggens plan, i vertikal- och horisontal riktning 20 % av det karakteristiska värdet för laster från en våning och väggelementets vikt, dock minst 20 kN/m per väggens längdmeter. Större värde än 100 kN i vertikal riktning och 150 kN i horisontal riktning behöver dock inte användas. Väggelementet bör fästas också mot kraft vinkelrätt mot väggens plan, vars storlek är 20 kN/m per väggens längdmeter, men större värde än 150 kN behöver dock inte användas.
- Hos pelare-pelare förband kapaciteten i horisontal och vertikal riktning 20 % av vertikal-last.
- Kapaciteten hos ett enskilt platt-, balk- och pelare-pelare förband behöver inte vara större än 150 kN.

2.6.1.2.3 Förhindrande av element att falla

Som resultat av storleksvariationen i elementets stödytor verkande friktion, kan rörelserna orsakade av elementets fuktrörelser, krypning och temperaturändringar ske ensidigt. Förband bör projekteras så, att elementets fallande från stödet har förhindrats.

Som grundlag för dimensionering av förband kan tas den kraft, som motsvarar den största antagna skillnaden i friktionskrafter i elementets stödytor. Om noggrannare utredningar ej görs, bör som värde för skillnaden i friktionsfaktorer hos förbandsytor väljas minst

- $k = 0,2$, då det i förbandet finns en utjämnings-skiva av gummi, lagerskiva av gummi eller motsvarande
- $k = 0,3$, då bägge förbandsytor är av stål
- $k = 0,4$ då det i förbandsytan finns stål mot betongyta
- $k = 0,5$ i övriga fall.

Förbandet dimensioneras mot en kraft i elementets riktning

$$F_d = k R_k \geq 30 \text{ kN} \quad (2.96)$$

där

R_k är det karakteristiska värdet för normalkraften (stödkraften) i elementets stödyta.

k är skillnaden mellan friktionsfaktorer i förbands ytor.

Elementet behöver för förhindrande av fallande inte fästas mot större kraft än vad den stödande konstruktionsdelen tål enligt sedvanlig dimensionering i brottgränstillstånd.

Ett icke-bärande väggelement fästes i en övertill, undertill eller bredvid befintlig bärande konstruktion mot en horisontal kraft, vars dimensioneringsvärde är minst 2 kN/m per väggens längdmeter, om andra orsaker ej kräver större krafter.

2.6.1.2.4 Mot stöt ömtåliga konstruktioner

Förband dimensioneras även mot stötkrafter, som riktar sig mot element.

2.6.1.3 Stödytor

Mot varandra stödande konstruktionsdelar projekteras så, att det finns tillräckliga kapaciteter inom ramen för de hos dem förutsatta toleranserna.

Konstruktioner, som ansluts utan eftergjutning stöds med utjämningskivor eller dylika, som tillåter erforderliga vinkeländringar och horisontala rörelser, och de projekteras så, att utjämningskivans avstånd från stödets eller elementets kant är tillräckligt stora.

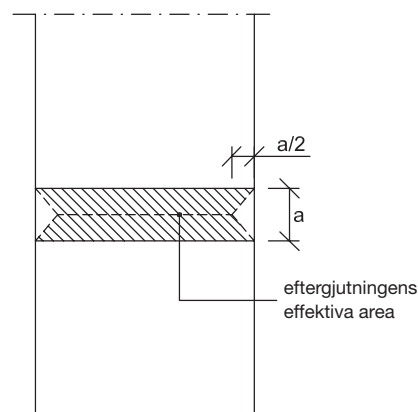
Stödytans bredd, minskad med tillåtna måttavvikelser, bör vara minst 40 mm.

2.6.1.4 Horisontala fogar som eftergjuts

Horisontal fog, som eftergjuts, bör vara minst 20 mm tjock. Om murbruket utbredds före monteringen, bör minst 10 mm tjockt murbruksskikt användas.

Tryckkapaciteten hos murbruket i förband behöver inte påvisas, om följande villkor gäller

- Hållfastheten hos murbruket i fogning är minst 70 % av den hållfasthet, som fordras i den anslutande konstruktionen.
- Fogens bredd i förhållande till höjden är minst 5,0 och fogens höjd högst 50 mm med undantag för stora pelare, där den kan vara högst 70 mm.



Figur 2.30

Eftergjuten horisontal fogs effektiva area.

I övrigt fall beräknas förbandets kapacitet enligt figur 2.30 på basen av den effektiva arean.

Om eftergjutningen fortsätter över förbandets sidor, får hela arean betraktas som effektiv.

2.6.1.5 Elements lyftlänk och lyftankare

Som dimensioneringslast för lyftlänk och lyftankare och dess infästning avsedd för lyftning av element används last, vars storlek är minst fyra gånger den last som förorsakas av elementets vikt. Belastningens ojämn fördelning vid lyftning av elementet samt den använda lyftmetoden skall beaktas.

Vid dimensionering av lyftlänk och lyftankare kontrolleras de kapaciteter som fordras vid olika hanteringsskeden. Vid beräkning av kapaciteter används som materialens dimensioneringshållfastheter deras brotthållfastheter.

2.6.2 FÖRSPÄNDA KONSTRUKTIONER

I förspända konstruktioner bör betongens nominella hållfasthet vara minst K30.

I dessa anvisningar behandlas spänneheten med vilka vidhäftning mellan stål och betong erhålls.

Användningen av spänneheter utan vidhäftning och av spänneheter utanför konstruktion skall grunda sig på allmänt godtagna metoder för projektering och tillverkning av konstruktioner.

Förklaring: Anvisningar om spänneheter utan vidhäftning har angetts i publikation BY 27.

Stålets spänning får omedelbart efter förspänningsarbetets avslutning inte överstiga någotdera av följande värden

$$\sigma_{p0} = \begin{cases} 0,75 f_{puk} \\ 0,85 f_{p0,2k} \end{cases} \quad (2.97)$$

Under förspänningsarbetet får stålets spänning momentant stiga till det lägre av följande värden

$$\sigma_{p0, \max} = \begin{cases} 0,80 f_{puk} \\ 0,90 f_{p0,2k} \end{cases} \quad (2.98)$$

Den anlitade förspänningsmetoden kan i vissa fall begränsa stålets spänning.

Konstruktionens kapaciteter vid inspänningstillfället kontrolleras i brottgränstillstånd med tillämpning av betongens dimensioneringshållfasthet vid den tidpunkten.

PROJEKTERING AV KONSTRUKTIONER MED ANVÄNDNING AV TILLÅTNA SPÄNNINGAR

I dessa anvisningar anges ingen på tillåtna spänningar baserad dimensioneringsmetod för bärande konstruktioner, utan konstruktioner dimensioneras med användning av gränstillståndsdimensionering enligt punkt 2.

TILLVERKNING AV KONSTRUKTIONER

4.1 Material

4.1.1 BETONG

4.1.1.1 Allmänt

Betongens delmaterial, betongmassa och hårdnad betong skall uppfylla kraven, som ställts i standarden SFS-EN 206-1 med beaktande av de tilläggskrav, som angetts i den nationella bilagan till standarden.

Stenmateriallets största kornstorlek får vara högst 40 % av konstruktionens tjocklek varvid dessutom de krav beaktas som armeringen ställer.

4.1.1.2 Injektionsmurbruk

Injektionsmurbruk är en blandning av vatten och cement eller av vatten, cement och tillsatsmedel. I injektionsmurbruk får filler och sand användas som stenmaterial endast vid tillräckligt rymliga injektionsobjekt. Murbruket bör ha den konsistens som det tillämpliga arbetssättet förutsätter.

För delmaterialen i murbruk och för deras egenskaper gäller kraven i standarden SFS-EN 206-1 och i dess nationella bilaga i tillämpliga delar.

Vattencementtalet bör i allmänhet vara ca 0,45. Murbrukets vattenavsöndring får vara högst 3 volymprocent. Murbrukets volym får minska med högst 2 % och växa med högst 10 %.

Hårdnat murbruk bör ha de egenskaper som avses i projekten.

4.1.1.3 Specialmurbruk och -betong

Specialmurbruk och -betong är färdigmurbruk och -betong, som är avsedda för bärande eller väderbeständiga konstruktioner, i vilka på arbetsplatsen tillsetts endast vatten. Till specialmurbruk och -betong räknas även fogningsmurbruk och reparationsmurbruk, av vilka förutsätts väderbeständighet.

För delmaterialen i specialmurbruk och -betong gäller kraven i standarden SFS-EN 206-1 och i dess nationella bilaga. Hårdnat murbruk och betong bör ha de hållfasthets-, beständighets- och övriga egenskaper som avses i projekten.

För specialmurbruk och -betong, om de inte är CE-märkta, bör det finnas en på prov vid godkänd provningsanstalt baserad utredning om egenskaperna. På stället där specialmurbruk och -betong tillverkas bör det finnas en på gjorda utredningar baserad certifierad bruksanvisning.

4.1.2 STÅL

4.1.2.1 Allmänt

Har armeringen beaktats vid beräkningen av kapaciteten, anses den vara korrosionskänslig, då diametern är högst 4 mm eller då man använder kallbearbetade stål, vilkas långvariga spänning i brukstillstånd överstiger 400 N/mm^2

4.1.2.2 Armeringsstål

Armeringarna tillverkas av armeringsstålqualiteter och med svetsfogar enligt gällande SFS-standarder.

Andra stålqualiteter kan användas, om statens tekniska forskningscentrals utlåtande om deras lämplighet för användning som armering i betong på förhand införskaffats.

4.1.2.3 Spännstål

I form av certifierad bruksanvisning rörande spännstålen skall tillräckliga förhandsutredningar om spännstålens egenskaper och om omständigheter i samband med deras användning föreligga.

4.1.2.4 Lastöverförande metalldelar, lyftankare och lyftlänkar

Om egenskaperna hos i kontinuerlig tillverkning befintliga metalldelar i betongkonstruktioner, som används att överföra laster eller som lyftankare vid lyftning eller förflyttning av element, bör det finnas förhandsutredningar i form av certifierad bruksanvisning. Egenskaperna hos övriga metalldelar, som överför laster eller används som lyftankare, utreds genom beräkningar baserade på principerna för ifrågasvarande materials dimensionering eller genom provning.

Lyftlänkar av rund stång utförs av stålqualitet S235JRG2, S235J0, S235J2G3 eller S235J2G4 (SFS-EN 10025). Lyftlänkar får utföras också av annan stålqualitet, om på prov vid godkänd provningsanstalt baserad utredning om deras säkerhet föreligger.

I fästen, som svetsas, ägnas särskild uppmärksamhet åt svetsbarheten hos de metaller som används. De böjda delarna i lyftlänkar eller ställen som vid lyftning utsätts för böjning får ej svetsas. Används lyftlänkar under mycket kalla förhållanden (under -25 °C), skall skilt för sig förvisning skaffas om att den fordrade säkerheten uppnås.

Lyftlänkar, som kan orsaka spjälkning eller risk för korrosion, får inte placeras i yttre skiktet. Ståldelar och övriga metalldelar, lyftankare och lyftlänkar, vilkas betongskikt inte uppfyller fordringarna, eller som eljest är utsatta för korrosion, skall på ett tillförlitligt sätt skyddas mot korrosion. I exponeringsklasserna XC 3, XC 4, XS 2, XS 3, XD 2 och XD 3 utförs dylika delar av korrosionsbeständigt material. I exponeringsklasserna XC 3, XC 4, XS 2 och XD 2, får dock ståldelar utföras av korrosionskyddat vanligt stål, om skyddet kan underhållas. I yttervägg av sandwich-element bör spännverkets ram i elementets yttre skikt tillverkas av samma material som diagonalen.

Som hållfasthet hos delar tillverkade av kallbearbetad metall betraktas i användning som åsyftas i denna punkt deras hållfasthet efter glödning.

4.1.3 FOGMATERIAL HOS ELEMENT

Om egenskaperna hos fogmassor och -band som används i elementfasader bör det finnas på prov vid godkänt provningsanstalt baserad förhandsutredning. På arbetsplatsen bör det finnas en på utförda utredningar baserad certifierad bruksanvisning.

4.2 Arbetets utförande

4.2.1 ALLMÄNT

Som arbetets utförande betraktas alla de arbetskedan som behövs för tillverkning av i dessa anvisningar åsyftade konstruktioner och konstruktionsdelar. Arbetet leds av betongarbetsledaren.

Betongarbetsledaren skall finnas på platsen under väsentliga arbetsfaser speciellt medan betonggjutningen pågår. Om betongarbetsledare av klass 1 eller 2 tillfälligtvis måste avlägsna sig från, bör han ersättas av betongarbetsledare minst av klass 2. Medan betongen tillverkas skall på platsen finnas en person, vars kunskaper om betongens tillverkning och egenskaper anses vara tillräckliga, som styr processen. Till av miljöministeriet godkänd institution görs anmälan om vilken person som svarar för betongtillverkningen och vilka personer styr processen.

Personen ansvarig för tillverkning av färdigbetong bör ha kompetens som motsvarar den tillverkade betongens konstruktionsklass. Personen ansvarig för tillverkning bör äga tillräckliga kunskaper om proportionering av betong, egenskaper och val av hårdnad betong samt tillräcklig praktisk erfarenhet.

Vid tillverkning av klass 1 och efter behov klass 2 betong på arbetsplatsen samt alltid vid anläggningar för färdigbetong bör det finnas en med betongteknologi tillräckligt förtrogen betonglaborant för de laboratorieuppdrag som utförs på tillverkningsplatsen.

Den som utför prov på arbetsplatsen med betongmassan eller den färdiga konstruktionen bör vara tillräckligt kompetent person med hänsyn till provtagning och erforderliga prov. Detta gäller också betongbilens förare, om han t.ex. utför prov på lufthalt eller övriga egenskaper eller om det på arbetsplatsen blandas tillsatsmedel i betong

Betongpumpens handhavare bör inneha tillräckliga kunskaper om betongens egenskaper och hantering av lyftdon.

4.2.2 FORMAR OCH DERAS STÖDKONSTRUKTIONER

Formarna bör vara så täta, att de finfördelade delmaterialen och vattnet i betongen inte kan i menlig utsträckning läcka från formen. Formarna och deras stödkonstruktioner bör vara sådana, att menliga deformationer inte uppträder i dem under betonggjutningen och medan betongen hårdnar och att konstruktionen inom de tillåtna måttavvikelsegränser (punkt 4.2.7) får den i planerna angivna formen.

I formarna får ej finnas och vid ytbehandlingen av dem får ej användas material, som i skadlig utsträckning inverkar försvagande på betongens, stålets eller konstruktionens egenskaper.

För formarnas stödkonstruktioner utarbetas plan, om man inte använder allmänt kända form- och stöd-konstruktionssystem, varvid anvisningarna rörande dem iakttas.

När plan uppgörs beaktas också de belastningar som utförandet av arbetet medför, såsom stötar föranledda av materialen och betongmassan samt vid betong, gjutningen förekommande horisontala belastningar, som uppstår exempelvis vid betonggjutning av lutande konstruktioner.

Stödkonstruktionerna får rivas, då det på tillförlitligt sätt konstaterats att betongen hårdnat i så hög grad, att konstruktionerna jämte eventuella hjälpstöd uthärdar de påfrestningar för vilka de utsätts och att de inte undergår för stora deformationer. Betongens hållfasthet skall vara minst 60 % av den nominella hållfastheten, om inte annat angetts i ritningarna eller inte annan särskild utredning gjorts.

Formarnas icke bärande delar får vid behov rivas när betongen har nått en genomsnittlig tryckhållfasthet av 5 MN/m². När specialmetoder används kan formarna avlägsnas redan tidigare under förutsättning att konstruktionen eller betongen inte skadas.

4.2.3 ARMERINGSARBETEN

4.2.3.1 Allmänt

Armeringarna bör hanteras så, att varaktiga deformationer inte uppstår i dem.

Armeringsstänger och armeringsenheter skall hållas upplagrade så, att de inte blir utsatta för korroderande ämnen eller andra skadliga inverknings.

Armeringen får ej vara så angripen av rost, att det inverkar menligt på dess hållfasthets- och vidhäftningsegenskaper. Korrosionskänslig armering och dynamiskt påfrestad konstruktions armering får på sin höjd vara lätt angripen av rost på ytan, varvid anfrätta ställen ej får finnas på ytan. Den övriga armeringen får ej vara så rostig, att den ej uppfyller fordringarna i standarden.

4.2.3.2 Tillverkning och insättning av armering

Armeringarna tillverkas och insätts i enlighet med ritningar och andra eventuella anvisningar.

Armering insätts med användandet av de i ritningar angivna nominella mått för betongskikt. Har annat inte angetts i ritningarna, används som bockningsradier minst de i tabell 4.1 angivna värdena. Vid bockning av stångbunt i huvudarmering används som bockningsradie värdena i tabell 4.1 multiplicerade med 1,5. I konstruktioner av lättgrusbetong används värdena i tabell 4.1 multiplicerade med 1,5 vid bockning av enskilda stänger och multiplicerade med 2 vid bockning av stålbutar.

På de ställen som anges i ritningarna kan skarvar i armeringen göras

- i form av överlappsskarvar
- i fråga om svetsbara stålkaliteter med svetsmetoder enligt SFS-standarderna
- med muffar eller andra specialskarvar.

På prov vid godkänt provningsanstalt baserad utredning om egenskaperna hos armeringsstångernas specialskarvar och specialankaren och om omständigheter i samband med användningen samt certifierad bruksanvisning bör föreligga.

Före insättningen i formarna rengörs armeringarna från ämnen som försämrar vidhäftningen. Armeringsenheterna stöds i formarna med mellanstycken eller monteringsstål så tätt och förbinds med varandra vid behov genom monteringsstål så stadigt, att armeringsenheternas läge efter betonggjutningen uppfyller fordringarna i punkt 4.2.7.

TABELL 4.1
Stängers inre bockningsradier

| Stålkvalitet | Byglar, krok- och länkar | Huvudarmering |
|--------------|--|---------------|
| A500HW | 2,0Ø när Ø ≤ 10 2,5Ø när 10 < Ø ≤ 20 3,5Ø när Ø > 20 | 12Ø |
| A700HW | 2Ø när Ø ≤ 10 2,5Ø när 10 < Ø ≤ 20 | 17Ø |
| B500K | 3,0Ø när Ø ≤ 12 | 12Ø |
| B700K | 4,5Ø när Ø ≤ 12 | 17Ø |
| B600KX | 3,0Ø när Ø ≤ 12 | 15Ø |

Det fria avståndet mellan stänger och spänneheter i samma riktning bör överallt, också vid skarvar, vara åtminstone det största av värdena:

- \emptyset, \emptyset_n för armeringsstänger och $2 \emptyset, 2 \emptyset_n$ för vidhäftningsspänneheter
- stenmaterialets största kornstorlek multiplicerad med 1,2
- 25 mm för stänger och 50 mm för skyddsror om annat inte förutsätts i bruksanvisningen.

Vid parallella överlappsskarvar bör det fria mellanrummet mellan stängerna i de olika skarvarna dock vara minst $2 \emptyset$.

Monteringsstål jämföras med den övriga armeringen då det fria avståndet bestäms.

I form av certifierad bruksanvisning bör det finnas tillräckliga förhandsutredningar rörande spännetodens egenskaper och med användningen förenade omständigheter, såsom bockningar, ankaren och skarvar.

4.2.3.3 Svetsarbeten

Svetsarbetena på armeringsstål skall utföras så, att svetsarna och de svetsade stängerna får den fordrade hållfastheten och segheten med beaktande av de inverkningsområden som svetsmetoderna eventuellt utövar på stålets egenskaper.

När svetskarvar utförs, anlitas yrkeskunniga arbetare. Innan arbetet påbörjas förvisar man sig om att alla förutsättningar för att arbetet skall lyckas finns. Svetsställena skall skyddas mot vind och fukt. Förvärmning skall ske om temperaturen understiger $-10 \text{ }^\circ\text{C}$. På armeringsenheternas inre svetsfogar tillämpas fordringarna i standarden SFS 1251.

I svetsade armeringsenheter får svetsstället finnas inom bockningsområdet endast om den bockningsradie, som används i fallet i fråga, angetts i ritningarna. Avståndet från stängernas svets- och specialskarvar till bockningsbågens område bör vara minst $10 \emptyset$ om inte bockningsradien är större än $50 \emptyset$.

4.2.3.4 Tilläggsanvisningar rörande ankar-spänneheter

Före insättningen och betonggjutningen kontrolleras skyddsroren och eventuella hål lappas. Skyddsroren stöds med de mellanrum som bruksanvisningen förutsätter så, att de inte kan förskjutas under arbetets gång.

I ändarna av skyddsroren samt på de översta och vid behov på de understa ställena placeras hjälprör för injektionsarbetet.

4.2.4 BETONGARBETEN

4.2.4.1 Allmänt

För betongarbetena uppgörs en betongarbetsplan, som till erforderliga delar justeras före varje betonggjutning. Efter behov fästes i planen uppmärksamhet vid bl.a. följande omständigheter:

- formarna och deras stödkonstruktioner
- armeringen
- uppdelningen i betonggjutningsavsnitt
- grunduppgifterna om betongens egenskaper
- betonggjutningsmetoden, förflyttningarna av betongen, komprimeringen, hur snabbt betonggjutningen sker, arbetsfögarna
- tidtabellen, betongåtgången, arbetsledningen, arbetskraftens numerär, arbetsskiftet, garderingen mot störningar, de åtgärder som proven påkallar
- efterbehandlingen, uppföljningen av hållfasthets- och övriga egenskapers utveckling, rivningen av formar och stödkonstruktioner
- åtgärderna i samband med vinterarbete, värmebehandling och specialmetoder.

4.2.4.2 Betonggjutning

Betongmassa flyttas till och insätts i formarna så, att den till alla delar blir komprimerad och fast ansluter sig till i formarna tidigare befintlig färsk betong förän denna börjar hårdna. Vid betonggjutning av vertikala konstruktioner begränsas stigningshastigheten så att menliga sättningar inte uppstår efteråt. Vid tvärsnittsändringar i konstruktion hålls vid behov en paus eller företas efterkomprimering. Sparsten får användas i tillräckligt tjocka konstruktioner.

4.2.4.3 Efterbehandling

Med efterbehandling avses bevattning eller skyddandet av betong efter betonggjutningen så, att betongen undgår uttorkning och erhållandet av betongens planerade egenskaper försäkras.

Efterbehandling påbörjas tillräckligt snabbt efter betonggjutning. Särskilt betong, i vilka vattnets separering från massan är liten, är sensitiva för skador föranledda av vattnets snabba avdunstning.

Betongens efterbehandling kan avslutas, då betongen i exponeringsklasser (SFS-EN 206-1) X0 och XC 1 har uppnått 60 % och i övriga exponeringsklasser än XF 2 och XF 4, 70 % av dess nominella hållfasthet. Konstruktioner, som tillhör exponeringsklasserna XF 2 och XF 4 eller av vilka förutsätts speciell nötningsbeständighet, bör efterbehandlas så länge, att betongen har uppnått 80 % av dess nominella hållfasthet. Efter efterbehandlingen bör det ombesörjas, att tempera-

turskillnaderna i tvärsnittet inte blir menligt stora, till exempel under vinterförhållanden.

4.2.4.4 Värmebehandling av betong

Med värmebehandling av betong avses uppvärmningsmetod med vilken betongens hållfasthetstillväxt ökas.

Betong anses vara värmebehandlad, om

- betongmassans temperatur är högre än +40 °C vid betonggjutningen eller
- temperaturstegringen under hårdningsskedet är större än 25 °C eller
- temperaturen under hårdningsskedet blir högre än + 50 °C.

Värmebehandlingens inverkan på betongens egenskaper utreds på förhand genom prov. Genom prov klarläggs hållfasthetsutvecklingen och hållfasthetsförlusten samt om så är nödvändigt också andra egenskaper hos betongen, såsom frostbeständigheten.

I stället för förhandsprov kan man utnyttja annan mera omfattande utredning, lämplig för den värmebehandlingsmetod som används.

På basen av utredningen uppgörs en värmebehandlingsplan. Värmebehandling bör motsvara förhandsproven och utredningarna. Vid behov ägnas särskild uppmärksamhet åt att vattenavgång förhindras under och efter värmebehandlingen. Genom övervakning medan arbetet pågår uppföljs värmebehandlingens planlighet.

4.2.4.5 Betonggjutning av massiva konstruktioner

Konstruktion anses vara massiv, om den har så stora mått att det är nödvändigt att vidtaga åtgärder för att begränsa sprickbildning föranledd av volymändringar till följd av hydratationsvärme. Speciell uppmärksamhet ägnas åt inverkningarna av temperaturskillnader och -ändringar.

Massiva konstruktioner gjuts av betong genom att använda för ändamålet lämplig cement samt med sådan sammansättning av betong och sådana tillverkningsmetoder, att de på konstruktionens egenskaper ställda kraven uppnås och menliga påverkningar, bl.a. betongens sprickbildning undviks. Om så inte förfars, utreds massivitetens påverkningar separat eller tillämpas förfarande enligt punkt 4.2.4.4.

4.2.4.6 Betonggjutning vid kall väderlek

Vid kall väderlek uppvärms vid behov det vatten och det stenmaterial, som används för betongen så, att betongmassans temperatur vid gjutningen är minst + 5 °C. Tillfruset stenmaterial får inte användas för tillverkning av betong.

När betonggjutning sker vid kall väderlek skall det tillses, att betongen hårdnar i enlighet med planerna. Vid behov fortsättes uppvärmning av konstruktioner så länge, att de når den hållfasthet som fordras vid tidpunkten för rivning av formarnas stödkonstruktioner. När konstruktionerna belastas tas särskilt hänsyn till att hållfasthetens ökning efter uppvärmning blir långsammare då det är kallt.

Betongen får ej tillfrysas förrän den nått tillfrysningshållfastheten 5 MN/m².

Ytor mot vilka betongmassa gjuts, såsom betong, berg, grund och form, uppvärms vid behov på förhand så, att betongmassans tillfrysning förhindras.

Utvecklingen av betongens egenskaper uppföljs genom temperaturmätningar eller på annat tillförlitligt sätt.

4.2.4.7 Specialmetoder

Som specialmetoder betraktas exempelvis:

- sprutbetonggjutning
- injektering
- vakuumbetongarbeten
- gjutning med glidformar
- gjutning under vatten.

Specialmetoders inverkan på betongens egenskaper skall beaktas och vid behov utredas på förhand.

Skiftlig arbetsbeskrivning av specialmetoderna bör finnas. Betongarbetsledaren bör vara förtrogen med användningen av specialmetoden. Materielen bör vara lämpad för ändamålet.

För specialmetoder gäller i tillämpliga delar samma anvisningar som för vanlig arbetsprestation.

4.2.4.8 Arbetsfogar

Arbetsfogarna uppdelas på basen av deras ytegenskaper i tre klasser:

- Tvättade arbetsfogar. Till tvättad arbetsfog anses fog, vars yta har rensats till djupet 2...5 mm av murbruk genom tvättning eller annan motsvarande metod.
- Skrovliga arbetsfogar. Skrovligheten hos en skrovlig arbetsfog bör ha ett djup av 2...5 mm. Horisontal arbetsfog kan göras skrovlig exempelvis genom borstning av betongytan före bindningen och vertikalt arbetsfog med användning av arbetsfogsnet
- Släta arbetsfogar. Arbetsfogar, som icke uppfyller ovan angivna villkor anses vara släta.

När arbetet fortsätts bör fogen vara ren och särskild uppmärksamhet skall fästas vid betongens komprimering.

Arbetsfogarna av konstruktionsklass 1 skall alltid anges i ritningarna. Också i fråga om konstruktioner av klass 2 och 3 skall överenskommelse om erforderlig skjuvarmering och fogställe träffas med projektören. I tvingande situationer kan skrovlig arbetsfog dock utföras utan egentlig plan. Projektören skall då kontrollera arbetsfogens duglighet förrän arbetet fortgår. I exponeringsklasser (SFS-EN 206-1) XS 3, XD 2, XD 3, XF 2 och XF 4 skall tvättad arbetsfog användas om fogen utsätts för drag vinkelrätt mot fogen.

Har täthetskrav ställts på konstruktionen, används i arbetsfog fogband eller skaffas på annat tillförlitligt sätt förvissning om fogens täthet. Då tvättad arbetsfog används, kan fogen anses vara tät.

4.2.4.9 Arbeten i samband med betongarbete

För hål, ursparningar och inläggning eller fastsättning av anordningar nödvändiga arbeten utförs enligt planerna.

4.2.5 SPECIALANVISNINGAR ANGÅENDE BETONGELEMENT

4.2.5.1 Tillverkning

För tillverkning av element gäller i tillämpliga delar samma anvisningar som för annat arbetsutförande.

Elementen förses med följande upplysningar:

- a) tillverkaren
- b) tillverkningsdatum och kännetecken
- c) elementets vikt
- d) elementets hanteringsställning, lyftpunkter och -sätt, om risk för missuppfattning föreligger
- e) övriga erforderliga uppgifter.

Vid leveransen skall hållfastheten hos betongen i elementen vara med beaktande av belastningen tillräcklig och normalt minst 70 % av det ställda hållfasthetskravet. Hållfastheten får vara mindre, dock icke under 50 % av det ställda hållfasthetskravet, om elementets kapacitet under transporten och monteringen inte överskrids och om man speciellt förvissas sig om hållfasthetens fortsatta utveckling.

4.2.5.2 Hantering och montering

Arbetsledaren, som leder montering av element, bör äga tillräckliga kunskaper om konstruktionens funktion i färdigt skikt och under montering, om monteringsplanering, montering och arbetssäkerhet samt inneha tillräcklig praktisk erfarenhet om ledandet av elementmontering. Han bör inneha kompetens, som motsvarar monteringsledninguppgiftens fordringar.

Elementen lagras och hanteras enligt tillverkarens och projektörens anvisningar.

Det bör på arbetsplatsen finnas en elementmonteringsplan, som ansvarig byggnadskonstruktör för sin del har godkänt. Planen bör till erforderliga delar innehålla följande data:

- a) monteringsordning
- b) mätningssystem och tillåtna toleranser
- c) minimistödytor
- d) stödandet under monteringen samt under monteringen betraktanden av elementets och hela konstruktionens stabilitet
- e) elementens fastsättning
- f) fastsvetsningarna jämte material
- g) övriga erforderliga upplysningar.

Speciellt tillses, att menliga anhopningar av måttfel inte uppstår vid monteringen.

Vattenbindande värmeisoleringsmaterial, som kommer i kontakt med betong utsatt för frostpåfrestning, skall skyddas mot regn och annan fuktighet.

Efter monteringen bör man av elementen eller av handlingar som lokaliserar elementen kunna konstatera tillverkningsdatum och kännetecknen till dess konstruktionens duglighet konstaterats.

4.2.5.3 Sammanfogning

För utförandet av bärande fog gäller samma fordringar som för motsvarande betongkonstruktion.

Vid sammanfogning skall sådana material och arbetsmetoder användas, att fogen får sina förutsatta egenskaper under de förhållanden som råder vid respektive tillfälle.

Bärande fog bör ha sådana mått, att den med den arbetsmetod som används blir väl fylld.

Element som fogas direkt mot varandra med eller utan tunt skikt av epoxlim i fogen skall utföras med tillräcklig måttprecision och förses med gejd med vars tillhjälp delarna kan anbringas exakt på sina platser när de sammanfogas.

4.2.6 SPECIALANVISNINGAR ANGÅENDE FÖRSPÄNNINGSARBETEN

För förspänningsarbetena uppgörs en förspänningsplan, som innehåller följande uppgifter:

- a) vidhäftningsspänneheter
 - metodbeskrivning
 - förspänningskrafter och töjningar
 - spännkraftens upptagningsätt och -ordning samt den hållfasthet som härvid fordras hos betongen
 - övriga erforderliga uppgifter såsom förankrings glidningar
- b) ankarspänneheter
 - metodbeskrivning, såsom spänneheternas typer och egenskaper
 - insättningsritning
 - förspänningsordning
 - förspänningskrafter och töjningar
 - förankringsglidningar och deras toleranser
 - reglering och rivning av formens stödskonstruktioner under förspänningsarbetet
 - betongens hållfasthet under förspänningsarbetets olika faser
 - övriga erforderliga uppgifter.

Spännkraftens största tillåtna avvikelser från det i förspänningsplanen angivna värdet får i en spännethet vara högst $\pm 5\%$ och i spännetheternas sammanlagda kraft $\pm 3\%$. Om de beräknade töjningarna inte nås med nämnda värden för kraften, skall orsaken utredas och ny förspänningsplan uppgöras. Vid förspänningsarbete används kalibrerad materiel. Kalibreringen förnyas efter behov.

Över förspänningsarbete förs protokoll, i vilket följande data antecknas:

- a) spännethetens kraft (kalibrerade värden) och elastiska töjning under förspänningens olika skeden
- b) övriga erforderliga på förspänningen inverkan omständigheter.

Injekteringsarbete får inledas då projektören har godkänt förspänningsarbetet. Injekteringsarbetet utförs utan dröjsmål och så att bruket fyller skyddsroret. Injekteringsarbetet får uppskjutas till en senare tidpunkt, om erforderliga åtgärder vidtagits för att undgå risk för korrosion i spännetheterna. För injekteringsarbete gäller i tillämpliga delar anvisningarna angående betongarbeten.

Över injekteringsarbete förs protokoll, i vilket följande data antecknas:

- injekteringsobjekten
- murbrukets sammansättning
- konstruktionens, murbrukets och luftens temperatur
- med murbruket utförd prov, såsom konsistens, vattenseparation, volymändring, tryckhållfasthet
- arbetstid, arbetstryck
- murbruksåtgång per injekteringsobjekt
- övriga erforderliga data.

Vid injektering av skyddsror iaktas anvisningar, som finns i standarden SFS-EN 446.

4.2.7 MÅTTAVVIKELSER

Armeringens läge och konstruktionens mått skall uppfylla kraven i tabell 4.2, om inte annat angetts i planerna. Större måttavvikelser kan godtas, om det påvisas, att de inte inverkar menligt på konstruktionens säkerhet eller funktion eller på andra konstruktionsdelar. Betongskiktets tillåtna måttavvikelser har angetts i ritningarna (se punkt 2.5.1.1).

Då konstruktionstvärsnitts mått eller effektiva höjd är mindre än 40 mm, prövar projektören skilt för sig de tillåtna måttavvikelserna och anger dem i ritningarna.

Förankrings-, skarv- och vidhäftningslängderna får underskridas med högst 20 mm, då $\varnothing \leq 16$ mm och med högst 40 mm, då $\varnothing > 16$ mm.

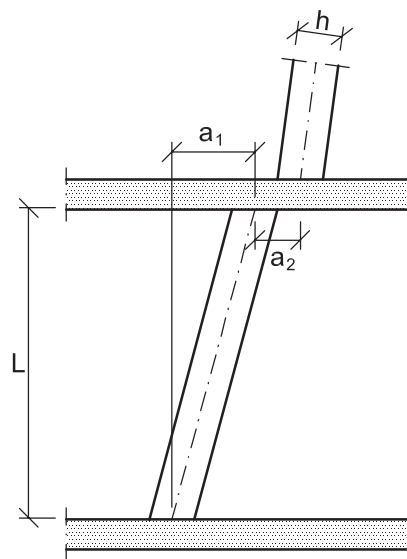
Förspänd balks sidokrökning får ej vara större än 0,1 %. Om dock tvärgående förskjutning av balkens belastade kant är tillförlitligt förhindrad, får sidokrökningen vara 0,2 %.

I pelare eller vägg får axelns krökning vara högst 0,3 %. Pelares eller väggs lutning a_1/L får vara högst 1/150. Vid mellanbjälklag eller annat tillräckligt sidostöd får avvikelserna a_2 i ovanför varandra belägna pelares eller väggars läge vara högst $h/20$, där h är det mått som pelarens eller väggs tvärsnitt har i den betraktade riktningen. Positionsavvikelsen a_2 behöver dock ej vara mindre än 15 mm, och större avvikelse än 50 mm tillåts inte. Positionsavvikelserna a_1 och a_2 bör ha en samfällad inverkan som uppfyller villkoret

$$a_1 + a_2 \leq \frac{L}{150} + \frac{h}{20}$$

Det skall dessutom tillses, att avvikelserna i vertikala konstruktioner inte anhopas menligt i samma riktning.

Konstruktionsdelarnas övriga tillåtna måttavvikelser, såsom längd-, form- och monteringsprecisionen, prövas skilt för sig och anges vid behov i ritningar eller andra handlingar.



Figur 4.1

Pelares lutning a_1/L och positionsavvikelse a_2

TABELL 4.2

Tillåtna måttavvikelser i konstruktionstvärsnitts mått och i huvudarmerings läge

| Konstruktionsklass | $\frac{a}{d} \leq 200$ Δ mm | $200 < \frac{a}{d} \leq 500$ Δ mm | $500 < \frac{a}{d} \leq 2000$ Δ mm | $\frac{a}{d} > 2000$ Δ mm |
|--------------------|---------------------------------------|---|--|-------------------------------------|
| 1 | 5 | 10 | 20 | 30 |
| 2 | 10 | 20 | 30 | 50 |

a = tvärsnittets mått i den betraktade riktningen, mm
 Δ = tillåten måttavvikelse, mm

d = tvärsnittets effektiva höjd, mm

KVALITETSKONTROLL

5.1 Allmänt

Kvalitetskontroll skall vid tillverkningen utövas för att säkerställa betongkonstruktionernas duglighet. Beträffande betongtillverkningen, betonggjutningen och hanteringen därefter görs i samband med kvalitetskontrollen anteckningar, på vilkas grundval det är möjligt att efteråt klargöra vad som skett under arbetets utförande.

Tillverkningen av färdigbetong och betongelement anses vara kontrollerad, om tillverkningskontrollen står under tillsyn av institution, som godkänts av miljöministeriet.

I kvalitetskontrollen vid tillverkning av betongkonstruktioner ingår kontroll av betongtillverkningen och tillverkningen av konstruktioner. Kontrollen av betongtillverkningen innefattar prov rörande delmaterialet, förhandsprov av betongen och prov under tillverkningsstiden. Kvalitetskontrollen vid tillverkningen av konstruktioner inriktas på form- och stödkonstruktionerna, armeringen, betonggjutningen, komprimeringen, efterbehandlingen och värmebehandlingen.

Alla resultat av kvalitetskontrollproven antecknas. Handlingarna rörande kvalitetskontrollen vid tillverkning av färdigbetong uppbevaras minst tre år. De övriga handlingarna rörande kvalitetskontroll uppbevaras minst två år från det att byggnaden tagits i användning.

Över tillverkningen av konstruktioner av klass 1 och 2 görs följande anteckningar, till lämpliga delar i form av betonggjutningsprotokoll eller genom att handlingarna tages i förvar:

- uppgifter som anger byggnadsarbetsplatsen eller elementfabriken, betongarbetsledarna, betonglaboranterna och deras arbetstid
- forsedlar av färdigbetong samt beteckningarna om duglighetsprovkroppar som görs på arbetsplatsen
- uppgifter om betonggjutningsförhållandena och de åtgärder de påkallar
- betongmängderna per gjutningsomgång
- betonggjutningssättet

- betonggjutningens början och slut, komplikationer som tillstött i arbetet, tidpunkten för rivning av formar och stödkonstruktioner och preciseringen av den, betongens efterbehandling och värmebehandling, uppföljning av betongens temperatur
- elementens hantering och lagring
- kontrollåtgärder angående formar och armering
- mottagningsgranskningarna av element och armeringsenheter
- byggnadsinspektörens föreskrifter
- granskningarna av konstruktionerna
- övriga erforderliga angelägenheter.

Av miljöministeriet godkänd institution utför initialbesiktningen av färdigbetong- och elementfabrik samt av kvalitetskontrollen hos dem. Avsikten med initialgranskningen är att konstatera, att tillverkningsprocessen är sådan, att den har tillräckliga förutsättningar för kvalificerad tillverkning och kvalitetskontroll.

Utöver detta utövar den ovan nämnda institutionen sedvanlig kontroll. I den sedvanliga kontrollen kontrolleras åtminstone kvalitetskontrollsystemet samt tillverknings-, provtagnings- och provningsmetoder, antecknade uppgifter, resultat av förhandsprovningar samt av provningar under tillverkningskontroll och observerade brister i kvaliteten under kontrollperioden.

5.2 Kvalitetskontroll av betong

För delmaterialen i betong, för betongmassa och för hårdnad betong gäller anvisningarna i standarden SFS-EN 206-1 och i dess nationella bilaga.

Kvalitetskontrollen av betongens frostbeständighet utförs enligt allmänt accepterad procedur.

Förklaring: I publikationen BY 50 har angetts kvalitetskontroll av betongens frostbeständighet.

Till kravenlighet hörande hållbarhetstester, som utförs på hårdnad betong utförs i godkänd provningsanstalt. Hållfasthetsprovstycken görs årligen nivågranskning i godkänd provningsanstalt i enlighet med den av miljöministeriet godkända institutionens anvisningar.

52 5.3 Kvalitetskontroll av tillverkning av konstruktioner

5.3.1 MOTTAGNINGSKONTROLL

Leveranspartiet och identifieringsdokumentation kontrolleras. Produkter, vars kravenlighet inte har kontrollerats får inte användas.

Armeringsstål och armeringsenheter som levereras bör vara certifierade. Buntlapparna bör innehå SFS-märket och tillståndsinnehavarens nummerkod eller certifikatets nummer då det är fråga om certifiering per parti.

Spännstålet bör vara antingen certifierad eller genom bruksanvisningsförfarande styrkt. I fråga om certifierad produkt bör som bevis på certifieringen finnas SFS-märket och tillståndsinnehavarens nummerkod i buntlappen eller certifikatets nummer i fråga om certifiering per parti. Ifall spännstålet inte har certifierats, kontrolleras att produkten har gällande bruksanvisning och att den innefattas av kvalitetskontrollavtalen.

Det kontrolleras, att lastöverförande metalldelar har gällande bruksanvisning och att den innefattas av kvalitetskontrollavtalen eller vidtas åtgärder enligt punkt 6.4.4.

Vid mottagningskontroll av element görs okulär granskning och ytterligare måttgranskning, om det inte med stöd av journal som förts av tillverkaren kan konstateras att elementen uppfyller på dem ställda måttkrav. Elementbeteckningarna tillvaratas. Felaktiga eller skadade element och armeringsenheter får användas endast om de på behörigt sätt reparerats eller om skadan eller felaktigheten är så obetydlig, att den ej inverkar menligt på konstruktionernas i planerna avsedda egenskaper.

5.3.2 KVALITETSKONTROLL AV ARBETETS UTFÖRANDE

Under tillverkningen av konstruktioner övervakar betongarbetsledaren att anvisningarna angående former och deras stödkonstruktioner, armeringsarbeten, betongarbeten, monteringar och sammanfogningar av betongelement, förspänningsarbeten och måttnoggrannheter iakttas och att tillbörliga anteckningar görs.

Betongmassans kvalitet kontrolleras dels under betongtillverkningen, dels under betonggjutningen. Betongmassans konsistens och om så erfordras lufthalten och andra egenskaper kontrolleras med användning av lämpligt mätningssätt. När provkroppar görs mäts betongmassans konsistens och temperatur.

Betongens hållfasthetsutveckling efterföljs till exempel genom temperaturmätningar eller genom provkroppar. Dessa metoder används för att kontrollera den i planerna avsedda hållfastheten samt vid behov bland annat vid bestämningen av tillfrysningshållfastheten, formrivningshållfastheten och tidpunkten för förspänning av förspända konstruktioner.

5.3.3 ELEMENTFABRIKER

Elementfabriker bör ha ett skriftligt beskrivet kvalitetskontrollsystem. Delmaterial, utrustning, betongens tillverkningsmetoder, betongens kvalitetsevenlighet och leverans bör kontrolleras med beaktande av krav i denna anvisning. Kontrollen bör beakta betydande ändringar, vilka påverkar produktens egenskaper och leder till erforderliga korrigeringsåtgärder.

Genom kontroll bör försäkras, att elementers tillverkningsprocess och produkters lagring är i acceptabelt skick. Tillverkningsprocessen bör behållas i planerat skick med hjälp av underhållssystem som angivits i kvalitetssystem.

5.4 Specialkrav för konstruktioner i klass 1

Tillverkaren av konstruktioner i klass 1 bör ha en skriftligt beskriven kvalitetssäkringssystem, genom vilken försäkras, att armeringens och betongtvärsnittets måttavikelser, som minskar kapaciteten, är högst i enlighet med i punkt 4.2.7 angivna värden för konstruktionsklass 1. För varje gjutning utarbetas en detaljerad betongarbetsplan, i vilken bör framgå minst de i punkt 4.2.4.1 uppräknade sakerna. Över alla arbetsfaser förs protokoll, dit kvalitetskontrollåtgärder som finns i betongarbetsplanen antecknas.

Protokoll utförs över kontroll av armeringen i platsgjutna konstruktioner.

KONSTATERANDE AV KONSTRUKTIONERS DUGLIGHET

6.1 Allmänt

I punkt 6 anges vilka åtgärder som minst skall vidtas för konstaterande av betongkonstruktioners duglighet.

Betongkonstruktioners duglighet konstateras genom påvisande av materialens kvalitet i enlighet med därom utfärdade föreskrifter och anvisningar eller genom bedömning av materialens kvalitet på grundvalen av duglighetsprov i samband med tillverkningen av konstruktionen eller prov som tagits av den färdiga konstruktionen. Dugligheten hos produkter som omfattas av kvalitetskontrollavtalsförfarande behöver ej konstateras skilt för sig. Dessutom granskas konstruktionerna och skaffas förvisning om att i dessa anvisningar förutsatta granskningar under arbetets gång gjorts på godtagbart sätt.

6.2 Byggnadscement

Byggnadscementen bör vara CE-märkt och den bör uppfylla kraven i standarden SFS-EN 197-1.

6.3 Betong

6.3.1 ALLMÄNT

I konstruktioner av klass 1 och 2 påvisas betongens delmaterials, betongmassans och den härnade betongens duglighet i konstruktionen i enlighet med sättet, som angetts i standarden SFS-EN 206-1 och dess nationella bilaga eller i enlighet med punkten 6.3.3. Betongens frostbeständighet påvisas medels allmänt accepterad metod.

I konstruktioner av klass 3 behöver betongens duglighet inte speciellt påvisas, om man med stöd av tillgängliga data kan beräkna att betongens egenskaper uppfyller de krav som ställts på dem.

Dugligheten hos injekteringsmurbruk och hos murbruk för konstruktions fogar konstateras i enlighet med punkterna 6.3.5 och 6.3.6. För konstaterande av murbruks duglighet gäller i tillämpliga delar vad som är sagt om betong i standarden SFS-EN 206-1 med beaktande av de tilläggskrav, som angetts i den nationella bilagan till standarden.

Den inverkan som specialbetonggjutningsmetoder, värmebehandling och massiva konstruktioners hårdningsförhållanden utövar på utveckling av betongens egenskaper utreds på förhand genom provstycken eller uppskattas eljest med tillräcklig noggrannhet samt beaktas vid proportionering. I den egentliga tillverkningen får betongens duglighet konstateras medels provstycken, ifall i förhandsutredning eller annan utredning skillnaden mellan provstycken och objektprov har konstaterats. Den medels resultaten av provstycken beräknade relationshållfastheten bör vara på det sätt, som förhandsutredningen förutsätter, högre än det på objektprovet ställda hållfasthetskravet. Den av värmehärdning föranledd hållfasthetsminskning och eventuella ändringar i porstrukturen, som försvagar betongens hållbarhet, kontrolleras vid behov. Vid anläggning för elementtillverkning kontrolleras skillnaden i hållfastheten samt i porstrukturens mätthet minst en gång om året och alltid då värmehärdningsmetoden eller på skillnaden i hållfasthet inverkan materialfaktorer förändras. Objektprovstycken samt ändringar i porstrukturen testas i godkänd provningsanstalt.

6.3.2 BETONGENS TRYCKHÅLLFASTHET MED PROVSTYCKEN GJUTNA I FORM

Vid kontroll av tryckhållfasthetens kravenlighet iaktas punkt 8.2.1 i standarden SFS-EN 206-1.

6.3.3 BETONGENS TRYCKHÅLLFASTHET VID OBJEKTPROV

6.3.3.1 Allmänt

Om det vid kontroll av kravenligheten av elementers tryckhållfasthet används objektprov eller om det finns speciell anledning att utreda tryckhållfastheten från den färdiga konstruktionen, iaktas punkterna 6.3.3.2 och 6.3.3.3. Betongens tryckhållfasthet uppfyller kraven, om på basen av bedömningspartiet ingående objektprovstycken beräknad relationshållfasthet uppfyller kraven i punkten 6.3.3.3. I fortlöpande produktion kan det också användas villkor för kravenlighet hos betongens tryckhållfasthet i enlighet med punkt 8.2.1 i standarden SFS-EN 206-1 och dessutom multiplicera betongens villkorsenliga tryckhållfasthetskrav med 0,85 (klass 1) eller 0,80 (klass 2).

6.3.3.2 Tryckhållfasthet hos färdig konstruktion

Provtagningsställena väljs med iakttagande av slumpmässighetsprincipen varvid det samtidigt tillses, att konstruktionens funktion inte blir menligt påverkad. Proven lösgörs av sakkunnig person med ändamålsenliga redskap och metoder. Efter lösgöringen levereras proven utan dröjsmål omsorgsfullt förpackade till godkänd provningsanstalt, som tillverkar provkropparna samt lagrar och testar dem.

Som objektprovkroppar används i allmänhet cylindrar vilkas diameter är 100 mm och i vilka förhållandet mellan diametern och höjden är $1 \pm 0,05$. Vid behov kan också cylindrar med annan diameter användas.

Konstruktionerna uppdelas i bedömningspartier efter konstruktions- och hållfasthetsklass och så, att tillverknings-, efterbehandlings- och de eventuella värmebehandlingsmetoderna för konstruktionerna i bedömningspartiet inte väsentlig skiljer sig från varandra.

Det erforderliga antalet provkroppar bestäms per bedömningsparti. Minimiantalet provkroppar är 3.

Före räkneoperationerna förvandlas de enskilda provresultaten till hållfastheter hos kub med 150 mm kant enligt punkt 6.3.3.3. Hållfastheterna anges med noggrannheten 0,5 MN/m².

Om antalet provstycken är minst 15 är relationshållfastheten K_k det lägre av följande värden

$$K_k = f_{cm} - 1,48 s \text{ eller}$$

$$K_k = f_{cmin} + 4$$

Om antalet provstycken är 3...14 st. är relationshållfastheten K_k det lägre av följande värden

$$K_k = f_{cm} - f_n \text{ eller}$$

$$K_k = f_{cmin} + 4$$

där

f_{cm} är provresultatens medelvärde

f_{cmin} är det lägsta provresultatet

f_n beror på antalet provresultat och den väljs ur tabell 6.1

s är standardavvikelsen, vars värde framgår av uttrycket

$$s = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (f_{ci} - f_{cm})^2}{n - 1}}$$

där

f_{ci} är enskilt provresultat

n är antalet provresultat.

Om avvikelserberäkningen baseras på mindre antal provresultat än 25, får mindre värde än 2 MN/m² inte användas som värde för standardavvikelsen. Relationshållfastheten anges med noggrannheten 1 MN/m².

TABELL 6.1

Avhängigheten mellan faktorn f_n och antalet provkroppar.

| n | f_n [MN/m ²] |
|---------|----------------------------|
| 10...14 | 4 |
| 7...9 | 5 |
| 3...6 | 6 |

6.3.3.3 Förvandling av hållfastheten hos enskilt objektprovstycke till hållfasthet hos kub med 150 mm kant

Enskilda hållfasthetsresultat förvandlas på följande sätt till relationshållfasthet hos kub med 150 mm kant:

- om cylindrarnas diameter är 100...150 mm, multipliceras enskilt hållfasthetsresultat med talet 1,05
- om cylindrarnas diameter är 50...80 mm, multipliceras enskilt hållfasthetsresultat med talet 1,1
- mellanliggande värden 80...100 mm interpoleras lineärt
- resultaten för cylindrar, hoplimmade av två delar, multipliceras därutöver med talet 1,05.

6.3.3.4 Bedömningsstatsens accepterbarhet

Bedömningsstats skall godkännas, om relationshållfastheten i konstruktioner av klass 1 är minst 85 % och i konstruktioner av klass 2 minst 80 % av den nominella hållfastheten och om förhållandet mellan standardavvikelsen och medelvärdet är mindre än 0,15. Om nämnda förhållande är $\geq 0,25$, skall relationshållfastheten fullständigt uppfylla det hållfasthetskrav som ställts.

6.3.4 KONSTATERANDE AV BETONGENS HÅLLBARHETSEGENSKAPER OCH ÖVRIGA EGENSKAPER

Konstaterandet av hållbarhetsegenskaper och övriga egenskaper utförs med iakttagandet av anvisningarna i standarden SFS-EN 206-1 och dess nationella bilaga. Betongens frostbeständighet påvisas på ett allmänt accepterat sätt. Om konstruktionens planerade livslängd är över 50 år, eller då man annars så överenskommer, påvisas konstruktionens hållbarhet på ett allmänt accepterat sätt.

Förklaring: I publikationen BY 50 har det angetts konstaterande av kravenligheten med avseende på betongens frostbeständighet samt en dimensioneringsmetod för konstruktionens livslängd över 50 år.

Meddelande om resultaten av prov för konstaterande av betongens hållbarhetsegenskaper och övriga egenskaper görs i fall av kontrollerad tillverkning till av miljöministeriet godkänd institution, som vid förekomst av bristande kvalitet ytterligare gör meddelande därom till byggnadsinspektören.

6.3.5 INJEKTERINGSMURBRUKETS DUGLIGHET

Av injekteringsmurbruket tillverkas under arbetet provkroppar för hållfasthetsprov, minst sex provkroppar per arbetsobjekt.

Kravet på hållfasthet i medeltal hos provkropparna är

16 MN/m², då provningsåldern är 7d
20 MN/m², då provningsåldern är 28d.

Hållfasthetsprovet utförs med cylindrar vilkas diamerter och höjd är cirka 100 mm. Provkropparna tillverkas senast inom 5 minuter från det att blandningen upphört och med användning av formar som tätt kan tillslutas. Intill provningen förvaras provkropparna på arbetsplatsen i 1...2 dygn inneslutna i formarna vid en temperatur av $+ 20 \pm 2$ °C. . Efter detta levereras proven i formarna till godkänd provningsanstalt, som tillverkar provkropparna samt uppbevarar och testar dem. Vid testningen förkortas cylindrarna upptill så att de får normhöjd och de tas ut ur formen omedelbart före bestämning av tryckhållfastheten. Hållfasthetsprovstycken testas antingen i 7 eller 28 dygns ålder, varvid kravet på hållfasthet i medeltal är 16 MN/m² (7d) eller 20 MN/m² (28d). Enstaka provresultat får underskrida medelvärde med högst 25 %.

I exponeringsklasser (SFS-EN 206-1) XF 1...4 påvisas murbrukets frostbeständighet på ett sätt, som anges i allmänt accepterade anvisningar, vilka baserar sig på dessa anvisningar. Frostbeständighetsprovning utförs i godkänd provningsanstalt.

Förklaring: I publikationen BY 50 har det angetts metod med avseende på injekteringsmurbrukets frostbeständighet.

6.3.6 DUGLIGHETEN HOS MURBRUK FÖR KONSTRUKTIONSFÖGAR

Murbrukets hållfasthet bedöms med tillämpning av anvisningarna om betong i standarden SFS-EN 206-1. I exponeringsklasser XF 1...XF 4 påvisas murbrukets hållbarhet i enlighet med allmänt accepterade anvisningar, vilka baserar sig på dessa anvisningar.

Förklaring: I publikationen BY 50 har det angetts en metod med avseende på fogmurbrukets frostbeständighet.

6.4 Armerings- och spännståls duglighet

6.4.1 ARMERINGSSTÅL OCH ARMERINGSENHETER

Armeringsstål och armeringsenheter som levereras bör uppfylla för dom i gällande SFS-standarder angivna krav och de bör vara certifierade.

Dugligheten av armeringsstål och armeringsenheter anses normalt godtagbara, om dugligheten har konstaterats på endera av följande förfarande:

- fortlöpande certifieringsordning
- partienligt certifieringsordning

Som bevis på certifiering förses produktbuntarna med SFS-märke med stöd av antingen fortlöpande eller partienligt märkningstillstånd.

Inverkan på armeringens egenskaper av rättning av armeringen som levereras i knippar bör utredas i enlighet med gällande certifieringsinstruktioner.

6.4.2 ARMERINGSSTÄNGERNAS SVETSSKARVAR GJORDA PÅ BYGGPLATSEN

Före duglighetsproven görs på den plats där konstruktionerna tillverkas preliminära bockningsprov, varvid minst tre provstycken per stångstorlek används. När proven har gett godtagbara resultat, sänds av provstyckena hopsvetsade provkroppar i minst tre exemplar för dragprov och i tre exemplar för bockningsprov för testning vid godkänd provningsanstalt.

Har godtagbara resultat vunnits av proven vid provningsanstalten, kan svetsarbetena i skarvarna inledas.

Under arbetets gång testas vid godkänd provningsanstalt genom bockningsprov minst tre skarvar för varje påbörjat 200-tal skarvar, dock minst en per arbetsskift, och genom dragprov minst tre skarvar för varje på-

börjat 600-tal skarvar. Om vid bågsvetsning extra stål insvetsas i skarv, behöver bockningsprov inte utföras. Däremot utförs samma antal dragprov. Provstyckena för provning kapas av för konstruktionerna avsedda färdigt skarvade stänger.

Om i serie på tre provstycken ens ett ger otillfredsställande resultat, upprepas provserien, men antalet upprepade prov fördubblas. De skarvar som provstyckena representerar godkänns endast om resultaten av alla dessa upprepade prov överensstämmer med fordringarna.

På byggnadsplats skall för byggnadsinspektören och vid kontrollerad elementtillverkningsanläggning likaså för kontrollerande institution finnas resultaten av ovan nämnda prov. Också resultaten av provningarna av svetsskarvarna i armeringen i element tillverkade av okontrollerad elementtillverkningsanläggning skall finnas på byggnadsplatsen.

6.4.3 MEKANISK SKARVNING AV ARMERINGSSTÄNGER

Mekaniska skarvars egenskaper bör framgå av certifierad bruksanvisning. Dugligheten av specialskarvar i armeringsstängerna anses normalt godtagbara, om

- det har konstaterats, att ett kvalitetskontrollavtal rörande dessa har ingåtts med Statens tekniska forskningscentral, eller
- tillverkarens kvalitetskontroll är under kontinuerlig tillsyn av institution som godkänts av miljöministeriet.

6.4.4 LASTÖVERFÖRANDE METALLDELAR OCH ANKARE

Egenskaperna hos metalldelar, som överför laster i betongkonstruktioner, och lyftankare bör framgå av en certifierad bruksanvisning.

Dugligheten hos metalldelar, som överför laster i betongkonstruktioner, och lyftankare anses normalt godtagbar, om

- det konstateras, att med statens tekniska forskningscentral ingåtts kvalitetskontrollavtal beträffande dessa eller
- tillverkarens kvalitetskontroll av dessa står under kontinuerlig tillsyn av institution som godkänts av miljöministeriet.

I övrigt fall konstateras dugligheten vid godkänd provningsanstalt på grundvalen av prov på den plats där konstruktionerna tillverkas.

På byggnadsplatsen skall för byggnadsinspektören och vid elementtillverkningsanläggningen likaså för kontrollerande institution finnas uppgifter med stöd av vilka det konstateras att kvalitetskontrollavtal har ingåtts beträffande metalldelarna eller det konstateras att tillverkningen av metalldelarna står under kontinuerlig tillsyn av institution som godkänts av ministeriet, eller resultaten av ovan nämnda duglighetsprov. På byggnadsplatsen skall dessa uppgifter finnas också om lastöverförande metalldelar och lyftankare, som ingår i element tillverkade av okontrollerade elementtillverkningsanläggningar.

6.4.5 SPÄNNSTÅL

Spännstål bör antingen uppfylla för dom i gällande SFS-standarder angivna krav och de bör vara certifierade eller de bör ha en certifierad bruksanvisning. Certifierade produkter förses med SFS-märke med stöd av antingen fortlöpande eller partienligt märkningstillstånd.

Om det konstateras, att med statens tekniska forskningscentral ingåtts kvalitetskontrollavtal beträffande de spännstål som används, behövs inte duglighetsprov på den plats där konstruktionerna tillverkas.

Om intet avtal finns, konstateras dugligheten på grundvalen av prov. STF eller av denna auktoriserad tar prov av stålen. Duglighetsproven utförs på STF. Resultaten av duglighetsprov tillkännages institution, som har certifierat bruksanvisningen. När duglighetsprov utförs tillämpas de i standarderna SFS 4010, SFS 4760, SFS 4889 och SFS 4890 angivna statistiska

TABELL 6.2

Prov som utförs med provstycken av spännstål

| Spännstål/Prov | Trådar $\varnothing \leq 8$ mm | Stänger $\varnothing > 8$ mm | Linor |
|---|--------------------------------|------------------------------|-------|
| 1. Mått | x | x | x |
| 2. Dragprov | x | x | x |
| 3. Böjningsprov | | x | |
| 4. Böjningsdragprov | | | x |
| 5. Bockningsprov | x | | |
| 6. Relaxationsprov | x | x | x |
| 7. Kemisk sammansättning | x | x | x |
| 8. Hållfasthetsegenskaper i höga temperaturer | x | x | x |

principerna så, att man vid påvisandet av dugligheten når samma statistiska säkerhet som i produktion övervakad enligt kvalitetskontrollavtal med STF. Provet tas av obearbetat spännstål. Provstyckena väljs så, att de så bra som möjligt representerar det parti som undersöks. Provstyckena tas av olika knippen, spolar eller buntar samt av olika trådar, stänger och linor. Provstyckena undergår de prov som avses i tabell 6.2

6.5 Granskning av konstruktions-tillverkning och färdiga konstruktioner

Före gjutningen skall formarna jämte stöd-konstruktioner och armeringen granskas med beaktande av att objektet även i övrigt bör vara färdigt för gjutning. Likaså skall fogarna mellan element jämte stål och förbindningsdelar granskas före gjutningen av fogarna. Kontrollantens signatur inklusive förtydligandet bokförs i betonggjutningsprotokollet eller på ritningarna.

Färdiga konstruktioner granskas på behörigt sätt förrän de på något sätt rättas till eller övertäcks eller granskningen av dem eljest förhindras.

Om tillverkaren av elementfasad inte ingår under tillsyn av institution som godkänts av miljöministeriet, bör av färdig yttre skikt lösgöras provkroppar, ur vilka bestäms tryckhållfastheten i enlighet med punkt 6.3.3 och frostbeständigheten med minst tre provkroppar per byggnad. Provkropparna för frostbeständighet provas i godkänd provningsanstalt. Betongskiktet i alla yttre skikt mäts till exempel med magnetmätare, förutom om armering B600KX används. Om resultaten inte motsvarar kraven, utreds fasaders skick med dels tilläggsutredningar och tillståndsbesiktning.

6.6 Åtgärder med anledning av otillfredsställande kvalitet hos konstruktioner

Om konstruktioners kvalitet på grund av prov, som utförts för att konstatera dugligheten, eller av granskningar av arbetets utförande och färdig konstruktion ej kan anses vara godtagbar, skall konstruktionernas duglighet utredas skilt för sig.

I enkla fall kan man nöja sig med att utreda säkerheten genom kontrollberäkningar.

I övriga fall skall det först genom metoder som ej söndrar materialet samt på grundvalen av tillgängligt kvalitetskontrollmaterial utredas på vilka områden otillfredsställande kvalitet uppträder. Om otillfredsställande kvalitet hos betongen är i fråga, skall betongens faktiska egenskaper utredas med tillhjälp av provstycken som lösgjorts från den färdiga konstruktionen. Samma förfarande skall iakttagas, om tillverknings- eller efterbehandlingsmetoden är sådan, att de resultat som provkroppar gjutna i form lämnat ej kan anses vara tillförlitliga. Armeringsfel med avseende på ståls kvalitet, mängd, placering, skarvar och förankring skall undersökas på sätt som är lämpade för ändamålet. Måttavvikelserna i färdiga konstruktioner skall utredas i erforderlig omfattning.

På grundvalen av det erhållna materialet görs en utredning om arten av de åtgärder genom vilka konstruktionen kan försättas i godtagbart skick. Vid behov skall en speciell hållfasthetsutredning göras varvid hänsyn skall tagas till alla faktorer som inverkar på konstruktionernas hållfasthet, brandsäkerhet och hållbarhet.

Konstruktionernas hållfasthetsteoretiska duglighet kan också konstateras genom provbelastning.

Alla prov som utförs med anledning av otillfredsställande kvalitet samt proven i samband med annan testning av bärande konstruktioner skall utföras på åtgärd av godkänd provningsanstalt.

Reparation av konstruktioner får ej inledas förrän byggnadsinspektören har godkänt reparationsplanen. Kommer i fråga begränsning av konstruktions användning avvika från byggbestämmelserna, skall den alltid baseras på särskild hållfasthetsutredning som gjorts av godkänt provningsanstalt och på beslut av myndighet som beviljar byggnadslov.

MINERALISKA TILLSATSMATERIAL SOM BINDEMEDEL OCH KONSTGJORT STENMATERIAL I BETONG

7.1 Tillämpningsområde och allmänna anvisningar

Dessa anvisningar gäller följande mineraliska tillsatsmaterial som jämte byggnadscement används som bindemedel eller stenmaterial i betongen i betongkonstruktioner som är bärande eller som kräver väderbeständighet:

- flygaska
- mald masugnsslagg
- granulerad, pelleterad eller luftkyld masugnsslagg
- luftkyld ferrokromsslagg
- silikastoft.

För dessa delmaterial i betong anges kvalitetskraven och begränsningarna av användningen samt lämnas anvisningar rörande kvalitetskontrollen och konstaterandet av dugligheten.

Angelägenheter i förening med arbetarskyddet har behandlats i arbetarskyddsstyrelsens beslut 6.4.1984 om skyddsinformationsblad angående hälsofarliga ämnen (ASSb 738/90).

I dessa anvisningar nämnda tillsatsmaterial kan användas i betongkonstruktioner som är bärande eller som kräver väderbeständighet, om de uppfyller de krav som uppställts och om kvalitetskontrollen ordnas och dugligheten konstateras i enlighet med denna instruktion.

Den som svarar för betongtillverkningen skall ha kompetens som betongsarbetsledare av klass 1 eller på annat sätt ha styrkt sin kompetens i betongteknologi och användning av tillsatsmaterial.

Betongtillverkare skall när han använder tillsatsmaterial förvara uppgifterna om de platser där betongen använts och om de mängder tillsatsmaterial som använts.

7.2 Definitioner

Flygaska

Puzzolan som uppstår i kraftverk vid förbränning av kolpulver och som avkiljs från rökgaserna.

Masugnsslagg

Vid tackjärnsframställning genom avkyllning av i masugn uppkommen basisk silikatfluss erhållen produkt, som har latent hydrauliska egenskaper.

Masugnsslagg indelas i tre kvaliteter:

- Granulerad slagg är i vatten med stor vattentäthet snabbkyld slagg vars glashalt överstiger 75 % och som i allmänhet har goda latent hydrauliska egenskaper.
- Pelleterad slagg är i luft med mindre mängd vatten kontrollerat snabbkyld slagg vars glashalt i allmänhet är 30...75 % och vars latent hydrauliska egenskaper är sämre än hos granulerad slagg.
- Luftkyld slagg är på marken uttappad fritt avkyld slagg, vars glashalt understiger 30 % och vars latent hydrauliska egenskaper är svaga.

Mald masugnsslagg

Finmald granulerad eller pelleterad masugnsslagg, som har latent hydrauliska egenskaper.

Ferrokromsslagg

Vid tillverkning av ferrokrom genom avkyllning erhållen produkt.

Silikastoft

Vid framställning av kiseljärn och kisel uppkommande mycket finfördelad puzzolan som avskiljs ur rökgaserna.

7.3 Kvalitetskontroll av tillsatsmaterial och deras duglighet

7.3.1 ALLMÄNT

Säkerhetsteknikcentralen är den myndighet som har tillsyn över tillsatsmaterialens kvalitet och över tillverkningen, lagringen, hanteringen och den kontinuerliga kvalitetskontrollen av dem, såvida produkten inte har CE-märkts.

Godkänd provningsanstalt utför de materialprovningssuppgifter som sammanhänger med kvalitetskontrollen, eller i fråga om CE-märkta produkter notifierad anstalt.

Tillsatsmaterialens duglighet kan konstateras på två sätt:

- Den som tillverkar, använder eller säljer produkten så som en avtalspart, som nedan kallas produktens representant, godkänd provningsanstalt såsom andra och Säkerhetsteknikcentralen såsom tredje avtalspart ingår inbördes ett kvalitetskontrollavtal, som gäller kontinuerlig kvalitetskontroll av produkten och myndighets granskningar.
- Om intet kvalitetskontrollavtal har ingåtts, granskas kvaliteten hos varje leveransparti. Den som använder produkten svarar för att kvalitetsgranskningen har skett.

7.3.2 KVALITETSKONTROLL ENLIGT AVTAL OM KVALITETSKONTROLL OCH GRANSKNINGAR UTFÖRDA AV MYNDIGHET

7.3.2.1 Kvalitetskontroll

I kvalitetskontrollavtal preciseras uppgifterna och skyldigheterna för produktens representant och för provningsanstalten samt konstateras eventuella justeringar i de av myndighet utförda granskningar som nämns i punkt 7.3.2.2 i denna instruktion.

Vid kvalitetskontrollen förvissas man sig om att tillsatsmaterialet uppfyller de krav som i dessa anvisningar ställs på det och att tillverkningen, hanteringen, transporten och lagringen av produkten är ändamålsenlig. Produktens representant kontrollerar kontinuerligt produktens kvalitet och för bok över resultaten av kvalitetskontrollproven.

Provtagningen, behandlingen av prover, provtagningsfrekvensen och de testningsmetoder som används preciseras i varje förekommande fall särskilt för sig. Om så önskas kan det förfarandet iaktas, att tillverkaren eller den som använder tillsatsmaterialet utför en del av testerna och den som använder tillsatsmaterialet en del.

7.3.2.2 Av myndighet företagna granskningar

Säkerhetsteknikcentralen granskar tillsatsmaterialets kvalitet och tillverkarens kontinuerliga kvalitetskontroll. I granskningarna ingår följande åtgärder:

- Kontrollbesök görs minst en gång om året. Det klarläggs vid kontrollbesök om kvalitetskontrollen motsvarar fordringarna. Kontrollbesök innefattar översiktlig granskning av kvalitetskontrollmetoderna och kvalitetskontroll samt granskning av kvalitetskontrollens journaler.

- Kvalitetsgranskning och nivågranskning utförs minst en gång om året. Antalet granskningar beror på den mängd tillsatsmaterial som produktens representant levererat eller använt samt på antalet av kvalitetskontrollavtalet berörda enheter som tillverkar, använder eller lagrar produkten.

Vid kvalitetsgranskning utreds på grundvalen av prov vid godkänd provningsanstalt huruvida tillsatsmaterialet uppfyller kraven i dessa anvisningar.

Vid nivågranskning undersöks huruvida testningsresultaten från godkänd provningsanstalt och från laboratorium som ombesörjer produktens representants kontinuerliga kvalitetskontroll är tillräckligt enhetliga.

Provresultaten och provningsanstaltens utlåtande om dem sänds till Säkerhetsteknikcentralen, som på basen av ovan nämnda material konstaterar produktens duglighet.

7.3.3 KVALITETSGRANSKNING AV PARTI

Om intet kvalitetskontrollavtal har ingåtts beträffande tillsatsmaterialet, konstateras dess duglighet varje gång ett parti levereras, varvid man också förvissas sig om att tillverkningen, hanteringen, transporten och lagringen av produkten är ändamålsenlig. Som leveransparti betraktas parti av tillsatsmaterial som är av samma kvalitet och som levereras kontinuerligt och kan anses ha tillräckligt jämn kvalitet.

Vid kvalitetsgranskningen av leveransparti konstateras det att tillsatsmaterialet uppfyller kraven i dessa anvisningar. Proven görs vid godkänd provningsanstalt.

Provresultaten sänds till Säkerhetsteknikcentralen, som godkänner leveranspartiet för användning, om det uppfyller kraven i dessa anvisningar, eller fattar beslut om andra åtgärder som behövs med avseende på leveranspartiet.

7.3.4 PROVTAGNING

Inom kvalitetskontrollen enligt kvalitetskontrollavtal iaktas beträffande provtagningen de principer som angetts i punkt 7.3.2.1. Vid kvalitetsgranskning av leveransparti tas prov i enlighet med tabell 7.1. Generalprovet består av delprov, som opartiskt tas av olika delar av det parti som undersöks. Proven tas av provtagare som godkänts av Säkerhetsteknikcentralen.

Säkerhetsteknikcentralen lämnar närmare anvisningar om provtagningen.

TABELL 7.1

Provtagningsfrekvens vid kvalitetsgranskning av leveransparti

| Tillsatsmaterial | Leveransparti ton | Antal generalprov |
|---|-------------------|-------------------|
| Flygaska | < 50 | 1 |
| | 50–150 | 2 |
| | 150–300 | 3 |
| | > 300 | 3/300 t |
| Mald masugnsslagg | < 150 | 1 |
| | 150–500 | 2 |
| | 500–2000 | 3 |
| | > 2000 | 3/2000 t |
| Granulerad, pelleterad och luftkyld masugnsslagg, ferrokromslag | < 150 | 1 |
| | 150–500 | 2 |
| | 500–2000 | 3 |
| | > 2000 | 3/2000 t |
| Silikastoft | < 50 | 1 |
| | 50–150 | 2 |
| | 150–300 | 3 |
| | > 300 | 3/300 t |

7.3.5 INFORMATION OM TILLSATSMATERIAL

Den som tillverkar eller säljer tillsatsmaterial skall ge den som använder produkten tillräcklig information om produktens kvalitet och variationerna i den samt om hanteringen, transporten och lagringen av produkten.

Betongtillverkaren skall underrätta konstruktionstillverkaren om tillsatsmaterialens användning samt ge tillräcklig information om omständigheter som inverkar på konstruktionstillverkningen, såsom om efterbehandlingen.

7.3.6 ÅTGÄRDER MED ANLEDNING AV OTILLFREDSSTÄLLANDE KVALITET

Om kvalitetskontrollen eller kvalitetsgranskningen av leveransparti ger vid handen att tillsatsmaterialet inte uppfyller de uppställda kraven, får produkten i allmänhet ej användas. Användning av sådan produkt är möjlig endast med tillstånd från Säkerhetsteknikcentralen efter det att det utretts om användningen kan tillåtas exempelvis genom begränsning av de mängder som används eller av bruksplatserna med beaktande bl.a. av de krav som konstruktionernas bärformåga och hållbarhet föranleder.

7.4 Flygaska

Flygaska som uppfyller kraven i standarden SFS-EN 450 anses lämpa sig i betong. Provtagnings- och provningsfrekvenser i standarden är vägledande. I kvalitetskontroll i enlighet med kvalitetskontrollavtal kan provningsmängder reduceras för de egenskaper, som kontinuerligt uppfyller kraven. Flygaska av klass A bör uppfylla glödförlustkravet $\leq 5\%$ i standarden. Glödförlusten får vara högst 7 % för flygaska av klass B.

När flygaska används beaktas dess inverkningar på betongmassans och den hårdnade betongens egenskaper. Härvid fästs uppmärksamhet vid bland annat följande omständigheter:

- de inverkningar som variationerna i flygaskans kvalitet utövar på betongens egenskaper
- betongens bearbetbarhet
- betongens hållfasthetsutveckling och temperaturrens inverkan på den
- att cementmängden med beaktande av miljöförhållandena är tillräcklig för att garantera långvarig hållbarhet hos konstruktionen
- den inverkan som flygaskans kolhalt i samband med användning av tillsatsmedel, speciellt porbildande tillsatsmedel, utövar på doseringen av tillsatsmaterialet
- efterbehandlingen
- betongens färg.

Om frostbeständighetskrav ställts på betongen, skall vid betongtillverkningen användning av flygaska undvikas, emedan den betydligt kan försvåra att porbildningen lyckas. Flygaska av klass A kan dock användas vid tillverkning av frostbeständig betong, om det genom prov på förhand utreds vilka inverkningar det återstående kolet och variationerna i det har på doseringen av det porbildande tillsatsmedlet samt om det tillses att luftmängden i betongmassan mäts på gjutningsplatsen och att efterbehandlingen är grundlig.

7.5 Mald masugnsslagg

7.5.1 SAMMANSÄTTNINGEN OCH EGENSKAPERNA HOS MALD MASUGNSLAGG

Sammansättningen och egenskaperna hos mald masugnsslagg skall uppfylla de krav som anges i tabell 7.2.

TABELL 7.2

Kraven på mald masugnsslags sammansättning och egenskaper

| Testningsobjekt | Krav |
|--|----------|
| Aktivitetsindex | |
| 7d | 50 % |
| 28 d | 75 % |
| bindningstid | ≥ 45 min |
| | ≤ 8 h |
| S ²⁻ | ≤ 2,0 % |
| Cl ⁻ | ≤ 0,05 % |
| MgO | ≤ 16,0 % |
| CaO + MgO + Al ₂ O ₃ | ≥ 1,0 |
| SiO ₂ | |

7.5.2 ANVÄNDNING AV MALD MASUGNSLAGG

I enlighet med dessa anvisningar kan mald masugnsslagg tillsammans med byggnadscement användas som bindemedel i betong.

När mald masugnsslagg används skall dess inverknings på betongmassans och den hårdnade betongens egenskaper beaktas. Härvid uppmärksammas bl.a. följande omständigheter:

- bindemedelsegenskaperna hos den malda masugnsslagen beroende på dess sammansättning, avkylningssättet och malningen
- betongens bearbetbarhet och vattenseparationen
- utvecklingen av betongens hållfasthet speciellt vid låga temperatur
- den malda masugnsslagens inverkan på användningen av tillsatsmedel i betongen
- betongens efterbehandling speciellt med hänsyn till konstruktionens hållbarhet.

7.6 Masugnsslagg och ferrokromslag som konstgjort stenmaterial i betong

7.6.1 SAMMANSÄTTNINGEN OCH EGENSKAPERNA HOS MASUGNSLAGG OCH FERROKROMSLAGG

Luftkyld krossad masugnsslagg, pelleterad och granulerad masugnsslagg samt krossad ferrokromslag, som används såsom konstgjort stenmaterial i betong, skall uppfylla de krav som anges i tabell 7.3.

TABELL 7.3

Kraven på omald slaggs sammansättning och egenskaper

| Testningsobjekt | Krav |
|-----------------------------------|--------------------------|
| SO ₃ | ≤ 0,7 % |
| Cl ⁻ | ≤ 0,02 % |
| svavel totalt | ≤ 2,0 % |
| menliga järnföreningar | får ej förekomma |
| instabil 2 CaO · SiO ₂ | får ej förekomma |
| täthet och uppsugning av vatten | kraven ställs produktvis |

7.6.2 ANVÄNDNING AV MASUGNSLAGG OCH FERROKROMSLAGG SOM KONSTGJORT STENMATERIAL

Som konstgjort stenmaterial i betong används masugnsslagg i form av luftkyld kross, pelleterat eller granulerat. Ferrokromslag används i form av luftkyld kross.

När slagg används som konstgjort stenmaterial i betong tillämpas anvisningarna i punkterna 4...6.

7.7 Silikastoft

7.7.1 SILIKASTOFTETS SAMMANSÄTTNING OCH EGENSKAPER

Silikastoftets sammansättning och egenskaper skall uppfylla de krav som anges i tabell 7.4.

TABELL 7.4

Kraven på sammansättningen och egenskaperna hos silikastoft

| Testningsobjekt | Krav |
|------------------|---------|
| Glödförlust | ≤ 5 % |
| SiO ₂ | ≥ 80 % |
| MgO | ≤ 5,0 % |
| Cl ⁻ | ≤ 0,3 % |

7.7.2 ANVÄNDNING AV SILIKASTOFT

När silikastoft används beaktas dess inverknings på betongmassans och den hårdnade betongens egenskaper. Härvid uppmärksammas bland annat följande omständigheter:

- de inverkningsvariationerna i silikastoftets kvalitet har på betongens egenskaper

- på grund av sin stora finhet inverkar silikastoftet på betongens konsistens och medför behov av användning av tillsatsmedel som ökar konsistensen
- att cementmängden är tillräcklig med hänsyn till miljöförhållandena så att långvarig hållbarhet hos konstruktionen försäkras
- utvecklingen av betongens hållfasthet och temperaturens inverkan på den med beaktande av att silikastoft vid rumstemperatur och lägre temperatur inte inverkar ökande på korttidshållfastheter
- den inverkan som silikastoftets kolhalt i samband med användning av tillsatsmedel; speciellt porbildande medel, utövar på doseringen av tillsatsmedlet
- efterbehandlingen.

7.8 Tillverkningskontroll av konstruktioner

När tillsatsmaterial används övervakas tillverkningen av betongkonstruktioner med iakttagande av anvisningarna i kapitel 5. Speciellt ägnas uppmärksamhet åt konstruktionernas hållbarhet i de fall, då konstruktionerna kommer att utsättas för förhållanden som är svåra med avseende på hållbarheten, åt att betongens hållfasthetsutveckling säkras särskilt i kallt väder samt åt att efterbehandlingen av betongen är omsorgsfull.

8

BRANDTEKNISK DIMENSIONERING

8.1 Allmänna anvisningar

En konstruktions eller byggnadsdels brandmotståndsförmåga bedöms med brandmotståndstiden, som kan bestämmas experimentellt i enlighet med gällande standard eller med iakttagande av de förfaringssätt som anges i dessa anvisningar.

I dessa anvisningar anges dimensioneringsgrunderna för fastställande av betongkonstruktioners brandmotståndstid genom beräkning och tabelldimensioneringen för olika brandmotståndstider.

8.2 Grunderna för brandteknisk dimensionering

8.2.1 KONSTRUKTIONERS BRANDMOTSTÅNDSFÖRMÅGA

8.2.1.1 Bärande konstruktions brandmotståndsförmåga

Med brandmotståndsförmåga hos bärande konstruktion, byggnadsdel eller fog förstås att den bärförmåga som belastningen under brand kräver bibehålls under branden. Det anses att denna bestäms på grund av den tid som behövs för att uppnå brott- eller böjgränstillstånd.

8.2.1.2 Sektionerande konstruktions brandmotståndsförmåga

Med brandmotståndsförmåga hos sektionerande konstruktion eller byggnadsdel förstås att isoleringsförmågan och tätheten bibehålls under brand. Isoleringsförmågan är konstruktionens förmåga att förhindra värmespridning och tätheten dess förmåga att förhindra att gaser tränger genom konstruktionen. Som grund för bedömning av isoleringsförmågan används temperaturstegringen i konstruktionsytan på motsatta sidan om branden. Konstaterandet av att tätheten bibehållas skall baseras på prov.

8.2.2 KRAV PÅ BRANDMOTSTÅNDSFÖRMÅGA

8.2.2.1 Konstruktions brandmotståndstid

Brandmotsståndsformåga hos konstruktion eller byggnadsdel mäts med brandmotsståndstiden. Härmed avses den vanligen i minuter uttryckta tid under vilken byggnadsdelen uppfyller kraven på brandmotsståndsformåga i punkterna 8.2.2.2 och 8.2.2.3 under de brandförhållanden som preciseras i punkt 8.2.3.

8.2.2.2 Krav på konstruktions bärförmåga

En konstruktions bärkraft anses ha gått förlorad och brottgränstillståndet vara uppnått när konstruktionen rasar. Brottgränstillståndet anses ha blivit uppnått också när ökningen av konstruktionens böjning under en minut överskrider värdet $L^2/9000 h$, där L är konstruktionens spännvidd och h tvärsnittets effektiva höjd. Böjgränstillståndet anses ha blivit uppnått när konstruktionens böjning överskrider värdet $L/30$.

Ovan nämnda värden för böjningen och böjhastigheten kan överskridas under förutsättning att andra bärande eller sektionerande byggnadsdelar inte vilar på konstruktionen och att konstruktionen vid sin böjning inte skadar nedanför belägna konstruktioner av motsvarande slag. Vid projekteringen av sådana konstruktioner måste särskild uppmärksamhet ägnas åt

konstruktionens deformeringskapacitet på stöden och åt att konstruktionens helhet bibehåller sin stabilitet och bärförmåga samt i fråga om sektionerande konstruktioner också sin täthet oberoende av att funktionsättet eventuellt förändrats under brand.

8.2.2.3 Krav på konstruktions isoleringsförmåga

Vad isoleringsförmågan vidkommer anses sektionerande konstruktion ha förlorat sin brandmotsståndsformåga då stegringen av medeltemperaturen i konstruktionens yta på den motsatta sidan om branden överstiger värdet 140 °C eller den största temperaturstegringen överstiger värdet 180 °C eller då den högsta temperaturen överstiger värdet 220 °C oberoende av initialtemperaturen.

8.2.3 BRANDFÖRHÅLLANDEN

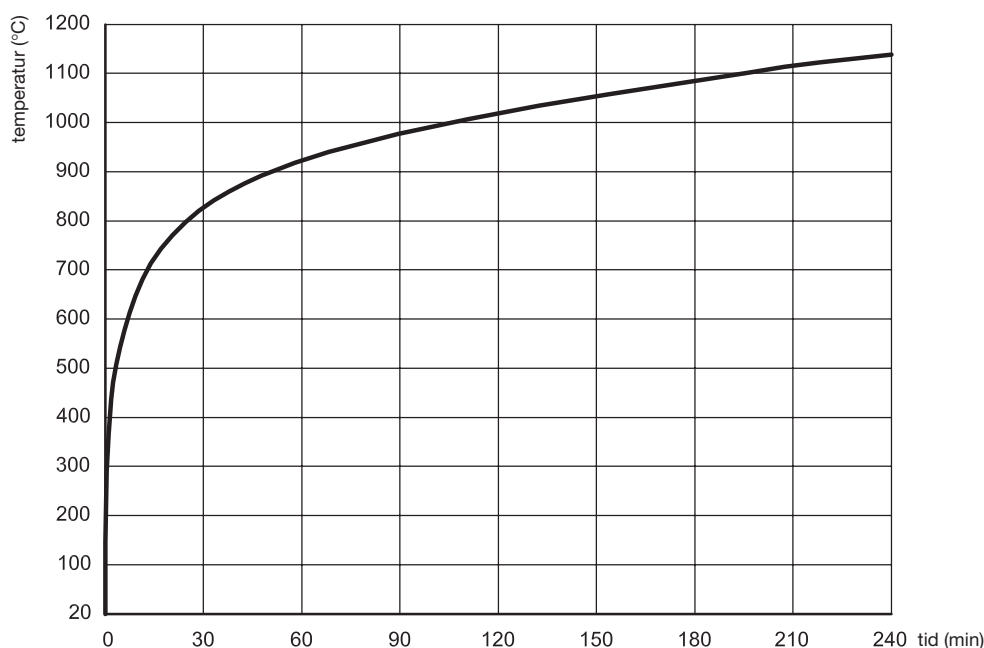
Tid-temperaturavhängigheten i brandutrymme beräknas vid s.k. standardbrand ur formeln

$$T - T_0 = 345 \lg(8t + 1) \quad (8.1)$$

där

T är temperaturen ($^{\circ}\text{C}$) i brandutrymmet vid tidpunkten t (min)

T_0 är temperaturen ($^{\circ}\text{C}$) vid tidpunkten $t = 0$.



Figur 8.1

Sambandet tid-temperatur i brandutrymmet vid standardbrand, då initialtemperaturen är $+20\text{ °C}$

Tid-temperaturavhängigheten i brandutrymmet kan också bestämmas genom att undersöka energibalansen i brandutrymmet. Härvid beaktas brandlastens storlek och förbränningsegenskaper, inverkningsen av öppningar av brandutrymmet, brandutrymmets geometri och storlek samt de termiska egenskaperna hos byggnadsmaterial i de konstruktioner som gränsar mot brandutrymmet.

8.2.4 KONSTRUKTIONERS BELASTNINGAR UNDER BRAND OCH SÄKERHETS-KOEFFICIENTERNA

8.2.4.1 Nyttiga laster och naturliga laster

Som nyttiga laster används för projekteringen av konstruktionerna preciserade karakteristiska laster. Som vistelse- och samlingslast får dock värdet 0,75 kN/m² används, som trängsellast 2,0 kN/m² samt som värde för snölast 50 % och som värde för vindlast 30% av den karakteristiska lasten. I vertikala konstruktioner får dessutom särskilt för sig angivna lastned-sättningar göras i vistelse- och samlingslaster. Vid valet av belastningskombinationer iaktas de allmänt tillämpade principerna med avseende på den belastningskombination som vid varje särskilt tillfälle är farligast. Det kan vid dimensioneringen antas, att snö- och vindlaster ej förekommer samtidigt.

8.2.4.2 Säkerhetskoefficienter

Som partialsäkerhetskoefficient för last och material används vid brandteknisk dimensionering värdet 1,0.

8.2.5 DE TERMISKA OCH TERMO-MEKANISKA EGENSKAPERNA HOS BYGGNADSMATERIAL

När byggnadsmaterialens termiska egenskaper (värmelädningsförmåga, specifik värmekapacitet, emissionskoefficient) och termomekaniska egenskaper (elasticitetsegenskaper, hållfastheter, värmeutvidgning) i avsevärd grad beror på temperaturen, beaktas ifrågasvarande avhängigheter i beräkningarna av brandmotståndsförmåga. Fasändringar i byggnadsmaterialen (förgasning, smältning, sintring) beaktas i beräkningarna av brandmotståndsförmåga.

8.3 Bärande och sektionerande betongkonstruktioner

8.3.1 TILLÄMPNINGSSOMRÅDE

Dessa anvisningar gäller konstruktioner i vilka det huvudsakliga stenmaterialet i betongen består av natursten, masugnsslagg eller lättgrus. När i huvudsak annat stenmaterial används skall dess brandtekniska egenskaper utredas.

8.3.2 DIMENSIONERING GENOM BERÄKNING

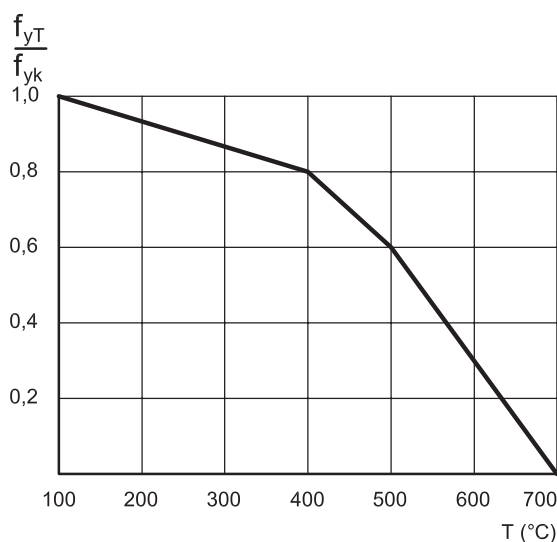
8.3.2.1 Grunderna för beräkningar av bärförmåga

Vid dimensioneringen används de allmänt godtagna metoderna för dimensionering av bärande konstruktioner. När konstruktionernas brandmotståndsförmåga beräknas, beaktas på grundvalen av tillförlitliga undersökningar och med tillräcklig noggrannhet

- temperaturstegringen i konstruktionen
- materialslegenskapernas förändring vid temperaturstegring
- samverkan mellan armeringen och betongen vid temperaturstegring
- värmeutvidgningens verkningar
- i statiskt obestämda konstruktioner krafternas omfördelning.

8.3.2.2 Egenskaperna hos stålet

I betongkonstruktioner avses med stålets kritiska temperatur T_{cr} den temperatur hos stålet vid vilken arme-



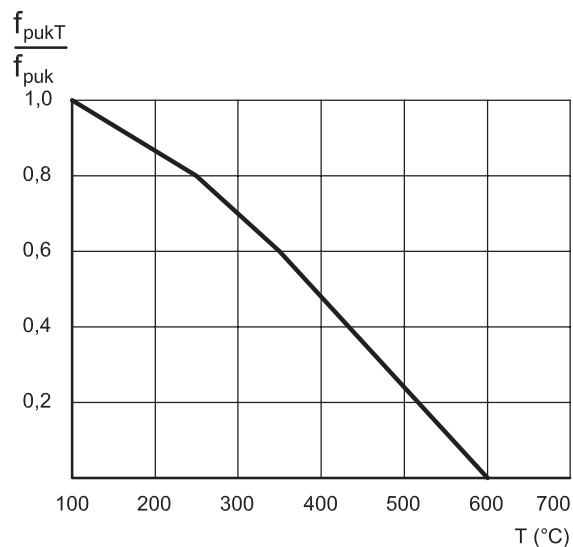
Figur 8.2

Temperaturens inverkan på armeringsstålets hållfasthet

f_{yT} = armeringsstålets hållfasthet vid temperaturen T
 f_{yk} = armeringsstålets karakteristiska hållfasthet, som är sträckhållfastheten eller den mot 0,2-gränsen svarande hållfastheten vid +20 °C.

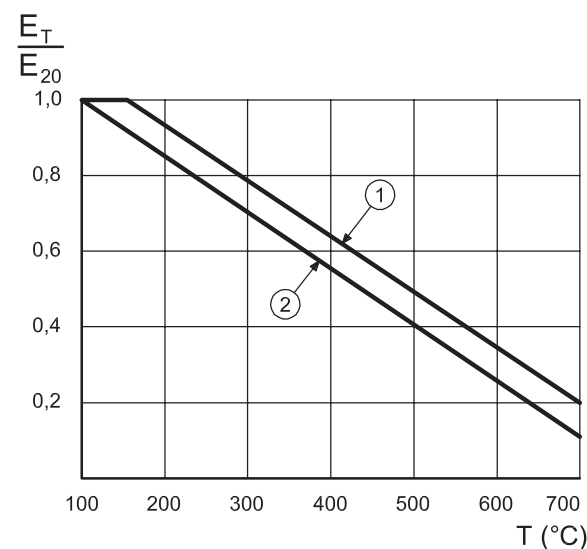
ringsstålets sträckhållfasthet eller mot 0,2-gränsen svarande hållfasthet till följd av temperaturstegring har nedgått till den i konstruktionen av belastningen under brandsituation föranledda armeringsspännings storlek.

På vilket sätt de mekaniska egenskaperna hos betong- och spännstål är beroende av temperaturen anges i figurerna 8.2, 8.3 och 8.4. Värdena i dessa figurer får användas för armeringsstål A500HW och B500K.



Figur 8.3
Temperaturs inverkan på kalldraget spännståls hållfasthet

f_{pukT} = spännstålets hållfasthet vid temperaturen T
 f_{puk} = spännstålets karakteristiska brotthållfasthet vid + 20 °C.

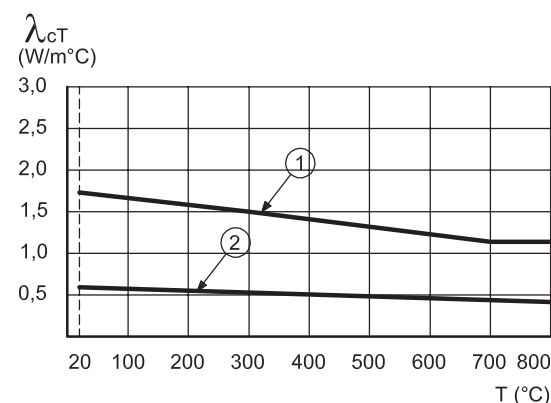


Figur 8.4
Temperaturs inverkan på armeringsstålets (1) och spännstålets (2) elasticitetsmodul.

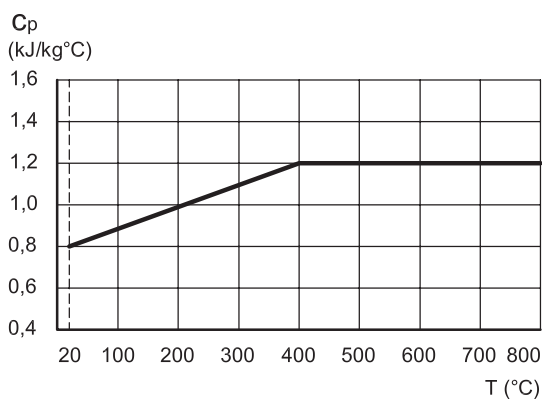
E_T = stålets elasticitetsmodul vid temperaturen T
 E_{20} = stålets elasticitetsmodul vid + 20 °C.

8.3.2.3 Betongens egenskaper

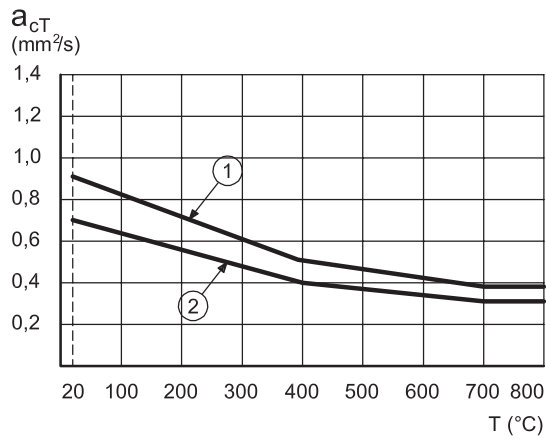
På vilket sätt betongens termiska och mekaniska egenskaper är beroende av temperaturen anges i figurerna 8.5, 8.6, 8.7, 8.8, 8.9 och 8.10. Temperaturstegringen i konstruktion kan också bestämmas med användning av kurvor eller tabeller som grundar sig på tillförlitliga provresultat. Fuktighetens inverkan på betongens termiska egenskaper kan beaktas exempelvis genom att de termiska egenskapernas värden omvandlas inom temperaturområdet under 150 °C.



Figur 8.5
Temperaturs inverkan på torr betongs värmeledningsförmåga, λ_{cT}
 (1) = vanlig betong
 (2) = lättgrusbetong, $\rho_c = 1200 \text{ kg/m}^3$



Figur 8.6
Temperaturs inverkan på torr betongs specifika värmekapacitet, c_p

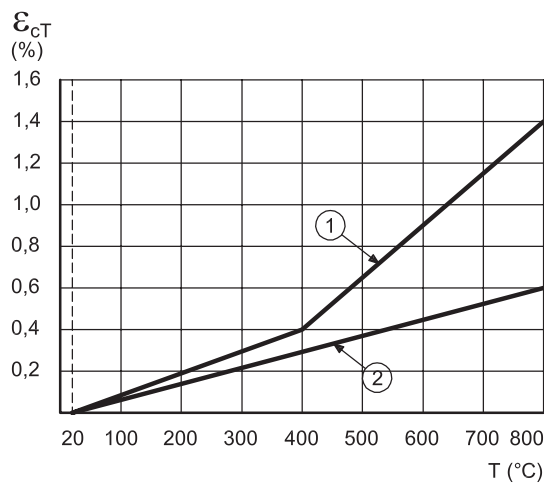


Figur 8.7

Temperaturens inverkan på torr betongs temperaturledningsförmåga, a_{cT}

(1) = vanlig betong

(2) = lättgrusbetong, $\rho_c = 1200 \text{ kg/m}^3$

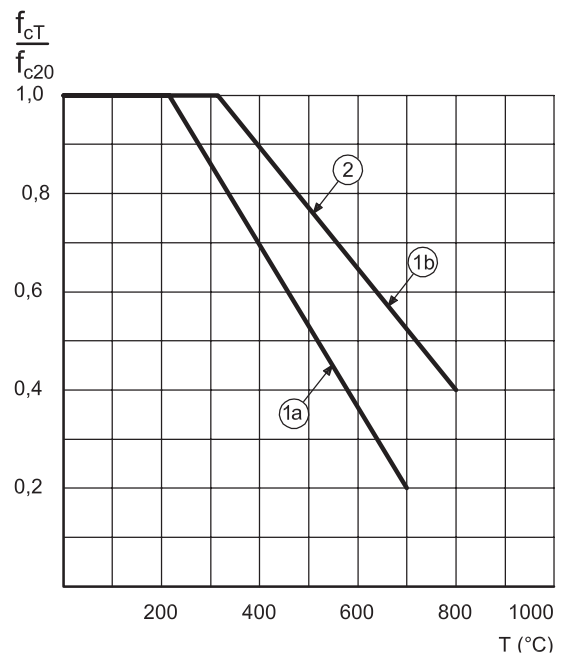


Figur 8.8

Temperaturens inverkan på obelastad betongs värmeutvidgning, ϵ_{cT}

(1) = vanlig betong

(2) = lättgrusbetong



Figur 8.9

Temperaturens inverkan på betongens tryckhållfasthet.

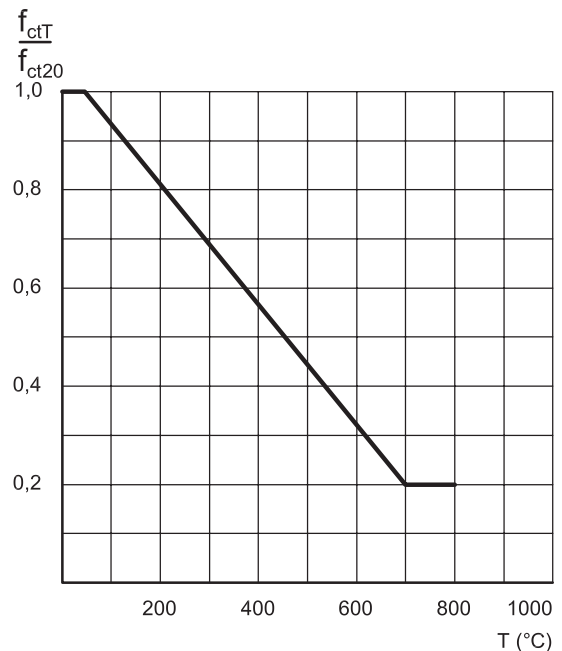
(1a) = vanlig betong, belastningsgrad 0 % av kubhållfastheten vid $+20 \text{ }^\circ\text{C}$

(1b) = vanlig betong, belastningsgrad 30 % av kubhållfastheten vid $+20 \text{ }^\circ\text{C}$

(2) = lättgrusbetong, belastningsgrad 0...30 % av kubhållfastheten vid $+20 \text{ }^\circ\text{C}$

f_{cT} = betongens tryckhållfasthet vid temperaturen T

f_{c20} = betongens tryckhållfasthet vid $+20 \text{ }^\circ\text{C}$



Figur 8.10

Temperaturens inverkan på vanlig betongs draghållfasthet

f_{ctT} = betongens draghållfasthet vid temperaturen T

f_{ct20} = betongens draghållfasthet vid $+20 \text{ }^\circ\text{C}$

8.3.3 DIMENSIONERING MEDELS TABELLER

8.3.3.1 Allmänt

Tabelldimensionering får tillämpas på konstruktioner, som vid dimensioneringen av brukstemperaturområdet har projekterats i enlighet med anvisningarna i punkt 2 eller 3. Tabelldimensionering får dock inte tillämpas på förspända hållplattor.

De mot olika brandmotståndstider svarande minimimåtten för tvärsnitt och minimivärdena för medelvärdet hos betongskikten på huvudarmering anges i tabellerna 8.2, 8.3, 8.4, 8.5, 8.6, 8.7, 8.8, 8.9 och 8.10. I tabellvärdena skall de korrigeringar göras som de i huvudarmeringen ingående stålets kritiska temperatur förutsätter.

Om noggrannare utredningar ej görs, och om andelen bunden last från den totala lasten är högst 80%, kan som kritisk temperatur för stål A500HW och B600K samt kalldraget spännstål användas temperatur, där armeringsstålets sträckhållfasthet eller spännstålets brotthållfasthet har nedgått till 60% av stålets hållfasthet vid temperaturen +20 grader.

TABELL 8.1

Stålets kritiska temperatur T_{cr} [°C], vid vilken armeringsstålets sträckhållfasthet eller spännstålets brotthållfasthet har nedgått till 60 % av stålets hållfasthet vid temperaturen + 20 °C.

| Stålkvalitet | T_{cr} ¹⁾ |
|----------------------|------------------------|
| A500HW, B500K | 500 |
| Kallgradet spännstål | 350 |

1) Värdena för den kritiska temperaturen kan tillämpas, om den permanenta lasten utgör högst 80 % av den totala lasten..

Stålets kritiska temperatur kan bestämmas noggrannare genom att stålspänningen beräknas med användning av belastningarna och säkerhetskoefficienterna i punkt 8.2.4. Av figur 8.2 framgår armeringsstålets kritiska temperatur och av figur 8.3 spännstålets kritiska temperatur.

Skyddsskiktets medelvärde beräknas ur formeln

$$c = \frac{A_{s1}c_1 + A_{s2}c_2 + \dots + A_{sn}c_n}{A_{s1} + A_{s2} + \dots + A_{sn}} \quad (8.2)$$

missä

A_{si} är stångens eller linans tvärsnittsarea [mm²]

c_i är betongskiktets minsta nominella värde hos stången eller linan [mm]

n är antalet stänger eller linor.

Om huvudarmeringen består av flera stålkvaliteter, används i formel (8.2) den med stålets karakteristiska hållfasthet multiplicerade tvärsnittsarean $f_{yk}A_{si}$ i stället för tvärsnittsarean A_{si} .

Med undantag av det värmeisolerande skiktet på motsatta sidan om branden kan obrännbara utjämnings- och ytskikt medräknas i konstruktions och betongskiktets nominella värde, om värmeledningsförmågan hos sådant materialskikt i en brandsituation är högst lika stor som hos betongen. Ytskiktets termiska egenskaper får beaktas när temperaturstegringen i konstruktionen beräknas. Vid behov bör det genom prov påvisas, att ytskiktet hålls kvar i en brandsituation.

Måtten för de i tabellerna angivna konstruktionerna av lättgrusbetong och minimivärdena för medelvärdet hos betongskiktet används när betongens torrtaethet är högst 1200 kg/m³. Om torrtaetheten är större, görs en linjär interpolation mellan värdena för vanlig betong och värdena för lättgrusbetong.

8.3.3.2 Plattor

Anvisningarna i denna punkt tillämpas i huvudsak på böjda konstruktioner eller de konstruktioner som utsetts för brandbelastning genom en planyta.

Massiv plattas minimitjocklek anges i tabell 8.2. Minimitjockleken av väggen mellan hållplattans utsida och hålan är 40 mm, om den fordrade brandmotståndstiden är minst 30 min.

TABELL 8.2

Massiv plattas minimitjocklek [mm].





| Brandmotståndstid [min] | 30 | 60 | 90 | 120 | 180 | 240 |
|-------------------------|----|----|-----|-----|-----|-----|
| a) vanlig betong | | | | | | |
| – plattans tjocklek | 60 | 80 | 100 | 120 | 150 | 175 |
| b) lättgrusbetong | | | | | | |
| – plattans tjocklek | 60 | 65 | 80 | 95 | 120 | 140 |

Hållplattans genomsnittliga tjocklek bör vara minst lika stor som minimitjockleken hos en massiv platta med samma brandmotståndsförmåga. Den genomsnittliga tjockleken erhålls genom att plattans betongtvärsnittsyta divideras med plattans bredd.

Minimivärden för medelvärdet hos betongskiktet på plattans huvudarmering anges i tabell 8.3. Om i korsarmerad, på alla fyra sidorna stödd platta, där L_x är plattans mindre och L_y plattans större spännvidd, villkoret $1,5 < L_y/L_x < 2,0$ gäller, erhålls minimitjockleken genom linjär interpolation mellan värdena för i en riktning och korsarmerad platta.

TABELL 8.3

Minimivärdet för medelvärdet hos betongskiktet på plattas huvudarmering [mm]

| Brandmotståndstid [min] | | 30 | 60 | 90 | 120 | 180 | 240 |
|--|---|----|----|----|-----|-----|-----|
| a) vanlig betong | | | | | | | |
| – i en riktning armerad platta ¹⁾ | | 10 | 15 | 25 | 35 | 50 | 60 |
| – korsarmerad platta stödd på fyra sidor |  | | | | | | |
| $L_y/L_x \leq 1,5$ | | 10 | 10 | 15 | 20 | 35 | 45 |
| stödd på tre sidor |  | | | | | | |
| $L_y/L_x > 1,0$ | | 10 | 15 | 25 | 35 | 50 | 60 |
| $0,7 \leq L_y/L_x \leq 1,0$ | | 10 | 15 | 25 | 30 | 40 | 50 |
| $L_y/L_x < 0,7$ | | 10 | 10 | 20 | 25 | 35 | 45 |
| b) lättgrusbetong | | | | | | | |
| – i en riktning armerad platta ¹⁾ | | 10 | 15 | 25 | 35 | 45 | 50 |
| – korsarmerad platta stödd på fyra sidor |  | | | | | | |
| $L_y/L_x \leq 1,5$ | | 10 | 10 | 15 | 15 | 30 | 40 |
| stödd på tre sidor |  | | | | | | |
| $L_y/L_x > 1,0$ | | 10 | 15 | 25 | 35 | 45 | 50 |
| $0,7 \leq L_y/L_x \leq 1,0$ | | 10 | 15 | 20 | 25 | 35 | 40 |
| $L_y/L_x < 0,7$ | | 10 | 10 | 15 | 20 | 30 | 40 |

¹⁾ Används också i korsarmerade plattor då $L_y/L_x > 2,0$.

De i tabell 8.3 angivna minimivärdena för medelvärdet hos betongskiktet används när de i huvudarmeringen ingående stålens kritiska temperatur är 500 °C. Betongskiktets minimivärden ökas med 1 mm för varje 10-tal °C med vilket stålens kritiska temperatur understiger 500 °C. Är den kritiska temperaturen högre än 500 °C, kan motsvarande minskning göras i minimivärden.

För kontinuerliga plattor som är armerade i en riktning kan man beakta krafternas omfördelning och inverkan av den tryckkraft som fasta stöd föranleder på plattans undre yta. Med anledning härav kan värdena i tabellerna 8.4 eller 8.5 i stället för värdena i tabell 8.3 användas som minimivärden för medelvärdet hos betongskiktet på huvudarmeringen.

TABELL 8.4

Minimivärdet [mm] för medelvärdet hos betongskiktet på huvudarmeringen i kontinuerlig eller inspänd platta under följande villkor:

- plattan fungerar som sektionerande konstruktion, varvid såväl fältets som stödets armering inte samtidigt utsätts för brandbelastning
- stödarmeringen sträcker sig 0,05 L längre från stödet än i brukstemperaturdimensioneringen.

| Brandmotståndstid [min] | 30 | 60 | 90 | 120 | 180 | 240 |
|-------------------------|----|----|----|-----|-----|-----|
| a) vanlig betong | 10 | 10 | 20 | 30 | 45 | 55 |
| b) lättgrusbetong | 10 | 10 | 15 | 25 | 40 | 50 |

De i tabell 8.4 och 8.5 angivna minimivärdena för medelvärdet hos betongskiktet används när de i huvudarmeringen ingående stålens kritiska temperatur är 500 °C. Betongskiktets minimivärden ökas med 1 mm för varje 10-tal °C med vilket stålens kritiska temperatur understiger 500 °C. Är den kritiska temperaturen högre än 500 °C, kan motsvarande minskning göras i minimivärden.

TABELL 8.5

Minimivärdet [mm] för medelvärdet hos betongskiktet på huvudarmeringen i kontinuerlig eller inspänd platta under följande villkor:

- plattan fungerar som sektionerande konstruktion, varvid såväl fältets som stödets armering inte samtidigt utsätts för brandbelastning
- stödarmeringens mängd är minst lika stor som fältarmeringens mängd
- minst 20 % av stödarmeringen sträcks över fältet
- den övriga stödarmeringen sträcker sig 0,15 L längre från stödet än i brukstemperaturdimensioneringen.

| Brandmotståndstid [min] | 30 | 60 | 90 | 120 | 180 | 240 |
|-------------------------|----|----|----|-----|-----|-----|
| a) vanlig betong | 10 | 10 | 10 | 15 | 25 | 35 |
| b) lättgrusbetong | 10 | 10 | 10 | 10 | 20 | 25 |

8.3.3.3 Balkar

Anvisningar i denna punkt tillämpas i huvudsak på böjda konstruktioner eller på sådana delar av dem som utsätts för brandbelastning genom två eller flera plan-tytor.

Balks minimibredd vid huvudarmeringens tyngdpunktsaxel, minimivärdena för medeltjockleken hos I-balks fläns och minimibredderna hos I-balks liv anges i tabell 8.6. Balkens minimibredder tillämpas också på ribborna i ribb-, TT-, kupol- eller motsvarande plattor och på flänsbredden på I-balks dragsida.

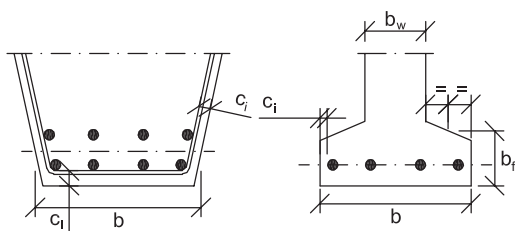
TABELL 8.6

Balks minimibredd b_{\min} [mm] vid huvudarmeringens tyngdpunktsaxel och minimivärdet $b_{f\min}$ [mm] för medeltjockleken hos I-balks fläns samt minimibredden b_w [mm] hos I-balks liv.

| Brandmotståndstid [min] | 30 | 60 | 90 | 120 | 180 | 240 |
|-------------------------|----|-----|-----|-----|-----|-----|
| a) vanlig betong | | | | | | |
| $b_{\min}, b_{f\min}$ | 80 | 120 | 150 | 180 | 240 | 280 |
| b_w | 80 | 100 | 100 | 120 | 140 | 160 |
| b) lättgrusbetong | | | | | | |
| $b_{\min}, b_{f\min}$ | 80 | 100 | 120 | 160 | 180 | 225 |
| b_w | 80 | 80 | 80 | 100 | 115 | 130 |

De i tabell 8.6 angivna minimibredderna b_{\min} och $b_{f\min}$ används när de i huvudarmeringen ingående stålens kritiska temperatur är minst 450 °C. Balks minimibredd ökas med 4 mm för varje 10-tal °C med vilket stålens kritiska temperatur understiger 450 °C.

Minimivärdena för medelvärdet hos betongskiktet på



Figur 8.11

Balks tvärsnittsmått

b = bredden hos balkens dragsida vid huvudarmeringens tyngdpunktsaxel

b_f = medeltjockleken hos I-balks fläns

b_w = bredden hos I-balks liv

c_i = betongskiktets minsta nominella värde hos stången eller linan.

balks huvudarmering anges i tabell 8.7, figur 8.11. Mellanliggande värden interpoleras lineärt. Minimivärdena tillämpas också på medelvärdet hos betongskiktet på huvudarmeringen i ribb-, TT- och kupolplattor.

De i tabell 8.7 angivna minimivärdena för medelvärdet hos betongskiktet används när de i huvudarmeringen ingående stålens kritiska temperatur är 500 °C. Betongskiktets minimivärden ökas med 1 mm för varje 10-tal °C med vilket stålens kritiska temperatur understiger 500 °C. Är den kritiska temperaturen högre än 500 °C, kan motsvarande minskning göras i minimivärden.

Om skjvukrafter upptas med armering, tillämpas på denna skjuvarmerings skyddsskikt samma krav som på huvudarmeringen i platta som är armerad i en riktning, se tabell 8.3.

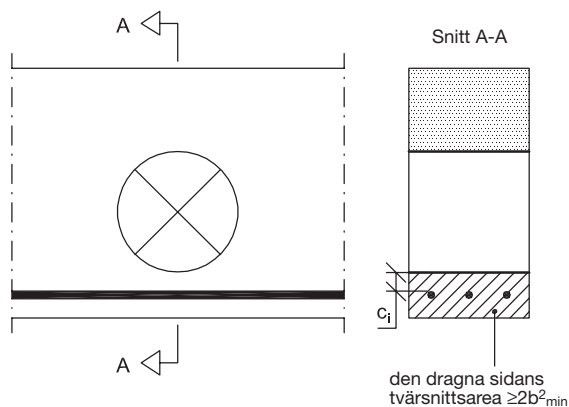
Beträffande huvudarmeringens skyddsskikt behandlas höga balkar enligt de krav som gäller balkar och i övrigt enligt de krav som gäller väggar.

Vid hål i balk skall det dragna tvärsnittets area vara

TABELL 8.7

Minimivärdet c [mm], för medelvärdet hos betongskiktet på balks huvudarmering när bredden hos balkens dragsida vid huvudarmeringens tyngdpunktsaxel är b [mm].

| Brandmotståndstid [min] | 30 | 60 | 90 | 120 | 180 | 240 |
|-------------------------|-----|-----|-----|-----|-----|-----|
| a) vanlig betong | | | | | | |
| b_{\min} | 80 | 120 | 150 | 180 | 240 | 280 |
| c | 20 | 35 | 50 | 60 | 75 | 85 |
| b | 120 | 160 | 180 | 240 | 280 | 350 |
| c | 10 | 30 | 40 | 50 | 65 | 75 |
| b | 160 | 180 | 240 | 280 | 380 | 480 |
| c | 10 | 25 | 35 | 45 | 60 | 70 |
| b | 180 | 280 | 380 | 480 | 580 | 680 |
| c | 10 | 20 | 30 | 40 | 55 | 65 |
| b) lättgrusbetong | | | | | | |
| b_{\min} | 80 | 100 | 120 | 160 | 180 | 225 |
| c | 15 | 35 | 50 | 60 | 75 | 85 |
| b | 120 | 160 | 180 | 240 | 280 | 350 |
| c | 10 | 25 | 35 | 45 | 60 | 70 |
| b | 160 | 180 | 240 | 280 | 380 | 480 |
| c | 10 | 20 | 30 | 35 | 50 | 60 |
| b | 180 | 280 | 380 | 480 | 580 | 680 |
| c | 10 | 15 | 25 | 35 | 45 | 50 |



Figur 8.12

Fordringarna vid hål i balk

minst $2b_{\min}^2$, figur 8.12. Måttet b_{\min} framgår av tabell 8.6. Minimivärdena för medelvärdet hos betongskiktet framgår av tabell 8.7 också på hålets sida. Dessa krav gäller inte hål vilkas största diameter eller sidmått är högst $b/2$.

Minimivärdena b_{\min} för medeltjockleken hos flänsen på den dragna sidan av I-balk anges i tabell 8.6, se figur 8.11. På minimivärdena för medelvärdet hos betongskiktet på huvudarmeringen inverkar förhållandet b/b_w på följande sätt

$b/b_w \leq 1,4$ i tabell 8.7 angivna minimivärden för medelvärdet hos betongskiktet

$1,4 < b/b_w < 3,0$ i tabell 8.7 angivna minimivärden för medelvärdet hos betongskiktet multipliceras med talet $0,85 \sqrt{b/b_w}$. Om flänsens tvärsnittsarea är minst $2b_{\min}^2$, där b_{\min} fås ur tabell 8.6, kan de i tabell 8.7 angivna minimivärdena för medelvärdet hos betongskiktet användas.

$b/b_w \geq 3,0$ flänsens tvärsnittsarea skall vara minst $2b_{\min}^2$, där b_{\min} framgår av tabell 8.6. Minimivärdena för medelvärdet hos betongskiktet framgår av tabell 8.7.

För kontinuerliga och inspända balkar kan man beakta krafternas omfördelning och inverkan av den tryckkraft som fasta, icke sjunkande stöd föranleder på balkens undre yta. Med anledning härav kan värdena i tabell 8.8 i stället för värdena i tabell 8.7 användas som minimivärden för medelvärdet hos betongskiktet på huvudarmeringen.

De i tabell 8.8 angivna minimivärdena för medelvärdet hos betongskiktet används när de i huvudarmeringen ingående ståls kritiska temperatur är 500°C . Betongskiktets minimivärden ökas med 1 mm för varje 10-tal $^\circ\text{C}$ med vilket ståls kritiska temperatur understiger 500°C . Är den kritiska temperaturen högre än 500°C , kan motsvarande minskning göras i minimivärden.

TABELL 8.8

Minimivärdet c [mm] för medelvärdet hos betongskiktet på huvudarmeringen i kontinuerlig eller inspänd balk under följande villkor:

- balken är förenad med sektionerande platta, varvid såväl fältets som stödets armering inte samtidigt utsätts för brandbelastning
- stödarmeringens mängd är minst lika stor som fältarmeringens mängd
- minst 20 % av stödarmeringen dras över fältet
- annan stödarmering utsträcks 0,15 L längre från stödet än i brukstemperaturdimensioneringen.

| Brandmotståndstid [min] | 30 | 60 | 90 | 120 | 180 | 240 |
|-------------------------|-----|-----|-----|-----|-----|-----|
| a) vanlig betong | | | | | | |
| b_{\min} | 80 | 120 | 150 | 180 | 240 | 280 |
| c | 10 | 25 | 30 | 40 | 45 | 55 |
| b | 120 | 160 | 180 | 240 | 280 | 350 |
| c | 10 | 20 | 30 | 35 | 45 | 55 |
| b | 160 | 180 | 240 | 280 | 380 | 480 |
| c | 10 | 10 | 20 | 30 | 45 | 55 |
| b | 180 | 280 | 380 | 480 | 580 | 680 |
| c | 10 | 10 | 20 | 30 | 45 | 55 |
| b) lättgrusbetong | | | | | | |
| b_{\min} | 80 | 100 | 120 | 160 | 180 | 225 |
| c | 10 | 20 | 30 | 40 | 45 | 55 |
| b | 120 | 160 | 180 | 240 | 280 | 350 |
| c | 10 | 10 | 25 | 35 | 40 | 50 |
| b | 160 | 180 | 240 | 280 | 380 | 480 |
| c | 10 | 10 | 20 | 25 | 35 | 45 |
| b | 180 | 280 | 380 | 480 | 580 | 680 |
| c | 10 | 10 | 20 | 25 | 35 | 45 |

8.3.3.4 Pelare

Det minsta sidmåtten för pelare med rektangulärt tvärsnitt och minimivärdet för medelvärdet hos betongskiktet på huvudarmeringen på de sidor av pelaren som är utsatta för brand anges i tabell 8.9. Minimidiametern i pelare med runt tvärsnitt erhålls genom att den i tabell 8.9 förutsatta sidlängden multipliceras med talet 1,13. Värdena i tabell 8.9, som beror på antalet av de sidor som utsätts för brand, kan tillämpas också på pelare av annan än rektangulär form genom att motsvarande förhållande mellan den för brand utsatta delen och hela tvärsnittets omkrets används.

De i tabell 8.9 angivna minsta sidmåttarna för pelare med rektangulärt tvärsnitt kan användas utan särskild kontroll, om minst ett av följande tre villkor gäller:

- pelarens mindre sidmått är större än 280 mm
- pelarens slankhetstal $l_c/b < 10$, där l_c är pelarens knäckningslängd, dock minst avståndet mellan stöden, och b är pelarens sidmått i den riktning som granskas
- pelaren belastas av i huvudsak horisontalkrafter.

De i tabell 8.9 angivna minimivärdena för medelvärdet hos betongskiktet används när de i huvudarmeringen ingående stålens kritiska temperatur är 500 °C. Betongskiktets minimivärden ökas med 1 mm för varje 10-tal °C med vilket stålens kritiska temperatur understiger 500 °C. Är den kritiska temperaturen högre än 500 °C, kan motsvarande minskning göras i minimivärden.

När kravet på brandmotståndstid är 60...240 minuter, kan man i pelare som minimivärden för medelvärdet hos betongskiktet på varje sida använda det värde som brandmotståndstiden 30 minuter förutsätter, om pelaren betraktas som en sådan oarmerad konstruktion i vilken pelarens tvärsnitt har reducerats från varje sida som är utsatt för brand med det i tabell 8.9 angivna minimivärdet för medelvärdet hos betongskiktet för den brandmotståndstid som fordras, och om den så erhållna pelarens kapacitet är tillräcklig för den i punkt 8.2.4 avsedda belastningen under brand.

TABELL 8.9

Rektangulär pelares minsta sidmått b [mm] och det däremot svarande minimivärdet c [mm] för medelvärdet hos betongskiktet på huvudarmeringen på de sidor som är utsatta för brand. Sidmåttets minimivärde är b_{\min} [mm].

| Brandmotståndstid [min] | 30 | 60 | 90 | 120 | 180 | 240 |
|---|-----|-----|-----|-----|-----|-----|
| a) vanlig betong | | | | | | |
| ursatta för brand är i tvärsnittets omkrets | | | | | | |
| tre eller fyra sidor | | | | | | |
| b_{\min} | 150 | 180 | 240 | 280 | 380 | 450 |
| c | 15 | 20 | 30 | 40 | 55 | 75 |
| b | 180 | 240 | 280 | 380 | 480 | 580 |
| c | 10 | 15 | 25 | 35 | 45 | 65 |
| två sidor | | | | | | |
| b_{\min} | 125 | 160 | 200 | 240 | 280 | 380 |
| c | 10 | 20 | 25 | 35 | 45 | 65 |
| en sida | | | | | | |
| b_{\min} | 100 | 120 | 140 | 160 | 200 | 240 |
| c | 10 | 20 | 30 | 35 | 35 | 35 |
| b) lättgrusbetong | | | | | | |
| ursatta för brand är i tvärsnittets omkrets | | | | | | |
| tre eller fyra sidor | | | | | | |
| b_{\min} | 150 | 160 | 200 | 240 | 320 | 360 |
| c | 15 | 20 | 35 | 45 | 55 | 75 |
| två sidor | | | | | | |
| b_{\min} | 125 | 130 | 160 | 180 | 240 | 280 |
| c | 15 | 20 | 30 | 40 | 45 | 65 |
| en sida | | | | | | |
| b_{\min} | 100 | 100 | 115 | 130 | 160 | 180 |
| c | 10 | 20 | 30 | 35 | 35 | 35 |

TABELL 8.10

Väggs minimitjocklek [mm] och minimivärdet [mm] för det nominella värdet hos betongskiktet på bärande väggs huvudarmering

| Brandmotståndstid [min] | | 30 | 60 | 90 | 120 | 180 | 240 |
|-------------------------|----------------------------------|-----|-----|-----|-----|-----|-----|
| a) | vanlig betong | | | | | | |
| – | sektionerande, icke bärande vägg | 60 | 80 | 100 | 120 | 150 | 175 |
| – | bärande vägg | 100 | 120 | 140 | 160 | 180 | 240 |
| – | skyddsskikt i bärande vägg | 10 | 15 | 25 | 35 | 50 | 60 |
| b) | lätgrusbetong | | | | | | |
| – | sektionerande, icke bärande vägg | 60 | 65 | 80 | 100 | 120 | 140 |
| – | bärande vägg | 100 | 100 | 115 | 130 | 160 | 180 |
| – | skyddsskikt i bärande vägg | 10 | 15 | 25 | 35 | 45 | 50 |

8.3.3.5 Väggar

Väggs minimitjocklek och minimivärdet för det nominella värdet hos betongskiktet på huvudarmeringen i bärande vägg anges i tabell 8.10. Minimitjockleken hos väggen mellan utsidan av vägg med håla och hålan är 40 mm, om den brandmotståndstid som krävs är minst 30 min. Medeltjockleken hos vägg med hålighet skall vara minst lika stor som minimitjockleken hos massiv vägg med samma brandmotståndsförmåga. Medeltjockleken beräknas på samma sätt som för plattor.

De i tabell 8.10 angivna minimivärdena för det nominella värdet hos betongskiktet används när de i huvudarmeringen ingående stålens kritiska temperatur är 500 °C. Betongskiktets minimivärden ökas med 1 mm för varje 10-tal °C med vilket stålens kritiska temperatur understiger 500 °C. Är den kritiska temperaturen högre än 500 °C, kan motsvarande minskning göras i minimivärden.

När kravet på brandmotståndstid är 60...240 minuter kan man i vägg som minimivärde för det nominella värdet hos betongskiktet använda det värde som brandmotståndstiden 30 min förutsätter, om väggen betraktas som en sådan oarmerad konstruktion i vilken väggens tjocklek har minskats med det i tabell 8.10 angivna minimivärdet för det nominella värdet hos betongskiktet för den brandmotståndstid som fordras, och om den så erhållna väggens kapacitet är tillräcklig för den i punkt 8.2.4 avsedda belastningen under brand.

8.3.3.6 Dragstångskonstruktioner

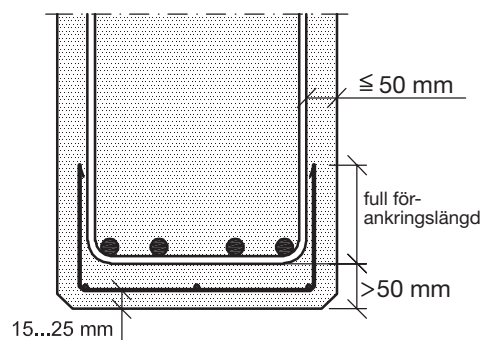
Dragstångskonstruktionens tvärsnittsytta bör vara minst $2b_{\min}^2$, se tabell 8.6. På dragen konstruktion tillämpas kraven på motsvarande rektangulära balk i minimivärdena för det mindre sidmättet b och för medelvärdet hos betongskiktet c , se tabellerna 8.6 och 8.7.

8.3.3.7 Förhindrande av spjälkning

Ifall det nominella värdet hos den närmast konstruktions yta liggande armeringens betongskikt är större än 50 mm, skall tilläggsarmering, som minskar spjälkning, användas. Tilläggsarmeringen skall placeras på ett avstånd av 15...25 mm från konstruktionens yta. Som tilläggsarmering kan armeringsnät eller korslagd armering användas, varvid trådens tjocklek är minst 2,5 mm och maskorna 50 x 50...150 x 150 mm.

På tilläggsarmeringen tillämpas de sedvanliga kraven på skarv och föränkring av armeringsstänger. I balkar förankras tilläggsarmeringen antingen i balkens inre del eller i yta där tilläggsarmering ej fordras, figur 8.13.

Skjuvarmering kan användas som tilläggsarmering eller del av den, ifall skjuvarmeringen uppfyller de krav som ovan ställts på tilläggsarmering.



Figur 8.13

Tilläggsarmerings föränkring. Tilläggsarmering fordras, ifall det nominella värdet hos den närmast konstruktions yta liggande armeringens betongskikt är större än 50 mm.

DEFINITIONER

Ankarspännehet

spännehet, vars kraft upptages av betongen genom förmedling av ankaren.

Arbetsfog

ställe i konstruktion där betonggjutningen fortgår först sedan betongen hårdnat.

Armerad betongkonstruktion

konstruktion som har projekterats så, att betongen och armeringen tillsammans upptager påkänningarna på konstruktionen.

Armeringsenhet

av armerings- eller spännstål tillverkad del av armering.

Armeringsstål

stål som används i icke förspänd armering i betongkonstruktion.

Ballast

kornigt och mineraliskt delmaterial, som tillsammans med cementlimmet bildar betong.

Bearbetbarhet

gemensam benämning på betongmassans konsistens, komprimerbarhet och sammanhållning.

Bedömningsparti

medels konstruktionsprovskroppar bedömt betongparti hos konstruktion, vid bedömning av betongens kravenlighet använt betongparti.

Bedömning av kravenlighet

systematisk redogörelse om den omfattning, i vilken produkten uppfyller definierade krav

Betong

material, som har tillverkats genom att blanda cement, grovt och fint stenmaterial och vatten samt eventuellt tillsatsmedel och -material och utveckling av vars egenskaper beror på att cement hårdnas (hydratiseras) med hjälp av vattnet.

Betongkonstruktion

gemensam benämning på oarmerad, armerad betongkonstruktion och spännbetongkonstruktion, även tillverkade med lätt stenmaterial.

Betongmassa

fullständigt blandad betong, som ännu är i sådant skick, att den kan komprimeras med önskad metod.

Betongskikt

Tjockleken hos det betongskikt som skyddar armeringen. Betongskiktets nominella värde är summan av betongskiktets minimivärde och tillåten måttavvikelse. Betongskiktets nominella värde används vid val av konstruktionens och armeringens mått, minimivärdet används vid beräkning av sprickbredden. Betongskiktets minimivärde får inte underskridas i den färdiga konstruktionen.

Brottgränstillstånd

gränstillstånd, i vilket konstruktionen anses delvis eller helt förlora sin bärförmåga.

Bruksanvisning

på utförda prov baserad, bekräftad utredning om egenskaperna hos material (tillsatsmedel, spännstål o.dyl.), om deras användbarhet och sätten för deras användning eller om omständigheter i samband med tillämpningen av viss metod (spännmetod).

Bruksgränstillstånd

gränstillstånd, i vilket konstruktionen upphör att uppfylla de fordringar som ställts såsom villkor för dess användning.

Brukstillstånd

tillstånd, i vilket konstruktionen uppfyller de fordringar som ställts såsom villkor för dess användbarhet.

Cement

med standarden överensstämmande byggnadscement.

Delmaterial

gemensam benämning på cement, stenmaterial, vatten, tillsatsmedel och andra ämnen som eventuellt används i betong.

Dimensioneringshållfasthet

materialhållfasthet som tillämpas vid beräkningar och som erhålls genom division av den karakteristiska hållfastheten med materialets partialsäkerhetskoefficient.

Dimensioneringslast

last som används vid beräkning av kraftstorheterna i gränstillstånd som kontrolleras. Dimensioneringslasten erhålls genom att den karakteristiska lasten multipliceras med partialsäkerhetskoefficienten för lasten.

Dynamisk last

last som medför accelerationspåkänningar i konstruktion.

Efterbehandling

åtgärder som efter betonggjutning vidtages för att uppnå hållfasthet och andra egenskaper hos betongen.

Eftersläpp

sänkning av spännkraften under inspänningsarbetet.

(Betong)element

betongprodukt, som har gjutits och efterbehandlats på annat ställe än den slutliga användningsplatsen.

Fabriksbetong

betong, som levereras som betongmassa av någon annan än användaren. I standarden SFS-EN 206-1 avses med fabriksbetong även:

- betong, tillverkad av användaren på annat ställe än på arbetsplatsen
- betong, tillverkad på arbetsplatsen av någon annan än användaren.

Fogbruk

murbruk som används vid sammanfogning av konstruktionsdelar och vars hållfasthet beaktas vid beräkningarna.

Fraktion

del av stenmaterial som erhållits genom siktning eller annan motsvarande metod och i vilken kornstorleken varierar inom vissa gränser.

Frostbeständighet

hårdnad betongs förmåga att bibehålla sina egenskaper när den utsätts för upprepad tillfrysning och upptining.

Förankringsslidning

rörelse i spännarmeringsenhets ända i förhållande till ankare eller delar därav när spännkraft upptages av betongen eller därefter.

Förhållandet vatten-cement

förhållandet mellan den effektiva vattenmängden och mängden cement i betongmassa (förhållandet mellan massorna).

Förspänningsmetod

helhet, som bildas av de spännstål som används, insättningen, låsningen och skyddandet av spännarmeringen samt därtill hörande anordningar och arbetsmetoder.

Godkänd provningsanstalt

statens tekniska forskningscentral eller annan av miljöministeriet godkänd provningsanstalt. Ackrediterad provningsanstalt likställs med av miljöministeriet godkänd provningsanstalt.

Gradering

viktförhållande mellan alla fraktioner i torrt, genom siktning eller annan motsvarande metod erhållet stenmaterialprov.

Hållfasthetsklass

beteckning för betong som äger en viss nominell hållfasthet.

Injekteringsmurbruk

murbruk som används vid injektering i skyddrör och andra motsvarande trånga ställen och av vilket vissa egenskaper förutsätts.

Kallbearbetat stål

stål vars flytgräns höjts genom plastisk bearbetning.

Kapacitet

förmågan hos konstruktion eller del därav att upptaga betraktad påkänning i betraktat grästillstånd.

Karakteristisk hållfasthet

hållfasthetsvärde som betecknar sträckgränsen för konstruktions material och som ej med tillräcklig sannolikhet underskrids.

Konsistens, betongmassans

betongmassans förmåga att ändra form under inverkan av yttre krafter.

Konstruktionsklass

klass till vilken konstruktion hänförs beroende på hur krävande projekteringen och utförandet är.

Konstruktionsprov

prov vid vilket konstruktionsprovkroppar och preciserade provningsmetoder används.

Kontrollerad tillverkning

tillverkning av betong kallas kontrollerad, om den av tillverkningsanläggningen utförda kvalitetssäkringen står under uppsikt av en av miljöministeriet godkänd institution.

Kortvarig last

last som verkar så kort tid, att materialens av tiden beroende egenskaper inte behöver beaktas.

Kravenlighetstest

provning, som utförs av tillverkaren för bedömning av kravenligheten.

Krympning

av hårdnad betongs torkning och kemiska förändringar föranledd volymminskning, som är beroende av tiden och torkningsförhållandena men ej av temperaturen eller av spänning förorsakad av yttre kraft.

Krypning

av långvarig spänning föranledd och av tiden beroende deformation.

Last

last eller annan inverkan, som i konstruktion föranleder spänningar, deformationer eller förskjutningar.

Livslängd

Period, under vilken betongkonstruktionens egenskaper förblir på den nivå, som fordras förutsatt, att den underhålls sakenligt.

Lufthalt

Lufthalt uppmätt från färsk betongmassa i enlighet med standarden SFS-EN 12350-7.

Lättgrus

vid bränning av lera i roterande ugn genom svällning tillverkat rundkornigt ämne, i vilket kornen är fulla av små slutna luftporer.

Nominell hållfasthet

den för betongkvaliteten betecknande tryckhållfasthet som väljes till grundval för konstruktionens projektering.

Oarmerad konstruktion

konstruktion som har projekterats så, att betongen ensam motstår påkänningarna på konstruktionen.

Objektprovkropp

provkropp av viss storlek och form tillverkad av betongprov som lösgjorts från konstruktion.

Partialsäkerhetskoefficient för material

koefficient genom vilken i material och vid projektering uppträdande osäkerhetsfaktorer beaktas.

Proportionering

val av förhållandena mellan delmaterialen i betong med hänsyn till de förutsatta egenskaperna hos betongmassan och betongen.

Prov

sådan del av delmaterial, betongmassa, betong, armering eller konstruktion, som används vid provningar eller av vilken provkroppar tillverkas.

Provkropp

kropp som för testning tillverkats av betong-, stål- eller armeringsprov.

Relationshållfasthet

av resultaten vid konstruktionshållfasthetsprov beräknad teststorhet, som jämförs med den nominella hållfastheten när dugligheten hos betongen bedöms.

Relaxation (tidigare namnet relaxation eller avspänning)

med tiden inträdande minskning i spänningen då töjningen förblir konstant.

Skyddsror

i ankarspann ingående rör, som efter förspänningsarbetet injekteras.

Spännbetongkonstruktion eller förspänd betongkonstruktion

armerad konstruktion i vilken armeringen är delvis eller helt förspänd.

Spännethet

armeringsenhet, genom vars förspänning betongen bibringas åsyftat spänningstillstånd. Till spännetheten hänförs den egentliga spännarmeringen samt eventuella skarvar och ankaren.

Spännstål

grundmaterialet i betongkonstruktions förspända armering.

Stenmaterial (tidigare namnet ballast)

kornigt och mineraliskt delmaterial, som tillsammans med cementlimmet bildar betong.

Stångknippe

armeringsenhet som bildats genom sammanbindning av parallella stänger.

Största kornstorlek

Stenmaterialets övre maskvidd i enlighet med standarden SFS-EN 12620.

Tillfrysningshållfasthet

tryckhållfasthet, som betong i början av hårdnadsstadiet skall uppnå för att utan att skadas kunna utvärda verkningarna av tillfrysning.

Tillsatsmaterial

Finkornigt material, som används för att förbättra eller att få till stånd vissa egenskaper i betong. I standarden SFS-EN 206-1 behandlas två typer av oorganiska tillsatsmaterial:

- nästan oreagerande tillsatsmaterial (typ I)
- pozzolanska eller latent hydrauliska tillsatsmaterial (typ II).

Tillsatsmedel

material, som tillsätts vid blandning av betong i små mängder jämfört med cementmassan för att ändra betongmassans eller den hårdnade betongens egenskaper.

Tillverkningsparti, stålets

från ett charge vid samma tillverkningsprocess till samma nominella mått tillverkat produktparti. I spännarmeringar kan olika trådar eller stänger tillhöra olika charge.

Utmattningslast

upprepad last, som föranleder utmattning i konstruktions material.

Vidhäftningsspännenhet

Spännenhet, vars kraft upptages av betongen genom vidhäftning.

Värmebehandling

förfarande för uppvärmning av betongen genom vilket utvecklingen av betongens hållfasthet påskyndas.

BETECKNINGAR

| | | | |
|-----------|---|--------------|--|
| A | area | M | böjningsmoment |
| A_c | betongtvärsnittets area | M_d | böjningsmomentets dimensioneringsvärde |
| A_{cc} | area för tvärsnittets tryckzon | M_{de} | böjningsmomentets dimensioneringsvärde enligt elasticitetsteorin |
| A_{ce} | det område av tvärsnittets dragzon som begränsas av räta linjer på avståndet $7,5 \varnothing$ från enskild stängs eller armerings tyngdpunkt | M_0 | nolltöjningsmoment |
| A_{cf} | den tryckta flänsens area | M_r | sprickningskapacitet vid böjning |
| A_{c0} | den belastade ytans area vid lokalt tryck | M_x | böjningsmoment kring x-axeln |
| A_{cl} | arean av belastningens fördelningsyta vid lokalt tryck | M_y | böjningsmoment kring y-axeln |
| A_{ef} | arean av den del av tvärsnittet som avgränsas av vridarmering | N | normalkraft |
| A_p | spännarmeringens area | N_c | betongens tryckresultant i tvärsnittet |
| A_s | dragarmeringens area | N_d | normalkraftens dimensioneringsvärde |
| A'_s | tryckarmeringens area | N_p | spännkraftens komponent i tyngdpunktens axelns riktning |
| A_{sl} | den längsgående armeringens area | N_r | sprickningskapacitet vid centriskt drag |
| A_{st} | area för bygel, tvärgående armering | N_s | dragarmeringens resultant |
| A_{sv} | skjuvarmeringens area | ΔN_s | av skjuvkraft föranledd ökning i armeringens dragkraft |
| A_{svf} | i snittet mellan flänsen och livet belägna tvärgående armeringens area | N_{sc} | tryckarmeringens resultant i tvärsnittet |
| A_u | arean av figuren, som begränsas av snittet på avståndet $d/2$ från stödets kant vid genomstansning | N_{sf} | resultant av dragarmeringen i fläns |
| C | tvärsnittets vridningströghetsmoment | P | spännkraft |
| C_e | tvärsnittets elastiska vridningströghetsmoment | T | vridmoment, temperatur |
| E_c | betongens elasticitetsmodul | T_c | betongens vridkapacitet |
| E_{cc} | betongens omräknade elasticitetsmodul vid långvarig belastning | T_d | vridmomentets dimensioneringsvärde |
| $E_c J_c$ | böjningsstyvhet hos osprucket tvärsnitt | T_s | vridarmeringens vridkapacitet |
| E_p | armeringsstålets elasticitetsmodul | $T_{u,max}$ | vridkapacitetens övre gräns |
| E_s | stålets elasticitetsmodul | V | skjuvkraft, bedömningspartiets storlek |
| F | kraft, last | V_c | betongens skjuvkapacitet |
| F_{bu} | förankringskapacitet | V_{c0} | grundvärdet för betongens skjuvkapacitet i betongen i en konstruktion utan skjuvarmering |
| F_d | dimensioneringslast | V_d | skjuvkraftens dimensioneringsvärde |
| F_t | tvärgående dragkraft, spjälkningskraft | $V_{d,red}$ | reducerad skjuvkraft |
| F_u | lokal tryckkapacitet | V_F | av lasten F föranledd skjuvkraft |
| G | glidningsmodul | V_p | spännkraftens komponent i skjuvkraftens riktning |
| I | tröghetsmoment | V_s | skjuvarmeringens kapacitet |
| I_c | betongtvärsnittets tröghetsmoment | V_u | skjuvkapacitet, genomstansningskapacitet |
| K | betongens nominella hållfasthet | V_{uf} | $V_{sf} + V_{cf} =$ skjuvkapacitet mellan fläns och liv |
| K_{ef} | tvärsnittets effektiva böjningsstyvhet | $V_{u,max}$ | skjuvkapacitetens övre gräns, genomstansningskapacitetens övre gräns |
| K_j | betongens tryckhållfasthet vid tidpunkten för belastningens början | W | tvärsnittets elastiska böjmotstånd |
| K_k | relationshållfasthet | W_{te} | tvärsnittets elastiska vridmotstånd |
| K_r | fullständigt sprucket tvärsnittets böjningsstyvhet | W_{tr} | vridmotståndet hos ett lådbalkstvärsnitt, som utformats efter vridningssprickningen |
| L | spännvidd, konstruktionsdels längd | a | nedböjning, avstånd |
| L_0 | knäckningslängd, avståndet mellan moments nollpunkter | b | tvärsnittets bredd |
| L_{0r} | reducerad knäckningslängd vid sned böjning | b_{ef} | den tryckta flänsens effektiva bredd |
| | | b_0 | vid beräkningar använd tvärsnittsbredd, den belastade ytans sidmått vid lokalt tryck |

| | | | |
|-------------|--|----------------------|---|
| b_w | livets bredd | k | faktor |
| b_l | sidmått för lastens fördelningsyta vid lokalt tryck | k_b | armeringens vidhäftningsfaktor |
| c | tjockleken hos armeringens täcksikt | k_j | skarvfaktor |
| d | tvärsnittets effektiva höjd | l | längd |
| d' | avståndet mellan tryckarmeringens tyngdpunkt och tvärsnittets tryckta kant | l_b | förankringslängd |
| e | normalkraftens excentricitet, genomstansningskraftens excentricitet | l_{bh} | av en krok föranledd ändring i förankringslängden |
| e_a | normalkraftens initialexcentricitet | l_{bp} | spännarmeringens förankringslängd |
| e_d | beräkningsvärdet för normalkraftens excentricitet | l_j | skarvlängd |
| e_{rd} | omräknad excentricitet vid sned böjning | l_{j0} | skarvlängdens grundvärde |
| e_{01} | den till absoluta värdet större av normalkraftens i konstruktionsdelens ändor förekommande excentriciteter | n | lastväxlingstal, antal |
| e_{02} | den till absoluta värdet mindre av normalkraftens i konstruktionsdelens ändor förekommande excentriciteter | q | variabel last |
| e_{0x} | värdet för e_0 i x-axelns riktning vid sned böjning | r | stångens inre bockningsradie |
| e_{0y} | värdet för e_0 i y-axelns riktning vid sned böjning | s | avstånd mellan stänger, byggelavstånd |
| e_2 | normalkraftens tillägsexcentricitet | s_h | fritt avstånd i sidled mellan stänger |
| f | hållfasthet | s_v | fritt avstånd i höjded mellan stänger |
| f_{cd} | dimensioneringsvärdet för betongens tryckhållfasthet | t | tid |
| f_{ck} | betongens karakteristiska tryckhållfasthet | u | omkretsen av figur som begränsas av snittet på avståndet $d/2$ från stödets kant vid genomstansning |
| f_{cnd} | dimensioneringsvärdet för betongens tryckhållfasthet vid utmattningsbelastning | u_{ef} | omkretsen av figur som begränsas av vridarmeringen |
| f_{ctd} | dimensioneringsvärdet för betongens draghållfasthet | u_s | stångens omkretsmått |
| f_{ctk} | betongens karakteristiska draghållfasthet | v | snitt per längdenhet eller areaenhet |
| f_{n0} | grundvärdet för stålets utmattningshållfasthet | w | sprickas bredd |
| $f_{p0,2k}$ | spännstålets mot gränsen 0,2 svarande karakteristiska sträckhållfasthet | w_k | sprickas karakteristiska bredd |
| f_{puk} | spännstålets karakteristiska brott-hållfasthet | x | neutralaxelns avstånd från tvärsnittets tryckta kant |
| f_{pyd} | spännstålets dimensioneringshållfasthet | z | tvärsnittets inre momentarm |
| f_{snd} | stålets dimensioneringshållfasthet vid utmattningsbelastning | α | vinkel, koefficient |
| f_{yd} | armeringsstålets dimensioneringshållfasthet | α | E_s/E_c = förhållandet mellan elasticitetsmoduler |
| f_{yk} | armeringsstålets karakteristiska hållfasthet | α_{cT} | betongens värmeutvidgningskoefficient |
| f_{yld} | dimensioneringshållfastheten hos stålet i längsgående armering | α_{sT} | stålets värmeutvidgningskoefficient |
| f_{ytd} | dimensioneringshållfastheten hos stålet i tvärgående armering | β | koefficient, vågighetstal |
| g | permanent last | γ | säkerhetskoefficient |
| h | tvärsnittets höjd | γ_c | betongens partialsäkerhetskoefficient |
| h_e | konstruktionens omräknade tjocklek | γ_s | stålets partialsäkerhetskoefficient |
| h_{ef} | tjockleken hos låda i lådbalkstvärsnitt som utformats efter vridningssprickningen | ε | relativ deformation |
| h_f | flänsens tjocklek | ε_c | betongens stukning |
| i | betongtvärsnittets tröghetsradie | ε_{cc} | betongens slutliga krypning |
| | | ε_{cs} | betongens slutliga krympning |
| | | ε_{cs0} | initialvärdet för betongens slutliga krympning |
| | | ε_{ct} | betongens töjning |
| | | ε_{cu} | betongens brottstukning |
| | | ε_{cy} | betongens sträckgränsstukning |
| | | ε_p | spännstålets töjning |
| | | $\varepsilon_{p0,2}$ | spännstålets 0,2-gräns |
| | | ε_{pu} | spännstålets brottgräns |
| | | ε_s | stålets töjning |
| | | ε_{sc} | stålets stukning |
| | | ε_u | stålets brotttöjning och -stukning |
| | | ε_y | stålets sträckgränstöjning och -stukning |
| | | λ | konstruktionsdels slankhetstal |

| | |
|--------------------|---|
| ρ | relativ stålarea |
| ρ' | tryckarmerings relativa stålarea |
| ρ_c | betongens täthet |
| ρ_{\min} | relativ minimistålarea |
| ρ_v | skjuvarmeringens relativa stålarea |
| σ | spänning |
| σ_c | betongens spänning |
| σ_{\max} | spänningens övre gräns vid utmattningsbelastning som motsvarar dimensioneringslasten |
| σ_{\min} | spänningens nedre gräns vid utmattningsbelastning som motsvarar dimensioneringslasten |
| σ_p | spännstålets spänning |
| σ_{p0} | spännstålets initialspänning |
| $\sigma_{p\infty}$ | spännstålets spänning efter spännförluster |
| $\sigma_{p0,\max}$ | största tillåtna värde för spännstålets spänning |
| $\Delta\sigma_p$ | spännstålets spännförlust |
| σ_s | stålets dragspänning |
| σ_{sc} | stålets tryckspänning |
| ν | Poissons tal för betongen |
| ϕ | betongens kryptal |
| ϕ_0 | initialvärdet för betongens kryptal |
| \emptyset | stångens diameter |
| \emptyset_n | stångbuntens nominella diameter |

NATIONELL BILAGA

Till standarden SFS-EN 206-1

BETONI. OSA 1: MÄÄRITTELY, OMINAISUDET, VALMISTUS JA VAATIMUSTENMUKAISUUS (BETONG. DEL 1: DEFINITION, EGENSKAPER, TILLVERKNING OCH KRAVENLIGHET)

FÖRORD

Vid tillämpning av den europeiska standarden SFS-EN 206-1 vid tillverkning av bärande betongkonstruktioner i byggnadsprojekt där byggnadslov krävs tillämpas denna nationella bilaga tillsammans med standarden.

Denna nationella bilaga ersätter eller kompletterar respektive regler i standarden SFS-EN 206-1 enligt vad som angetts i den vederbörande punkten.

4.3 HÅRDNAD BETONG

4.3.1 Hållfasthetsklasser för tryckhållfasthet

Tabell 7 i standarden ersätts med tabell NA 7-(FI):

TABELL 7-(FI)

Hållfasthetsklasser för tryckhållfasthet hos betong av normal vikt och tung betong. Vid projektering rekommenderas, att man tillsvidare använder de i fetstil angivna hållfasthetsklasserna, som är i enlighet med ByggBS del B4.

| Hållfasthetsklass | Hållfasthetsklass SFS-EN | Den minsta medels 150 x 300 cylinder bestämd karakteristisk hållfasthet $f_{ck,cyl}$ (MN/m ²) | Den minsta medels 150 mm kub bestämd karakteristisk hållfasthet $f_{ck,cube}$ (MN/m ²) |
|-------------------|-----------------------------|---|--|
| K10 | C8/10 | 8 | 10 |
| K15 | C12/15 | 12 | 15 |
| K20 | C16/20 | 16 | 20 |
| K25 | C20/25 | 20 | 25 |
| K30 | C25/30 | 25 | 30 |
| K35 | C28/35* | 28 | 35 |
| K37 | C30/37 | 30 | 37 |
| K40 | C32/40* | 32 | 40 |
| K45 | C35/45 | 35 | 45 |
| K50 | C40/50 | 40 | 50 |
| K55 | C45/55 | 45 | 55 |
| K60 | C50/60 | 50 | 60 |
| K67 | C55/67 | 55 | 67 |
| K70 | C57/70* | 57 | 70 |
| K75 | C60/75 | 60 | 75 |
| K80 | C65/80* | 65 | 80 |
| K85 | C70/85 | 70 | 85 |
| K90 | C75/90* | 75 | 90 |
| K95 | C80/95 | 80 | 95 |
| K100 | C85/100* | 85 | 100 |
| K105 | C90/105 | 90 | 105 |
| K115 | C100/115 | 100 | 115 |

*) Dessa hållfasthetsklasser är inte i enlighet med SFS-EN 206-1 och de ingår inte i den kommande Eurocode projekteringsstandardEN 1992-1-1. De är hållfasthetsklasser i enlighet med ByggBS del B4, som kan användas som sk. mellannivåer i enlighet med kommentaren i SFS-EN 206-1.

5.1.2 Cement

Tillägg:

Vid tillverkning av betong används cementkvaliteter i enlighet med standarden SFS-EN 197-1 med begränsningar angivna i tabell F.2-(FI).

5.2.5 Användning av tillsatsmaterial

5.2.5.1 Allmänt

Tillägg efter KOMM. 2:

Masugnsslagg kan användas i betong i överensstämmelse med initialprovning (se bilaga A).

Tillåtna maximala mängder för användning av tillsatsmaterial bestäms i enlighet med punkt 5.2.5.2 beroende på byggnadscement, som används och med beaktande av begränsningarna i tabell F.2-(FI).

5.2.5.2 k-värde förfarande

Tillägg:

5.2.5.2.4 (FI) k-värde förfarandet för masugnsslagg

Vid beräkning av vatten-cementtal och mängden cement kan för masugnsslagg i enlighet med ByggBS B4 punkt 7.5 följande k-värden användas:

masugnsslagg

$k = 1,00$ i exponeringsklasser XF 1 och XF 3 samt i alla XA-klasser

$k = 0,80$ i övriga exponeringsklasser

5.2.7 Kloridhalt

Tabell 10 i standarden ersätts med tabell 10-(FI):

TABELL 10-(FI)

Betongens största tillåtna kloridhalt

| Betongens användning | Klorid-halts-klass | Högsta tillåtna Cl-halten (i vikt-%) beräknad av cementmängden ¹⁾ |
|---|--------------------|--|
| Oarmerad betong, som inte heller innehåller andra metalledlar, med undantag av korrosionsbeständiga lyftanordningar | Cl 1,0 | 1,0 % |
| Armerad betong eller betong innehållande andra metalledlar | Cl 0,2 | 0,2 % |
| Spännarmerad betong | Cl 0,1 | 0,1 % |

¹⁾ När tillsatsmaterial av typ II används, och beaktas vid bestämning av cementmängden, anges kloridhalten som mängden kloridjoner som massaprocent av den totala mängden cement och de tillsatsmaterial, som beaktas.

5.3 KRAV I EXPONERINGSKLASSER

5.3.2 Gränsvärden för sammansättning av betong

Tillägg:

Krav på sammansättning av betong anges i tabell F.1-(FI). Tabellen kan användas, om betongkonstruktioners planerade livslängd är 50 år. Om betongen tillhör exponeringsklasser XF, påvisas frostbeständigheten på ett allmänt accepterat sätt.

Förklaring: I publikationen BY 50 har det angetts konstaterande av kravenligheten med avseende på betongens frostbeständighet.

Värdena i tabell F.1-(FI) angår betong, som tillverkas av cement i enlighet med standarden SFS-EN 197-1 typ CEM I och stenmaterial, vars största nominella kornstorlek är 16...32 mm. Om stenmaterialiets största nominella kornstorlek är 8...12 mm, ökas minimimängden cement med 20 kg/m³ och på motsvarande sätt i fall, där den största nominella kornstorleken är 64 mm, minskas minimimängden cement med 20 kg/m³. På kravet om vatten-cementtal har betongens största nominella kornstorlek ingen inverkan.

I betongen får tillsättas tillsatsmedel av typ II, dvs. flygaska, silika eller malet masugnsslagg, endast i sådana mängder, att den nya bildade bindemedelblandningen motsvarar till sammansättning i tabell F.2-(FI) angivna för ifrågavarande exponeringsklass tillåtna cement.

I exponeringsklasser XF 1 och XF 3 minimimängden cement gäller för totalmängden cement av alla i nämnda exponeringsklass godtagna cementkvaliteter eller totalmängden cement och i tillåtna gränser tillsätta tillsatsmaterial. Vid beräkning av vatten-cementtal divideras betongens effektiva vattenmängd med motsvarande princip räknad cementmängd.

Om man vet halten av tillsatsmaterial i cement tillräckligt pålitligt på basen av tillverkarens kvalitetsinformation, kan de användas som grund för beräkningar. Annars bör man alltid anta, att cement innehåller den maximala mängden tillsatsmaterial, som i ifrågavarande cementtyp är möjligt att tillsätta.

Betongen är sulfatresistent, om vid tillverkning har använts tillsatsmaterial, som innehåller minst 70 % separat malet masugnsslagg.

5.3.3 På funktionsegenskaper baserade projekteringsmetoder

Tillägg:

Om konstruktionens planerade livslängd är över 50 år, eller då man annars så överenskommer, påvisas konstruktionens beständighet på ett allmänt accepterat sätt.

Förklaring: I publikationen BY 50 har det angetts metod med avseende på planering för livslängd över 50 år.

5.5.1 Hållfasthet

5.5.1.2 Tryckhållfasthet

Tillägg:

Om betongens duglighet påvisas med kub med 100 mm kant, förvandlas provresultaten till hållfastheter hos kub med 150 mm kant genom att dividera de enskilda provresultaten med 1,03.

6.3 SPECIFIKATION AV BETONG MED FÖRESKRIVEN SAMMANSÄTTNING

Tillägg:

Användning av denna slags betong är inte tillåten i bärande konstruktioner.

6.4 SPECIFIKATION AV STANDARDISERAD FÖRESKRIVEN BETONG

Tillägg:

Betong av klass 3 i enlighet med ByggBS del B4

Delmaterialen i betong av klass 3 får mätas i volymdelar. När betong av klass 3 tillverkas på arbetsplatsen, används cement i åtminstone följande mängder:

| Hållfasthetsklass | Cement kg/m ³ |
|-------------------|--------------------------|
| K15 | 250 |
| K20 | 300 |

I konstruktioner av klass 3 kan betongens duglighet bedömas utan provkroppar, om man med stöd av tillgängliga data kan beräkna att betongens egenskaper uppfyller de krav som ställts på dem.

Tabell F.1 i standarden ersätts med tabell F.1-(FI):

TABELL F.1-(FI)

Gränsvärden för betongens sammansättning och egenskaper då den planerade livslängden är 50 år

| | Ingen risk för korrosion eller påfrestning | Exponeringsklasser | | | | | | | | | | | | | | | | |
|---|--|--------------------------------------|------|------|------|-------------------------------|------|------|---------------------------------------|------|------|--------------------------------------|------|------|------|---------------------------|------|---------------------------------------|
| | | Korrosion orsakad av karbonatisering | | | | Korrosion orsakad av klorider | | | | | | Tillfrysning-upptinnings-påfrestning | | | | Aggressiva kemiska miljön | | |
| | | | | | | Havsvatten | | | Klorid från annan källa än havsvatten | | | | | | | | | |
| X0 | XC 1 | XC 2 | XC 3 | XC 4 | XS 1 | XS 2 | XS 3 | XD 1 | XD 2 | XD 3 | XF 1 | XF 2 | XF 3 | XF 4 | XA 1 | XA 2 | XA 3 | |
| Största v/c-halten | | | | | | 0,50 | 0,45 | 0,45 | 0,55 | 0,55 | 0,45 | 0,60 | | 0,50 | 0,50 | 0,45 | 0,40 | |
| Minimihållfasthetsklass | K15 | K25 | K30 | K30 | K35 | K40 | K45 | K45 | K35 | K35 | K45 | | | | | K40 | K45 | K50 |
| Minimimängd cement (kg/m ³) | | 200 | 230 | 250 | 270 | 300 | 320 | 320 | 300 | 300 | 320 | 270 | | 300 | | 300 | 320 | 330 |
| F-tal (minimivärdet) ²⁾ | | | | | | | | | | | | 1,0 | | 1,5 | | | | |
| P-tal (minimivärdet) ³⁾ | | | | | | | | | | | | | 25 | | 40 | | | |
| Övriga krav | | | | | | | | | | | | | | | | | | Sulfatbeständigt cement ¹⁾ |

1) Om SO₂ leder till exponeringsklasser XA 2 eller XA 3, används sulfatbeständigt cement.

2) Bestämning av F-tal har angetts nedan

3) Bestämning av P-tal har angetts nedan

Bestämning av F-tal

Betongens F-tal räknas ur formeln

$$F = \frac{1}{-4,0 + 7,2 \cdot \frac{\left(\frac{w}{c}\right)^{0,45}}{(a-1)^{0,14}}}$$

där

w/c är effektiv vatten-cementförhållande (effektiv vattenmängd / totalmängd cement)

a är uppmätt luftmängd (%), i fall, då stenmateriallets största kornstorlek i betong är 16 mm. Då den största kornstorleken är 12 mm reduceras den uppmätta lufthalten med 0,5 %-enheter och då kornstorleken är 8 mm 1,0 %-enhet.

Bestämning av P-tal

P-tal räknas ur formeln

$$P = \frac{46 \times k_{jh} \times k_s}{\frac{10 \times (WAS_{RED})^{1,20}}{\sqrt{a}} - 1}$$

där

k_{jh} är efterbehandlingsfaktorn

k_s är bindemedelfaktorn

WAS_{RED} är reducerad vatten-luft-bindemedelförhållande

a är luftmängd (%)

Efterbehandlingsfaktorn k_{jh} räknas ur formeln

$$k_{jh} = 0,85 + 0,17 \log_{10}(t_{jh})$$

där

t_{jh} är efterbehandlingstiden (dygn)

Bindemedelfaktorn k_s räknas ur formeln

$$k_s = 1 - \left(\frac{Q_{vatten}}{Q_{bind}}\right)^{1,5} \times (0,05 \times sil + 0,02 \times slagg + 0,01 \times fa)$$

där

sil är mängden silikastoft (% av bindemedlet)

slagg är mängden masugnsslagg (% av bindemedlet)

fa är mängden flygaska (% av bindemedlet)

Q_{vatten} är effektiv vattenmängd (kg/m^3)

Q_{bind} är total mängd bindemedel (kg/m^3)

Den totala mängden bindemedel Q_{bind} räknas ur formeln

$$Q_{bind} = Q_{cem} + 2,0 \cdot Q_{sil} + 0,8 \cdot Q_{slag} + 0,4 \cdot Q_{fa}$$

där

Q_{cem} är mängden cement (kg/m^3)

Q_{sil} är silikastofthalt (kg/m^3)

Q_{slag} är masugnsslagghalt (kg/m^3)

Q_{fa} är flygaskahalt (kg/m^3)

Det reducerade vatten-luft-bindemedelförhållande WAS_{RED} räknas ur formeln

$$WAS_{RED} = \frac{Q_{vatten} + 10 \times (a - 2)}{Q_{cem} + 2,0 \times Q_{sil} + 0,8 \times Q_{slag} + 0,4 \times Q_{fa}}$$

där

a är luftmängd (%)

Q_{cem} är mängden cement (kg/m^3)

Q_{vatten} är effektiv vattenmängd (kg/m^3)

Q_{sil} är silikastofthalt (kg/m^3)

Q_{slag} är masugnsslagghalt (kg/m^3)

Q_{fa} är flygaskahalt (kg/m^3)

Tillägg:

TABELL F.2-(F1)

Tillåtna cement i olika exponeringsklasser

| | Exponeringsklasser | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|---|---|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|------|------|
| | Ingen risk för korrosion eller påfrestning | Korrosion orsakad av karbonatisering | | | | Korrosion orsakad av klorider | | | | Tillfrysning-upptämnings-påfrestning | | | | Aggressiva kemiska miljön | | | | | |
| | | XC 1 | XC 2 | XC 3 | XC 4 | XS1 | XS 2 | XS 3 | XD 1 | XD 2 | XD 3 | XF 1 | XF 2 | | XF 3 | XF 4 | XA 1 | XA 2 | XA 3 |
| Tillåtna cementkvaliteter | Alla cement i enlighet med standarden SFS-EN 197-1 tillåtna | I II/A-S II/B-S II/A-D II/A-V II/B-V II/A-LL II/A-M II/B-M III/A III/B | I II/A-S II/B-S II/A-D II/A-V II/B-V II/A-LL II/A-M II/B-M III/A III/B | I II/A-S II/B-S II/A-D II/A-V II/B-V II/A-LL II/A-M II/B-M III/A III/B | I II/A-S II/B-S II/A-D II/A-V II/B-V II/A-LL II/A-M II/B-M III/A III/B | I II/A-S II/B-S II/A-D II/A-V II/B-V II/A-LL II/A-M II/B-M III/A III/B | I II/A-S II/B-S II/A-D II/A-V II/B-V II/A-LL II/A-M II/B-M III/A III/B | I II/A-S II/B-S II/A-D II/A-V II/B-V II/A-LL II/A-M II/B-M III/A III/B | I II/A-S II/B-S II/A-D II/A-V II/B-V II/A-LL II/A-M II/B-M III/A III/B | I II/A-S II/B-S II/A-D II/A-V II/B-V II/A-LL II/A-M II/B-M III/A III/B | I II/A-S II/B-S II/A-D II/A-V II/B-V II/A-LL II/A-M II/B-M III/A III/B | I II/A-S II/B-S II/A-D II/A-V II/B-V II/A-LL II/A-M II/B-M III/A III/B | I II/A-S II/B-S II/A-D II/A-V II/B-V II/A-LL II/A-M II/B-M III/A III/B | I II/A-S II/B-S II/A-D II/A-V II/B-V II/A-LL II/A-M II/B-M III/A III/B | I II/A-S II/B-S II/A-D II/A-V II/B-V II/A-LL II/A-M II/B-M III/A III/B | I II/A-S II/B-S II/A-D II/A-V II/B-V II/A-LL II/A-M II/B-M III/A III/B | I II/A-S II/B-S II/A-D II/A-V II/B-V II/A-LL II/A-M II/B-M III/A III/B | | |
| Största tillåtna tillägg av tillsatsmaterial (% av cement), då cement som andäns är CEM I | 11 | 11 | 11 | 11 | 11 | 11 | 11 | 11 | 11 | 11 | 11 | 11 | 11 | 11 | 11 | 11 | 11 | 11 | |
| Största tillåtna tillägg av tillsatsmaterial (% av cement), då cement som andäns är CEM I | 45 | 45 | 45 | 30 | 45 | 30 | 30 | 45 | 30 | 30 | 30 | 30 | 30 | 30 | 30 | 30 | 30 | 30 | 30 |
| Största tillåtna tillägg av tillsatsmaterial (% av cement), då cement som andäns är CEM I | 375 | 375 | 375 | 20 | 375 | 20 | 20 | 375 | 20 | 20 | 20 | 20 | 375 | 100 | 375 | 100 | 375 | 100 | 375 |

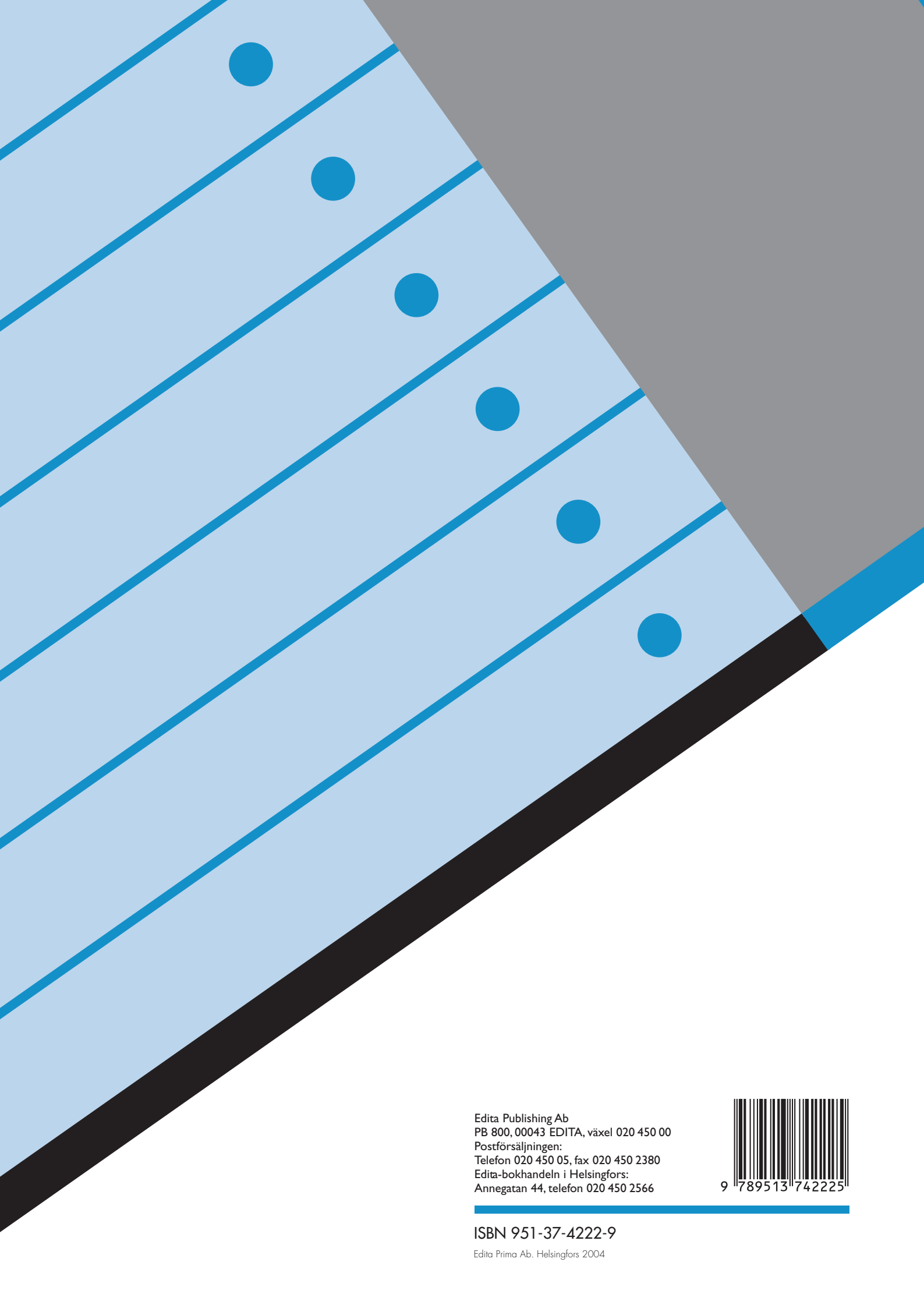
1) Sulfatresistent cement används

2) Krav bedöms från fall till fall

VÄGLEDANDE INFORMATION

BY 27 Tartunnattomat jänteet betonirakenteissa. Suunnittelu- ja rakentamisohjeet sekä pilarilaataston mitoitusesimerkki. (Spänneheter utan vidhäftning i betongkonstruktioner. Projekterings- och utförande-anvisningar samt dimensioneringsexempel på pelarplatta.) Suomen Betoniyhdistys r.y. Helsinki 1988.

BY 50 Betoninormit 2004. (Betongnormer 2004.) Suomen Betoniyhdistys r.y. Helsinki 2004.



Edita Publishing Ab
PB 800, 00043 EDITA, växel 020 450 00
Postförsäljningen:
Telefon 020 450 05, fax 020 450 2380
Edita-bokhandeln i Helsingfors:
Annegatan 44, telefon 020 450 2566



ISBN 951-37-4222-9

Edita Prima Ab. Helsingfors 2004