

MINISTERIET FÖR INRIKESÄRENDENA

Finlands byggbestämmelsesamling

B7

GRÄNSTILLSTÅNDSDIMENSIONERING AV
BETONGKONSTRUKTIONER

upphävd

Anvisningar

1977

MINISTERIET FÖR INRIKESÄRENDENA

Finlands byggbestämmelsesamling

**B 7 GRÄNSTILLSTÅNDSDIMENSIONERING AV
BETONGKONSTRUKTIONER
Anvisningar**

Dessa anvisningar ingår i Finlands byggbestämmelsesamling, om vilken har förordnats i ministeriets för inrikesärendena beslut (867/75). Anvisningarna hänför sig till de föreskrifter, som utfärdats angående bärande konstruktioner.

Helsingfors den 12 september 1977

Avdelningschef
Överdirektör Olavi Syrjänen

Överingenjör Esko Mononen

INNEHÅLLSFÖRTECKNING		sida
B 7 GRÄNSTILLSTÅNDSDIMENSIONERING AV BETONGKONSTRUKTIONER		
Anvisningar		
1	ALLMÄNNA ANVISNINGAR.....	7
1.1	Tillämpning av anvisningarna.....	7
1.2	Definitioner.....	7
1.3	Beteckningar.....	10
1.4	Enheter.....	17
2	BERÄKNINGSGRUNDER.....	17
2.1	Gränstillstånd och gränstillståndsdimensione- ring.....	17
2.1.1	Allmänt.....	17
2.1.2	Dimensioneringsprinciper.....	18
2.2	Laster.....	18
2.2.1	Karakteristiska laster.....	18
2.2.2	Beräkningslaster.....	19
2.2.3	Lastens partialsäkerhetskoefficienter....	19
2.3	Betongens krympning och temperaturändringar.....	19
2.3.1	Allmänt.....	19
2.3.2	Betongens krympning.....	20
2.3.3	Temperaturändringar och temperatur- skillnader.....	20
2.4	Betongens krypning.....	20
2.4.1	Allmänt.....	20
2.4.2	Beräkning av krypningen.....	21
2.5	Beräkning av kraftstorheter.....	21
2.5.1	Kraftstorheterna i brottgränstillstånd...	21
2.5.2	Kraftstorheterna i bruksgränstillstånd...	22
2.6	Materialens hållfastheter.....	22
2.6.1	Karakteristiska hållfastheter.....	22
2.6.2	Beräkningshållfastheter.....	23
2.6.3	Materialens partialsäkerhetskoeffici- enter.....	23
2.7	Materialens spännings-deformationsdiagram.....	23
2.7.1	Betongens spännings-deformationsdiagram..	23
2.7.2	Stålets spännings-deformationsdiagram....	25

2.8	Konstruktioners dimensioner.....	26
2.8.1	Allmänt.....	26
2.8.2	Spännvidder.....	26
2.8.3	Den tryckta flänsens effektiva bredd i platt- och flänsbalkar.....	26
3	DIMENSIONERING I BROTTGRÄNSTILLSTÅND.....	26
3.1	Böjning och normalkraft.....	26
3.1.1	Allmänt.....	26
3.1.2	Tvårsnittets böjnings- och normal- kraftkapaciteter.....	27
3.1.3	Dimensionering av konstruktion utsatt för tryck.....	28
3.1.3.1	Normalkraftens initialexcent- ricitet.....	28
3.1.3.2	Normalkraftens tilläggsex- centriciteter.....	28
3.1.3.3	Beräkningsvärden för normal- kraftens excentriciteter.....	29
3.1.3.4	Tryckta konstruktioners knäckningslängder.....	31
3.2	Skjuvning.....	32
3.2.1	Allmänt.....	32
3.2.2	Skjuvkapacitet av en konstruktion utan skjuvarmering.....	33
3.2.3	Skjuvkapacitet av en konstruktion med skjuvarmering.....	34
3.2.3.1	Allmänt.....	34
3.2.3.2	Skjuvarmeringens kapacitet.....	35
3.2.3.3	Betongens skjuvkapacitet.....	36
3.2.3.4	Skjuvkapacitetens övre gräns....	36
3.2.4	Utskärning av fläns i platt- och flänsbalkar.....	36
3.2.5	Plattans genomstansningskapacitet.....	37
3.2.6	Arbetsfogens skjuvkapacitet.....	39
3.3	Vridning.....	40
3.3.1	Allmänt.....	40
3.3.2	Beräkning av vridkapaciteten.....	41

3.3.2.1	Vridkapaciteten av en konstruktion utan vridarmering.....	41
3.3.2.2	Vridkapaciteten av en konstruktion med vridarmering.....	41
3.3.2.3	Vridkapacitetens övre gräns.....	42
3.3.3	Kombinerad vridning, skjuvning och böjning.....	43
3.4	Lokalt tryck.....	44
3.4.1	Allmänt.....	44
3.4.2	Lokal tryckkapacitet.....	44
3.4.3	Spjälkkrafter vid centrisk belastning.....	45
3.5	Armeringens förankring.....	46
3.5.1	Allmänt.....	46
3.5.2	Förankringskapacitet.....	46
3.5.2.1	Allmänt.....	46
3.5.2.2	Förankringskapaciteten för rak armeringsstång.....	46
3.5.2.3	Förankringskapaciteten vid användning av svetsade tvärgående stänger.....	47
3.5.2.4	Kroks förankringskapacitet.....	49
3.5.2.5	Länks förankringskapacitet.....	50
3.5.2.6	Förankringsstyckets förankringskapacitet.....	51
3.5.3	Stängers dragkrafter i konstruktioner under böjningspåkänning.....	51
3.5.4	Stängernas skarvlängder.....	53
3.5.5	Skarvlängder vid användning av svetsade tvärgående stänger.....	53
	DIMENSIONERING I BRUKSGRÄNSTILLSTÅND.....	54
4.1	Deformationsgränstillstånd.....	54
4.1.1	Allmänt.....	54
4.1.2	Minimivärden för den effektiva höjden.....	54
4.1.3	Beräkning av deformationer.....	55
4.1.4	Tillåtna nedböjningar.....	55
4.2	Sprickgränstillstånd.....	56
4.2.1	Allmänt.....	56
4.2.2	Förhindrande av sprickbildning.....	56
4.2.3	Begränsning av sprickbredden.....	57

4.3	Spänningsgränstillstånd.....	58
4.3.1	Allmänt.....	58
4.3.2	Begränsning av spänningarna.....	59
5	KONSTRUKTIVA ANVISNINGAR.....	59
5.1	Armeringens täckskikt och stängernas inbördes avstånd.....	59
5.1.1	Allmänt.....	59
5.1.2	Armeringens täckskikt.....	60
5.1.3	Stängernas inbördes avstånd.....	61
5.2	Bockning av stänger.....	61
5.2.1	Allmänt.....	61
5.2.2	Bockning av byglar och krokar.....	62
5.2.3	Bockning av huvudarmeringen.....	62
5.3	Stångbuntar.....	63
5.3.1	Allmänt.....	63
5.3.2	Stångbuntars skarvar.....	63
5.4	Armering av vinklar och krökta ytor i kon- struktioner.....	64
5.4.1	Allmänt.....	64
5.4.2	Armering av konstruktioners vinklar.....	64
5.4.3	Armering av konstruktioners krökta ytor...	66
5.5	Konstruktionsdelar.....	67
5.5.1	Allmänt.....	67
5.5.2	Plattor.....	67
5.5.3	Balkar.....	69
5.5.4	Pelare.....	70
5.5.5	Väggar.....	71
6	ELEMENTKONSTRUKTIONER.....	72
6.1	Allmänt.....	72
6.2	Beräkningsgrunder.....	72
6.3	Plan för elementkonstruktioner.....	74

1 ALLMÄNNA ANVISNINGAR

1.1 TILLÄMPNING AV ANVISNINGARNA

Dessa anvisningar beskriver en dimensioneringsmetod vid projektering av bärande konstruktioner av betong på grundvalen av gränstillståndsbetraktanden. Ifall konstruktionerna har begränsats utanför tillämpningsområdet för dessa anvisningar eller att det i specialfall annars finns skäl att betvivla lämpligheten av dessa anvisningar, används andra metoder.

Anvisningarna gäller inte spännbetongkonstruktioner och ej heller betongkonstruktioner med lättballast.

Dessa anvisningar gäller även dimensionering av bärande konstruktioner baserad på tillåtna spänningar för följande delar:

- Beräkning av betongens krympning och krypning (2.3.2 och 2.4.2)
- Konstruktiva anvisningar (5)
- Elementkonstruktioner (6)

För övriga delar kan som anvisning användas tidigare giltiga bestämmelser (statsrådets beslut 296/67 och ministeriets för kommunikationsväsendet och allmänna arbetena beslut 297/67 jämte senare gjorda ändringar) om dimensionering av betongkonstruktioner medels tillåtna spänningars metod.

1.2 DEFINITIONER

Armerad betongkonstruktion - konstruktion, som har projekterats så, att betongen och armeringen endast genom samverkan motstår de påkänningar för vilka konstruktionen blir utsatt.

Beräkningshållfasthet - materialhållfasthet som tillämpas vid beräkning av kapaciteter. Beräkningshållfastheten erhålls genom att dividera av den karakteristiska hållfastheten med vederbörande partialsäkerhetskoefficient för lasten.

Beräkningslast	- last som används vid beräkning av kraftstorheterna i det gränstillstånd som kontrolleras. Beräkningslasten erhålls genom att multiplicera den karakteristiska lasten med vederbörande partialsäkerhetskoefficient för lasten.
Brottgränstillstånd	- gränstillstånd, i vilket konstruktionen förlorar sin bärförmåga.
Bruksgränstillstånd	- gränstillstånd, i vilket konstruktionen upphör att uppfylla de fordringar som ställts såsom villkor för dess användbarhet.
Brukstillstånd	- tillstånd, i vilket konstruktionen uppfyller de fordringar som ställts såsom villkor för dess användbarhet.
Deformationsgränstillstånd	- gränstillstånd, i vilket konstruktionens deformation blir skadligt stor.
Hållfasthetsklass	- betongkvalitet, vilken äger en viss nominell hållfasthet.
Kapacitet	- konstruktionens eller dess dels förmåga att motstå den betraktade påkänningen i det ifrågavarande gränstillståndet.
Karakteristisk hållfasthet	- hållfasthet hos konstruktions material, som ej med tillräcklig sannolikhet underskrides.
Karakteristisk last	- last, som ej med tillräcklig sannolikhet överskrides under konstruktions brukstid vid normalt bruk.
Kortvarig last	- last, som verkar under så kort tid, att materialegenskaperna, som är beroende av tiden, ej behöver beaktas.

- Last** - kraft eller annan inverkan, som förorsakar spänningar eller deformationer i konstruktionen.
- Långvarig last** - last, som verkar så lång tid, att tidens inverkan på materialets egenskaper måste beaktas.
- Nominell hållfasthet** - den kubhållfasthet hos betongen, som väljes till grundval för konstruktionens projektering.
- Oarmerad betongkonstruktion** - konstruktion, som har projekterats så, att betongen ensam motstår de påkänningar, för vilka konstruktionen utsätts.
- Partialsäkerhetskoefficient,**
 För last - faktor, med vilken den karakteristiska lasten multipliceras för erhållande av beräkningslasten.
 För material - faktor, med vilken den karakteristiska hållfastheten divideras för erhållande av beräkningshållfastheten.
- Sprickgränstillstånd** - gränstillstånd, i vilket spricka uppstår i konstruktionen eller i vilket sprickans karakteristiska bredd överskrider det för densamma angivna gränsvärdet.
- Spänningsgränstillstånd** - gränstillstånd, i vilket spänningen eller spänningsvariationerna i materialet överskrider det för densamma angivna gränsvärdet.
- Ständig last** - last, vars storlek, riktning och läge är oförändrade i alla belastningssituationer oberoende av tiden.
- Utmattningsbelastning** - belastning, vilket varierar minst $5 \cdot 10^5$ gånger under konstruktionens brukstid.

Utmattnings- hållfasthet	- materialets brotthållfasthet då spänningen växlar $2 \cdot 10^6$ gånger mellan gränserna σ_{\max} och σ_{\min} .
Variabel last	- last, vars storlek, riktning eller läge varierar.

1.3

BETECKNINGAR

Förutom allmänna matematiska beteckningar har i dessa anvisningar använts följande beteckningar:

A	= area
A_c	= betongtvärsnittets area
A_{cc}	= area för betongtvärsnittets tryckta del
A_{ce}	= arean av den delen av tvärsnittets dragzon, vars tyngdpunkt ligger vid dragarmeringens tyngdpunktsaxel
A_{cf}	= den tryckta flänsens area
A_{co}	= den belastade ytans area vid lokalt tryck
A_{c1}	= arean av belastningens fördelningsyta vid lokalt tryck
A_s	= dragarmeringens area
A'_s	= tryckarmeringens area
A_{sf}	= dragarmeringens area inom flänsen
A_{sl}	= den längsgående armeringens area
A_{st}	= area för bygel, tvärgående armering
A_{sv}	= skjuvarmeringens area
A_{svf}	= i snittet mellan flänsen och livet belägna tvärgående armeringens area
A_u	= arean av figuren, som begränsas av snittet på avståndet $d/2$ från stödets kant vid genomstansning
A_o	= arean av figuren, som begränsas av vridarmeringen
B	= byggnadens bredd
E	= elasticitetsmodul
E_{cc}	= betongens omräknad elasticitetsmodul vid långvarig belastning
E_{cd}	= beräkningsvärde för betongens elasticitetsmodul
E_{ck}	= betongens karakteristiska elasticitetsmodul

E_{sd}	= beräkningsvärde för armeringsstålets elasticitetsmodul
E_{sk}	= armeringsstålets karakteristiska elasticitetsmodul
EI_c	= böjningsstyvhet av en sprucken tvärsnitt
EI_e	= tvärsnittets effektiva böjningsstyvhet
EI_r	= böjningsstyvhet av en helt sprucken tvärsnitt
F	= kraft, last
F_{bu}	= förankringskapacitet
F_d	= beräkningslast
F_k	= karakteristisk last
F_t	= tvärgående dragkraft, spjälkningskraft
F_u	= lokal tryckkapacitet
K	= betongens nominella hållfasthet
K_j	= betongens tryckhållfasthet vid tidpunkten för belastningens början
L	= spännvidd, byggnadens längd
L_c	= knäckningslängd
L_{cr}	= reducerad knäckningslängd vid sned böjning
M	= böjningsmoment
M_d	= böjningsmomentets beräkningsvärde
ΔM_d	= avvikelser från enligt elasticitetsteorin beräknad böjningsmomentets beräkningsvärde
M_{de}	= böjningsmomentets beräkningsvärde enligt elasticitetsteorin
M_o	= nollböjningsmoment
M_r	= sprickningskapacitet vid böjning
M_{umax}	= böjningskapacitetens övre gräns
M_x	= böjningsmoment kring x-axeln
M_y	= böjningsmoment kring y-axeln
N	= normalkraft
N_c	= betongens tryckresultant i tvärsnittet
N_d	= normalkraftens beräkningsvärde
N_r	= sprickningskapacitet vid centriskt drag
N_s	= dragarmeringens resultant i tvärsnittet
ΔN_s	= tillägg av armeringens dragkraft föranledd av sneda sprickor
N_{sc}	= tryckarmeringens resultant i tvärsnittet

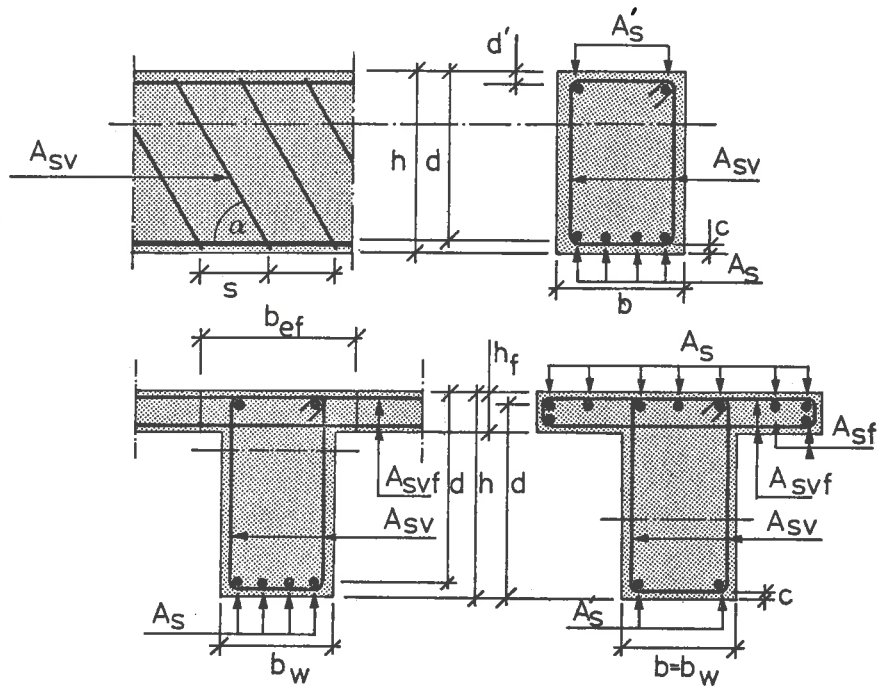
Q	= konstruktionens totallast
T	= vridmoment
T_c	= betongens vridkapacitet
T_d	= vridmomentets beräkningsvärde
T_s	= vridarmeringens vridkapacitet
T_{umax}	= vridkapacitetens övre gräns
V	= skjuvkraft
V_c	= betongens skjuvkraft
V_{co}	= grundvärdet för betongens skjuvkapacitet i betongen i en konstruktion utan skjuvarmering
V_d	= skjuvkraftens beräkningsvärde
$V_{d,red}$	= reducerad skjuvkraft
V_s	= skjuvarmeringens kapacitet
V_u	= skjuvkapacitet, genomstansningskapacitet
V_{uf}	= skjuvkapacitet mellan fläns och liv
V_{umax}	= skjuvkapacitetens övre gräns, genomstansningskapacitetens övre gräns
W	= tvärsnittets elastiska böjmotstånd
W_{te}	= tvärsnittets elastiska vridmotstånd
W_{tr}	= vridmotståndet av en lådbalktvärsnitt, som utformats efter vridningssprickningen
a	= nedböjning, avstånd
a_w	= sprickningsparameter
b	= tvärsnittets bredd
b_w	= livtjocklek
b_o	= den belastade ytans sidomått vid lokalt tryck
b_1	= sidomåttet av lastens fördelningsyta vid lokalt tryck
b_{ef}	= den tryckta flänsens effektiva bredd
c	= tjockleken hos armeringens täckskikt
d	= tvärsnittets effektiva höjd
d'	= avståndet mellan tryckarmeringens tyngdpunkt och tvärsnittets tryckta kant

- e = normalkraftens excentricitet, genomstansningskraftens excentricitet
- e_a = normalkraftens tilläggsexcentricitet
- e_d = beräkningsvärdet för normalkraftens excentricitet
- e_{dx} = värdet för e_d i x-axelns riktning vid sned böjning
- e_i = normalkraftens initialexcentricitet
- e_{rd} = omräknad excentricitet vid sned böjning
- e_1 = den till absoluta värdet större av e_d i konstruktionsdelens ändor verkande normalkraftens excentriciteter
- e_{1x} = värdet för e_1 i x-axelns riktning vid sned böjning
- e_{1y} = värdet för e_1 i y-axelns riktning vid sned böjning
- e_2 = den till absoluta värdet mindre av e_d i konstruktionsdelens ändor verkande normalkraftens excentriciteter
- f = hållfasthet
- f_{cd} = beräkningsvärdet för betongens tryckhållfasthet
- f_{ck} = betongens karakteristiska tryckhållfasthet
- f_{ctd} = beräkningsvärdet för betongens draghållfasthet
- f_{ctk} = betongens karakteristiska draghållfasthet
- f_{fo} = grundvärdet för betongens utmattningshållfasthet
- f_{yd} = stålets beräkningshållfasthet
- f_{yk} = stålets karakteristiska hållfasthet
- h = tvärsnittets höjd
- h_e = konstruktionens omräknad tjocklek
- h_f = flänsens tjocklek
- h_m = lådans tjocklek i en lådbalktvärsnitt, som utformats efter vridningssprickningen
- k = faktor
- k_a = av skjuvarmering föranledd faktor vid beräkning av dragkraftens tillägg ΔN_s
- k_b = vidhäftningsfaktor
- k_c = av konstruktionens stödsätt beroende faktor vid beräkning av knäckningslängden
- k_{ch} = av konstruktionens omräknad tjocklek beroende faktor vid beräkning av betongens kryptal
- k_f = flänsens relativa andel av tryckzonen eller dragarmeringen
- k_h = av krokens form beroende faktor vid beräkning av krokens förankringskapacitet
- k_j = skarvfaktor
- k_r = av förhållandet mellan sprickningskapaciteten och det största böjningsmomentet beroende faktor vid beräkning av tvärsnittets effektiva böjmotstånd

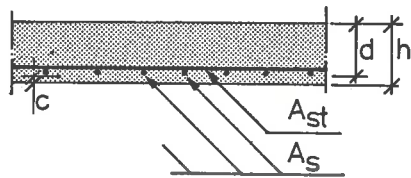
k_{sh}	= av konstruktionens omräknad tjocklek beroende faktor vid beräkning av betongens krympning
k_t	= av belastningens begynnelsepunkt beroende faktor vid beräkning av betongens kryptal
k_z	= av nära stödet verkande laster beroende faktor vid beräkning av skjuvkapaciteten
l	= längd
l_b	= förankringslängd
l_{bo}	= vidhäftningslängdens grundvärde
l_{bh}	= av en krok föranledd ändring i förankringslängden
l_j	= skarvlängd
r	= stångens inre böckningsradie
s	= avstånd mellan stänger, bygelavståndet
s_h	= inbördes avstånd i sidled mellan stänger
s_v	= inbördes avstånd i höjled mellan stänger
u	= omkretsen av figuren, som begränsas av snittet på avståndet $d/2$ från stödets kant vid genomstansning
u_s	= stångens omkretsmått
u_o	= omkretsen av figuren, som begränsas av vridarmeringen
x	= höjden av tvärsnittets tryckzon
z	= inre momentarm
w	= sprickas bredd
w_k	= sprickas karakteristiska bredd
α	= vinkeln mellan skjuvarmeringen och konstruktionens längdaxel, vinkeln mellan skjuvarmeringen och plattans plan, böjningsriktning vid sned böjning
α_e	= E_{sd}/E_{cd} = förhållandet mellan elasticitetsmoduler
α_{ct}	= betongens värmeutvidgningsfaktor
β	= av genomstansningskraftens excentricitet beroende faktor
β_d	= av konstruktionens stödsätt beroende faktor vid beräkning av höjdens minimivärde
γ	= säkerhetskoefficient
γ_c	= betongens partialsäkerhetskoefficient

γ_f	= lastens partialsäkerhetskoefficient
γ_s	= stålets partialsäkerhetskoefficient
ϵ	= relativ deformation
ϵ_c	= betongens stukning
ϵ_{cc}	= betongens slutliga krypning
ϵ_{cs}	= betongens slutliga krympning
ϵ_{cso}	= initialvärdet för betongens slutliga krympning
ϵ_{ct}	= betongens förlängning
ϵ_{ctu}	= övre gränsen för betongens förlängning
ϵ_{cty}	= betongens sträckgränsförlängning
ϵ_{cu}	= övre gräns för betongens stukning
ϵ_{cy}	= betongens sträckgränsstukning
ϵ_s	= stålets töjning
ϵ_{sc}	= stålets stukning
ϵ_u	= övre gräns för stålets töjning och stukning
ϵ_y	= stålets sträckgränstöjning och sträckgränsstukning
η	= av normalkraften beroende faktor vid beräkning av skjuvkapaciteten
ρ	= relativ armeringsarea
σ	= spänning
σ_c	= betongens tryckspänning
$\Delta\sigma_c$	= spänningsvariationen i betongen föranledd av utmattningsbelastningen
σ_{ct}	= betongens dragspänning
σ_s	= stålets dragspänning
$\Delta\sigma_s$	= spänningsvariationen i stålet föranledd av utmattningsbelastningen
σ_{sc}	= stålets tryckspänning
ϕ	= betongens kryptal
ϕ_0	= initialvärdet för betongens kryptal
\emptyset	= stångens diameter
\emptyset_n	= stångbuntens nominella diameter

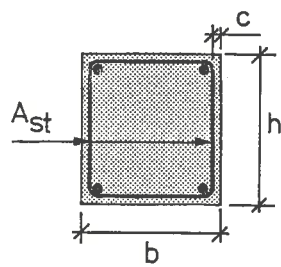
BALKAR



PLATTOR



PELARE



Figur 1 Exempel på användning av beteckningar

1.4 ENHETER

I dessa anvisningar används enheterna enligt SI-systemet. Använda enheter inklusive deras multipler anges i tabell 1.

Tabell 1 Enheter

Storhet	Enhet	Beteckning	Multipl
längd	meter	m	mm
area	kvadratmeter	m ²	mm ²
kraft (last)	newton	N	kN, MN
moment	newtonmeter	Nm	kNm, MNm
spänning, elasticitetsmodul	newton per kvadratmeter = pascal	N/m ² = Pa	MN/m ² = N/mm ² = MPa
kraft (last) per längdenhet	newton per meter	N/m	kN/m, MN/m
kraft (last) per ytenhet	newton per kvadratmeter	N/m ²	kN/m ² , MN/m ²

Då enheter i det tekniska systemet omräknas till SI- enheter, får som omräkningsformel användas

$$1 \text{ kp} = 10 \text{ N}$$

2 BERÄKNINGSGRUNDER

2.1 GRÄNSTILLSTÅND OCH GRÄNSTILLSTÅNDSDIMENSIONERING

2.1.1 Allmänt

De i dessa anvisningar beskrivna dimensioneringsmetoderna baseras på gränstillståndsprinciper, genom vilka det påvisas, att konstruktionen äger tillräcklig säkerhet mot brott och att vid normal användning konstruktions deformationer och sprickning med tillräcklig sannolikhet ej inverkar menligt på konstruktionens och till denna anslutna andra konstruktioners funktion.

2.1.2 Dimensioneringsprinciper

Konstruktionerna dimensioneras med beaktande av såväl brott- som bruksgränstillstånden.

Betraktanden av gränstillstånd företas medels användandet av de ur de karakteristiska lasterna erhållna beräkningslaster såsom laster och medels de ur de karakteristiska hållfastheterna erhållna beräkningshållfastheterna såsom materialhållfastheter samt nominella mått såsom konstruktioners dimensioner.

Det skall vid betraktanden av brottgränstillstånd påvisas, att de av beräkningslasterna föranledda påkänningarna ej överstiger konstruktionens eller konstruktionsdelens kapacitet. Enligt dessa anvisningar kan betraktanden företas för böjning, normalkraft, skjuvkraft, vridning, påkänningar på delyta och förankring.

Vid betraktanden av bruksgränstillstånd påvisas, att de av beräkningslasterna föranledda deformationerna och sprickbredderna ej överstiger tillåtna gränsvärden, eller ifall konstruktionen förutsätter speciella täthetsegenskaper, att de av beräkningslasterna föranledda påkänningarna ej överskrider konstruktionens sprickkapacitet. Vid utmattningsbelastade konstruktioner kontrolleras därjämte, att spänningarna och spänningsvariationerna håller sig inom tillåtna gränser, och att i konstruktionen ej uppstår vibrationer som är skadliga med hänsyn till dess användningssyfte.

Vid behov konstateras vid betraktanden av gränstillstånd även, att deformationerna i konstruktionen ej medför ytterligare påkänningar av skadlig art på andra konstruktioner.

2.2 LASTER

2.2.1 Karakteristiska laster

Med karakteristiska laster avses lastvärden, vilka ej med tillräcklig sannolikhet överskrides under konstruktions brukstid vid normal användning. Som karakteristiska laster används minst värden som angetts i föreskrifterna om byggnaders minsta laster. I nämnda föreskrifter har talvärden för variabla vanliga laster angetts.

2.2.2 Beräkningslaster

Med beräkningslaster avses lastvärden, som används för beräkning av kraftstorheter. Beräkningslasten erhålls genom multiplikation av den karakteristiska lasten med partialsäkerhetskoefficienten för respektive last

$$F_d = \gamma_f F_k \quad (2.1)$$

2.2.3 Lastens partialsäkerhetskoefficienter

De partialsäkerhetskoefficienter för lasten, som används vid gränstillståndsbetraktanden anges i tabell 2.

Bland de alternativa koefficienterna väljs den, som ger bestämmande effekt. I samma konstruktion behöver ej för varaktig last bägge koefficienterna användas samtidigt.

Tabell 2 Lastens partialsäkerhetskoefficienter

Lastens art	Partialsäkerhetskoefficient	
	Brottgränstillstånd	Bruksgränstillstånd
Varaktig last	1,35 eller 0,8	1,0
Variabel vanlig last	1,6 eller 0	1,0 eller 0
Variabel sällsynt last	1,3 eller 0	1,0 eller 0
Exceptionell last	1,0 eller 0	1,0 eller 0

2.3 BETONGENS KRYMPNING OCH TEMPERATURÄNDRINGAR

2.3.1 Allmänt

Betongens krympning samt temperaturväxlingar och ojämn temperaturfördelning beaktas vid behov då deformationer eller sprickor kontrolleras i bruksgränstillstånd. Härtill klarläggs vid behov huruvida dessa faktorer har en inverkan i brottillstånd vid betraktande av konstruktioners stabilitet eller deformationskapacitet.

2.3.2 Betongens krympning

Om noggrannare metoder ej används, kan betongens slutliga krympning beräknas ur formeln

$$\epsilon_{cs} = k_{sh} \epsilon_{cso}, \quad (2.2)$$

där ϵ_{cso} = initialvärdet för betongens slutliga krympning, för vilket under olika klimatiska förhållanden antas värdena i tabell 3 a,

k_{sh} = av konstruktionens ekvivalenta tjocklek h_e beroende faktor, som erhålls ur tabell 3 b. Den ekvivalenta tjockleken beräknas så, att tvärsnittets area divideras med hälften av omkretsen.

Tabell 3 a Den slutliga krympningens initialvärde ϵ_{cso}

Förhållandena i konstruktionens omgivning	Relativ fuktighet %	ϵ_{cso} (o/oo)
i vatten	100	0
i mycket fuktig luft	90	-0,15
i fria luften	70	-0,25
i torr luft	40	-0,45

Tabell 3 b Faktorn k_{sh}

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

2.3.3 Temperaturändringar och temperaturskillnader

Påkänningar och deformationer föranledda av temperaturändringar och temperaturskillnader beräknas i brukstillstånd med användning av värdet α_{ct} för betongens värmeutvidgningskoefficient

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

2.4 BETONGENS KRYPNING

2.4.1 Allmänt

Betongens krympning beaktas vid beräkning av deformationer föranledda av långvarig belastning.

2.4.2 Beräkning av krypningen

Betongens slutliga krypning beräknas ur formeln

$$\epsilon_{cc} = \varphi \epsilon_c, \quad (2.3)$$

där ϵ_c = en elastisk deformation föranledd av långvarig belastning i betongen,

φ = kryptal

Ifall noggrannare metoder ej anlitas, kan kryptalet beräknas ur formeln

$$\varphi = k_t k_{ch} \varphi_0, \quad (2.4)$$

där φ_0 = krypningens initialvärde, för vilket under olika artade förhållanden i konstruktionens omgivning antas värden i tabell 4 a,

k_{ch} = av konstruktionens ekvivalenta tjocklek h_e beroende faktor, som erhålls ur tabell 4 b,

k_t = $2,5 - 1,5 K_j/K$, där K är betongens nominella hållfasthet och K_j betongens tryckhållfasthet vid tidpunkten för belastningens början.

Tabell 4 a Kryptalets initialvärde φ_0

Förhållandena i konstruktionens omgivning	Relativa fuktighet %	φ_0
i vatten	100	1
i mycket fuktig luft	90	1,5
i fria luften	70	2
i torr luft	40	3

Tabell 4 b Faktorn k_{ch}

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

2.5 BERÄKNING AV KRAFTSTORHETER

2.5.1 Kraftstorheterna i brottgränstillstånd

Vid betraktande av brottgränstillstånd kan kraftstorheternas fördelning i konstruktionerna beräknas enligt elasticitetsteorin, icke-lineär analys eller plasticitetsteorin.

Då fördelningen av kraftstorheterna i stavkonstruktioner beräknas med anlitande av metoder baserade på plasticitetsteorin, bör det påvisas att konstruktionerna äger en formförändringsförmåga, som den erforderliga plasticeringen förutsätter. Om formförändringsförmågan ej kontrolleras, avvikelser från kraftstorhetsfördelningen får i statiskt obestämda konstruktioner enligt elasticitetsteorin ske så, att stödmomenten ändras med högst 30 % och de övriga kraftstorheterna korrigeras på motsvarande sätt i enlighet med jämviktsvillkoren. Härvid bör dock stödmomentets förändring ΔM_d och stödmomentet M_{de} enligt elasticitetsteorin uppfylla villkoret

$$\frac{\Delta M_d}{M_{de}} \leq 0,6 - \frac{x}{d} \quad (2.5)$$

där x är höjden av tvärsnittets tryckzon i brottgränstillstånd vid stödet som kontrolleras.

Kraftstorheterna i ramverk med svaj beräknas dock med användning av antingen elasticitetsteorin eller icke-lineär analys, vid behov med beaktande av den inverkan konstruktionernas formförändring utövar på konstruktionens jämviktsvillkor.

Kraftstorheterna i oarmerade betongkonstruktioner beräknas alltid enligt elasticitetsteorin.

2.5.2 Kraftstorheterna i bruksgränstillstånd

Vid betraktandet av bruksgränstillstånd beräknas kraftstorheternas fördelning antingen enligt elasticitetsteorin eller icke-lineär analys. Vid behov beaktas den inverkan som sprickbildning i betongen utövar.

2.6 MATERIALENS HÅLLFASTHETER

2.6.1 Karakteristiska hållfastheter

Som betongens karakteristiska hållfasthet används

$$\begin{aligned} \text{mot tryck} \quad f_{ck} &= 0,65 K \\ \text{mot drag} \quad f_{ctk} &= 0,35 \sqrt{K} \end{aligned} \quad (2.6)$$

I formeln används MN/M^2 som enheter.

Såsom karakteristisk hållfasthet f_{yk} hos stål används både mot tryck och mot drag det hållfasthetskrav, som i standarden för respektive stål angetts för lägre sträckgränsen i fråga om varmvalsade stålstänger och för 0,2-gränsen i fråga om kallbeakbetat stål. Som den karakteristiska hållfastheten för tryckarmeringen får dock antas högst 400 MN/m^2 .

2.6.2 Beräkningshållfastheter

Materialens beräkningshållfastheter erhålls genom division av den karakteristiska hållfastheten med materialets partialsäkerhetskoefficient.

Beräkningshållfastheterna hos betong är

$$\begin{aligned} \text{mot tryck} \quad f_{cd} &= f_{ck}/\gamma_c \\ \text{mot drag} \quad f_{ctd} &= f_{ctk}/\gamma_c \end{aligned} \quad (2.7)$$

Stålets beräkningshållfasthet både mot drag och tryck är

$$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s \quad (2.8)$$

2.6.3 Materialens partialsäkerhetskoefficienter

De partialsäkerhetskoefficienter för material som används vid betraktanden av brottgränstillstånd anges i tabell 5.

Tabell 5 Materialens partialsäkerhetskoefficienter i brottgränstillstånd

Konstruktionsklass	Armerade betongkonstruktioner		Oarmerade betongkonstruktioner
	γ_s	γ_c	γ_c
1	1,10	1,30	1,85
2	1,15	1,40	2,00
3	1,20	1,60	2,30

Vid betraktanden av bruksgränstillstånd är värdet för materialens partialsäkerhetskoefficienter 1,00.

2.7 MATERIALENS SPÄNNINGS-DEFORMATIONSDIAGRAM

2.7.1 Betongens spännings - deformationsdiagram

Vid gränstillståndsbetraktanden antas betongens tryckspänning

öka från noll till hållfastheten f_{cd} , då stukningen växer från noll till värdet $\epsilon_{cy} = 2,0$ o/oo. Tangentmodulen minskar från initialvärdet E_{cd} till noll. Initialvärdet är

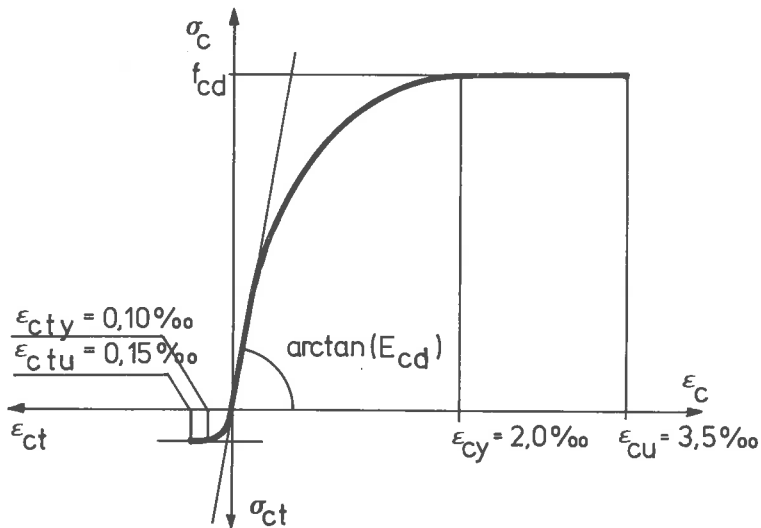
$$E_{cd} = E_{ck} / \nu_c \quad (2.9)$$

där $E_{ck} = 5700 \sqrt{K}$

I formeln används MN/m^2 som enheter.

Då stukningen ökar från värdet ϵ_{cy} till sitt maximivärde $\epsilon_{cu} = 3,5$ o/oo, antas betongens tryckspänning förbli konstant.

Betongens draghållfasthet antas växa från noll till beräkningshållfastheten f_{ctd} , då töjningen växer från noll till värdet $\epsilon_{cty} = 0,10$ o/oo. Tangentmodulen minskar från initialvärdet E_{cd} till noll. Då töjningen växer från värdet ϵ_{cty} till sitt maximivärde $\epsilon_{ctu} = 0,15$ o/oo, antas dragspänningen förbli konstant (figur 2).



Figur 2 Betongens spännings-deformationsdiagram

De krökta delarna i betongens spännings-deformationsdiagram kan ersättas med ändamålsenliga enkla, vanligtvis rätlinjiga delar.

Avhängigheten mellan betongens spänningar och deformationer får vid bruksgränstillståndsbetraktanden antas vara linear. Då inverkan av kortvarig belastning betraktas, används för betongens elasticitetsmodul värdet E_{cd} .

Vid beräkning av deformationer föranledda av långvarig belastning skall såväl vid betraktande av brott- som bruksgränstillstånd beaktas inverkan av betongens krypning.

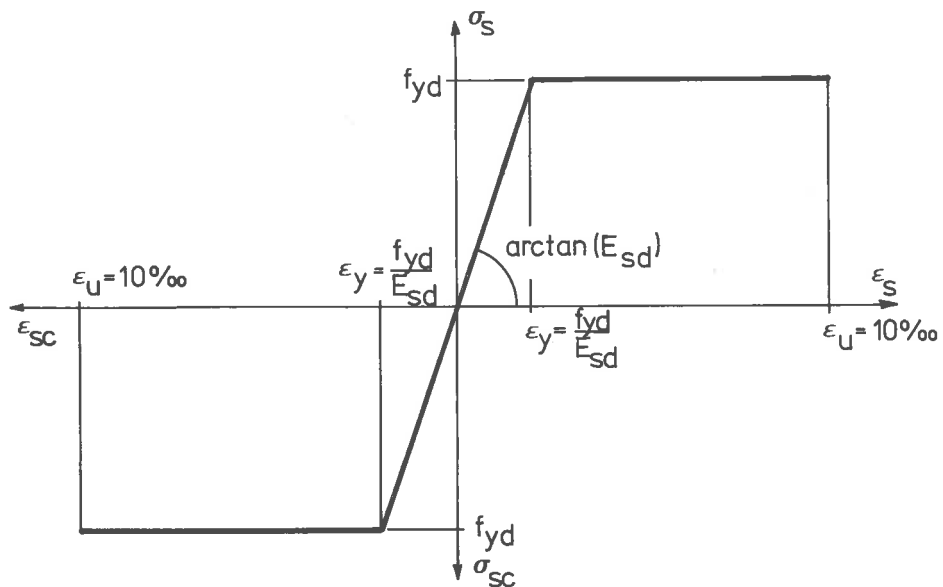
2.7.2 Stålets spännings-deformationsdiagram

Vid gränstillståndsbetraktanden antas spänningen i stålet växa lineärt från noll till beräkningshållfastheten f_{yd} då stålets deformation ökar från noll till värdet $\epsilon_y = f_{yd}/E_{sd}$. Som beräkningsvärde för stålets elasticitetsmodul används

$$E_{sd} = E_{sk}/\nu_s, \quad (2.10)$$

där $E_{sk} = 200\,000 \text{ MN/m}^2$

Då deformationen växer från ϵ_y till sitt maximivärde $\epsilon_u = 10 \text{ o/oo}$ antas spänningen i stålet förbli konstant (figur 3).



Figur 3 Stålets spännings-deformationsdiagram

2.8 KONSTRUKTIONERS DIMENSIONER

2.8.1 Allmänt

Vid gränstillståndsbetraktanden används konstruktioners nominella mått. Inverkan av hål, öppningar, inskärningar och andra försvagande åtgärder bör beaktas.

2.8.2 Spännvidder

Som spännvidd i fråga om balkar och plattor används avståndet mellan stödytornas mittpunkter eller i fråga om konsoler avståndet mellan stödytornas mittpunkter och konsolernas ändor. Som stödytors storlek får teoretiskt erforderliga värden för dessa användas.

2.8.3 Den tryckta flänsens effektiva bredd i platt- och flänsbalkar

Som effektiv bredd i platt- och flänsbalkars tryckta fläns får på den ena sidan av livet, i balkar som huvudsakligen belastas av fördelade laster antas vara 15 % och i balkar, som huvudsakligen belastas av punktlaster, 10 % av avståndet mellan böjningsmomentets nollpunkter. Flänsens effektiva bredd kan dock vara högst hälften av livets fria avstånd eller högst flänsens verkliga bredd. Flänsens effektiva bredd behöver ej vid betraktanden av brottgränstillstånd väljas större än den teoretiskt erforderliga bredden.

3 DIMENSIONERING I BROTTGRÄNSTILLSTÅND

3.1 BÖJNING OCH NORMALKRAFT

3.1.1 Allmänt

För böjning och normalkraft dimensioneras konstruktionerna så, att deras kombinerad böjnings- och normalkraftkapacitet ej överskrids.

På grund av tryckta konstruktioners initialkrökning, ohomogenitet och fel i antagandet av lastens excentricitet antas vid beräkning av dylika konstruktioner normalkraften ha en initialexcentricitet.

Vid dimensionering av slanka konstruktioner utsatta för tryck beaktas här till normalkraftens av böjningen föranledda tilläggs-excentriciteter.

3.1.2 Tvärsnittets böjnings- och normalkraftkapaciteter

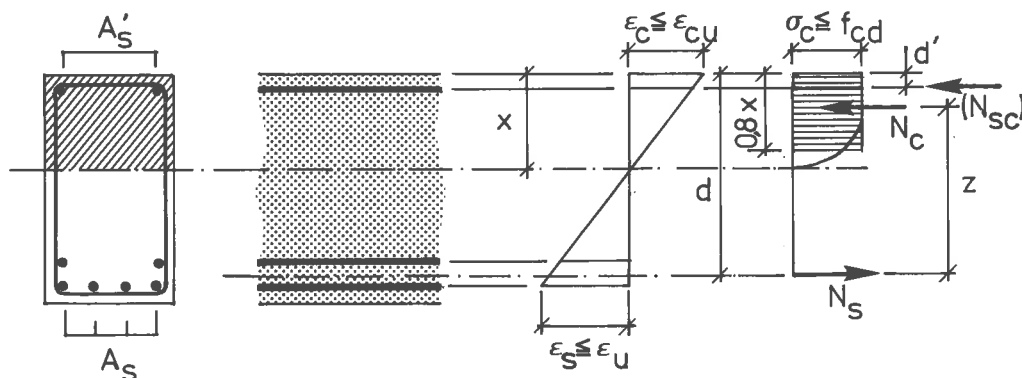
Vid bestämning av den kapacitet som tvärsnitt utsatt för böjningsmoment och normalkraft har, används följande principer

- tvärsnittsplanen antas förbli plana då deformationen sker,
- materialens spännings-deformationsdiagram antas vara i enlighet med beräkningsgrunderna,
- betongens draghållfasthet beaktas inte,
- för betongstukning i tyngdpunkten av tvärsnittets tryckta del får högst värdet 2,0 o/oo användas.

Betongens spännings-deformationsdiagram vid tryck får ersättas med en rektangel, i vilken spänningen är lika med beräkningshållfastheten och i vilken höjden utgör 80 % av avståndet mellan den tryckta kanten och neutralaxeln (figur 4).

Som böjningskapacitet hos böjda konstruktioners tvärsnitt får högst värdet M_{umax} användas, som beräknas med antagandet att den tryckta zonens höjd

$$x = 0,9 \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_y} \cdot d \quad (3.1)$$



Figur 4 Fördelning av deformationer och spänningar i tvärsnittet i brottillstånd

3.1.3 Dimensionering av konstruktion utsatt för tryck

3.1.3.1 Normalkraftens initialexcentricitet

Normalkraftens initialexcentricitet e_i beräknas ur formeln

$$e_i = \frac{h}{20} + \frac{L_c}{500}, \quad (3.2)$$

där L_c är konstruktionens knäcklängd och h tvärsnittets sidomått i den granskade riktningen.

Vid dimensionering adderas initialexcentriciteten till normalkraftens ursprungliga, av belastningen föranledda excentricitet.

3.1.3.2 Normalkraftens tillägsexcentriciteter

Vid dimensionering av slanka konstruktioner beaktas förutom ursprunglig excentricitet och initialexcentricitet den tillägsexcentricitet som föranleds av konstruktionernas böjningar. Då böjningar och förskjutningar beräknas, tillämpas i beräkningsgrunderna angivna spännings-deformationsdiagram för material. Då långvariga laster utövar inverkan, beaktas inverkan av betongens krypning. Utmattningslast behandlas som långvarig last.

Ifall ej noggrannare metoder anlitas, får tillägsexcentriciteten i armerade betongkonstruktioner, där slankheten $L_c/h \leq 40$, beräknas ur formeln

$$e_a = \left(\frac{L_c}{40 h}\right)^2 \left(1 - \frac{L_c}{300 h}\right) h. \quad (3.3)$$

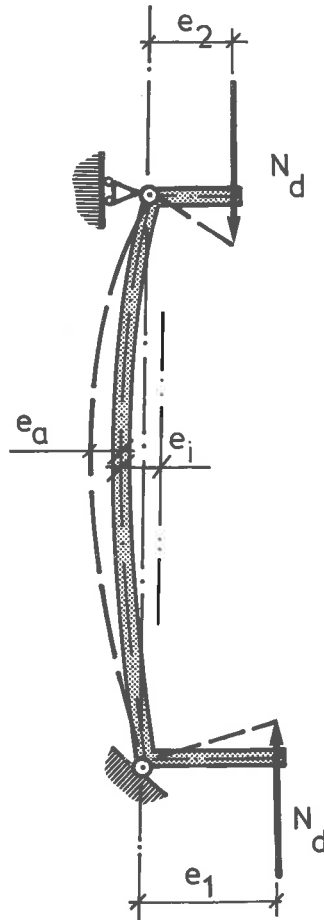
Ifall normalkraftens beräkningsvärde $N_d > 0,5 A_c \cdot f_{cd}$, får det angivna maximivärdet för tillägsexcentriciteten multipliceras med talet $0,5 A_c \cdot f_{cd}/N_d$.

Ifall oarmerade betongkonstruktioners slankhet $L_c/h \leq 25$ och den ursprungliga excentriciteten $e \leq h/3$, får maximivärdet för tillägsexcentriciteten beräknas ur formeln

$$e_a = \left(\frac{L_c}{50 h}\right)^2 h. \quad (3.4)$$

3.1.3.3 Beräkningsvärden för normalkraftens excentriciteter

Vid beräkning av konstruktioner med svaj används som beräkningsvärde för normalkraftens excentricitet summan av initial- och tilläggsexcentriciteten samt den ursprungliga excentriciteten.



Figur 5 Pelarens excentriciteter

Vid beräkning av sådana konstruktioner utan svaj, på vilkas fria spann ej påverkar tvärkrafter, väljs som beräkningsvärde för excentriciteten den största av följande

$$e_d \geq \begin{cases} e_i + e_1 \\ e_i + e_a + 0,6 \cdot e_1 + 0,4 \cdot e_2 \\ e_i + e_a + 0,4 \cdot e_1 \end{cases} \quad (3.5)$$

där e_1 är till absoluta värdet större och e_2 till absoluta värdet mindre av de ursprungliga excentriciteterna som verkar i konstruktionsdelens ändor. Ifall e_2 har motsatt märke än e_1 , väljs e_2 till negativ.

En snett böjd rektangulär pelare kan dimensioneras skilt för sig i tvärsnittsytans bägge huvudaxlars riktning då den följande olikheten gäller

$$\frac{e_{1x}}{h} : \frac{e_{1y}}{b} \leq 0,2 \quad (3.6)$$

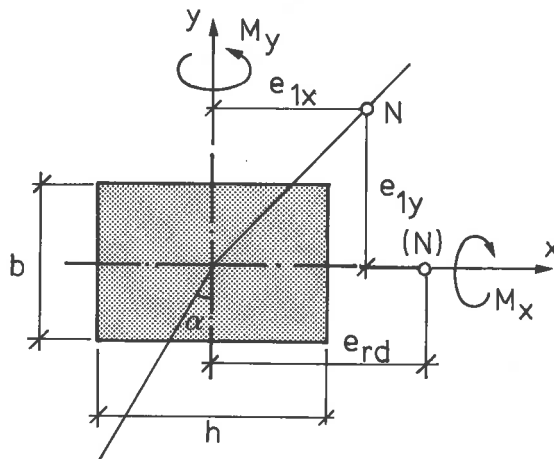
där $e_{1x} = M_y/N_d$ och $e_{1y} = M_x/N_d$ • x-axeln är i samma riktning som sidan h och y-axeln i samma riktning som sidan b.

I övriga fall beräknas den modifierade excentriciteten i samma riktning som pelarens sida h ur formeln

$$e_{rd} = \left(1 + \frac{h}{b} \frac{e_{1y}}{e_{1x}}\right) e_{dx} \quad (3.7)$$

och pelaren dimensioneras i riktningen av sidan h för excentricitet e_{rd} med användning av en på alla pelarens sidor jämnt fördelad armering.

Ifall det betraktade spannet har tvärkrafter, kontrolleras inverkan av dessa skilt.



Figur 6 Pelarens sned böjning. Vinkeln α visar böjningsriktningen

3.1.3.4 Tryckta konstruktioners knäckningslängder

Tryckta konstruktioners knäckningslängder beräknas ur formeln

$$L_c = k_c L, \quad (3.8)$$

där L är konstruktionens fria spännvidd och k_c av konstruktionens stödsätt beroende faktor (tabell 6). I tabellen angivna lägre värden för k_c får användas ifall infästningen är helt styv. I övrigt fall rekommenderas värdena angivna i parentes.

I fallet med den snett böjda rektangulära pelaren, då knäckningslängden i båda riktningarna är ungefär lika stor, beaktas slankheten i enlighet med enaxlat böjningsfall i riktningen h med användning av en reducerad knäckningslängd.

$$L_{cr} = L_c / \sqrt{\sin^2 \alpha + (b/h)^2 \cos^2 \alpha}, \quad (3.9)$$

$$\text{där } \tan \alpha = (e_{1x}/e_{1y})(b/h)^2 = (M_y/M_x)(b/h)^2.$$

Tabell 6 Faktorerna k_c för armerade betongpelare

Stödsätt	Sidoförskjutning	k_c
Led i bägge ändarna	Förhindrad	1,0
Bägge ändarna inspända	Förhindrad	$\geq 0,5$ (0,70)
Ena ändan inspänd, led i den andra	Förhindrad	$\geq 0,7$ (0,80)
Ena ändan inspänd, den andra fri	Fri	$\geq 2,0$ (2,20)
Bägge ändarna inspända	Fri	$\geq 1,0$ (1,20)

Tabell 7 Faktorerna k_c för armerade betongväggar

Stödsätt	k_c
Stödd längs två kanter	Såsom hos armerade betongpelare
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 $L > b$	$\frac{1}{2 (L/b)}$

Vid beräkning av armerade betongväggar kan faktorn k_c bestämmas med hjälp av tabell 7. Måttet b i tabellen avser den fria kantens avstånd från den stabiliserade konstruktionens kant eller de stabiliserade konstruktionernas inbördes fria avstånd.

Vid beräkning av oarmerade betongpelare och betongväggar används för faktorn k_c värdet 1,0 förutsatt, att konstruktionens sidoförskjutningar är förhindrade.

3.2 SKJUVNING

3.2.1 Allmänt

För skjuvkraften dimensioneras konstruktionerna så, att deras skjuvkapacitet ej överskrids.

Konstruktionens skjuvkapacitet påvisas utgående från stödets kant.

Ifall konstruktionens drag- och tryckfläns lutar i förhållande till konstruktionens längdaxel, beaktas inverkan av denna lutning då konstruktionens skjuvkapacitet beräknas.

Ifall belastningen föranleder i konstruktionen tvärgående dragkrafter, beaktas inverkan av dragkrafterna vid dimensionering av skjuvarmeringen. Till exempel en last, som hängts i balkens underkant eller stödande av balken från dess överkant förorsakar i balken tvärgående dragkrafter.

3.2.2 Skjuvkapacitet av en konstruktion utan skjuvarmering

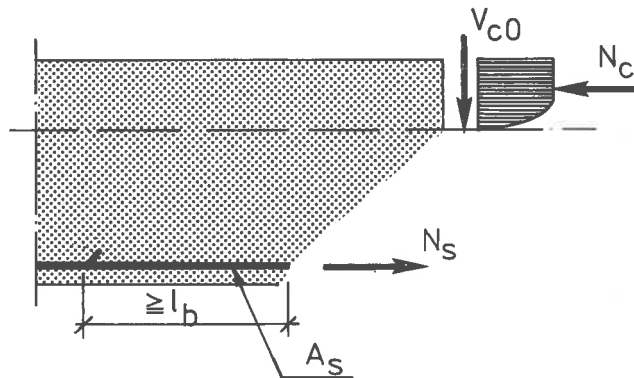
Kapacitetets grundvärde hos en konstruktion utan skjuvarmering beräknas ur formeln

$$V_{co} = 0,25 k (1 + 50\rho) f_{ctd} b_w d, \quad (3.10)$$

$$\text{där } \rho = \frac{A_s}{b_w d} \leq 0,2$$

$$k = 1,6 - d \geq 1,0, \text{ i formeln används meter som dimension för den effektiva höjden } d.$$

I stålarean inräknas de i konstruktionens dragna kant belägna stängerna, vilka har förankrats utanför skärpunkten av den via det betraktade tvärsnittet i 45° vinkel löpande sneda sprickan och stängerna (figur 7).



Figur 7 Konstruktion utan skjuvarmering

Då inverkan av laster nära stödet betraktas, kan betongens skjuvkapacitet ökas med faktorn

$$k_z = \frac{V_d}{V_{d,red}} \leq 2, \quad (3.11)$$

där $V_{d,red}$ är skjuvkraft, som har beräknats så, att lasterna, vilkas avstånd från stödet är högst $2d$, har multiplicerats med

talet $a/2d$, a är lastens avstånd från stödet. Härtill skall följande villkor gälla:

- lasten och stödreaktionen verkar på motsatta sidor av konstruktionen så, att snett tryck bildas i konstruktionen,
- armeringen, som böjningsmomentet vid lasten fordrar, sträcker sig ända till konstruktionens ändstöd och har förankrats bakom stödets kant,
- den vid konstruktionens mittstöd av stödmomentet erfordrade armeringen sträcker sig förbi den betraktade lastens verkningspunkt och har förankrats bakom den.

Ifall konstruktionen påverkas av tryckande normalkraft N_d , får skjuvkapaciteten ökas med faktorn

$$\eta = 1 + \left| \frac{M_o}{M_d} \right| \leq 2 \quad (3.12)$$

där M_d = böjningsmoment motsvarande den största, på det granskade området verkande, skjuvkraften.

M_o = nollböjningsmoment i tvärsnittet, där M_d verkar, dvs. det moment, som tillsammans med normalkraften N_d medför ett spänningslöst tillstånd i den kant av tvärsnittet, där belastningen föranleder drag.

Ifall konstruktionen påverkas av en dragande normalkraft, som skall beaktas i konstruktionens jämviktsvillkor i brotttillstånd, antas betongens skjuvkapacitet vara noll.

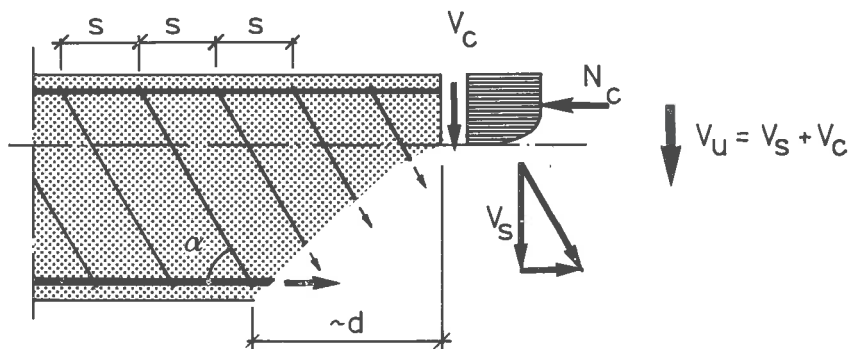
Då faktorerna k_z och η används samtidigt, beräknas deras skjuvkapacitetsökande inverkan skilt. Skjuvkapaciteten får dock inte överskrida värdet $f_{ctd} b_w d$.

3.2.3 Skjuvkapacitet av en konstruktion med skjuvarmering

3.2.3.1 Allmänt

En skjuvarmerad konstruktions skjuvkapacitet är summan av betongens och skjuvarmeringens skjuvkapaciteter (figur 8).

Den erforderliga skjuvarmeringen vid avståndet d från stödets kant förlängs ända till stödet. Beräkningarna behöver ej utföras inom detta område.



Figur 8 Skjuvarmerad konstruktion

3.2.3.2 Skjuvarmeringens kapacitet

Skjuvarmering kan bildas av byglar eller av uppbockade stänger eller av byglar och uppbockade stänger. Såsom skjuvarmering betraktas endast de armeringstänger, vilkas vinkel α mot konstruktionens längdaxel är minst 45° .

Skjuvkapaciteten av den i konstruktionen jämnt delade skjuvarmeringen beräknas ur formeln

$$V_s = \frac{A_{sv}}{s} 0,9 d f_{yd} (\sin \alpha + \cos \alpha), \quad (3.13)$$

där A_{sv} = den sammanlagda tvärsnittsarean av skjuvarmeringens skär (figur 8).

Förutsättningen för användning av formeln är, att bygelavståndet s ej överskrider värdet $0,75d (1 + \cot \alpha)$.

För enstaka stänger beräknas skjuvkapaciteten ur formeln

$$V_s = A_{sv} f_{yd} \sin \alpha \quad (3.14)$$

Består skjuvarmeringen av byglar och uppbockade stänger, beräknas dess kapacitet som summan av bägge kapaciteterna.

3.2.3.3 Betongens skjuvkapacitet

Betongens skjuvkapacitet beräknas ur formeln

$$V_c = 0,50 f_{ctd} b_w d. \quad (3.15)$$

Inverkan av de laster, som ligger nära stödet, och normalkraften på skjuvkapaciteten beaktas på samma sätt som i punkt 3.2.2 (faktorerna k_z och η).

I utmattningsbelastade konstruktioner antas V_c vara noll.

3.2.3.4 Skjuvkapacitetens övre gräns

För att undvika tryckbrott i livet, beräknas den övre gränsen av konstruktionens skjuvkapacitet ur formeln

$$\begin{aligned} V_{umax} &= 0,25 f_{cd} b_w d (1 + \cot \alpha) \\ &\leq 0,45 f_{cd} b_w d \end{aligned} \quad (3.16)$$

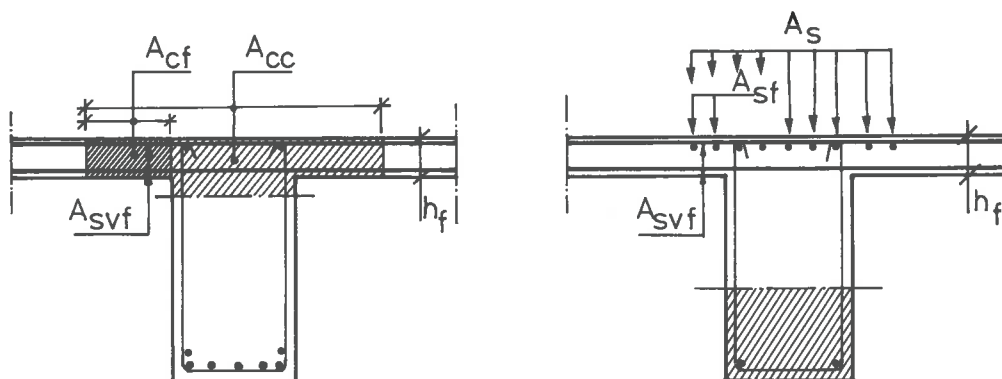
Härvid bestäms vinkeln α efter byglarnas lutning. Ifall skjuvarmeringen utförs av uppbockade stänger även delvis, antas $\cot \alpha$ vara noll.

3.2.4 Utskärning av fläns i platt- och flänsbalkar

Skjuvkapaciteten i flänsernas och livets skärnsnitt beräknas ur formeln

$$V_{uf} = \frac{1}{k_f} (0,50 f_{ctd} + \rho_{vf} f_{yd}) h_f d, \quad (3.17)$$

där $\rho_{vf} = \frac{A_{svf}}{h_f s}$ och $k_f = A_{cf}/A_{cc}$ eller $A_{sf}/A_s =$ den tryckta zondel av tvärsnittets totala tryckzon, som erfordras av den erforderliga böjningskapaciteten, då flänsen är tryckt, eller de i flänsen belägna stängernas andel av tvärsnittets dragarmering då flänsen är dragen (figur 9).



Figur 9 Flänsbalk

3.2.5 Plattans genomstansningskapacitet

Plattans genomstansningskapacitet beräknas ur formeln

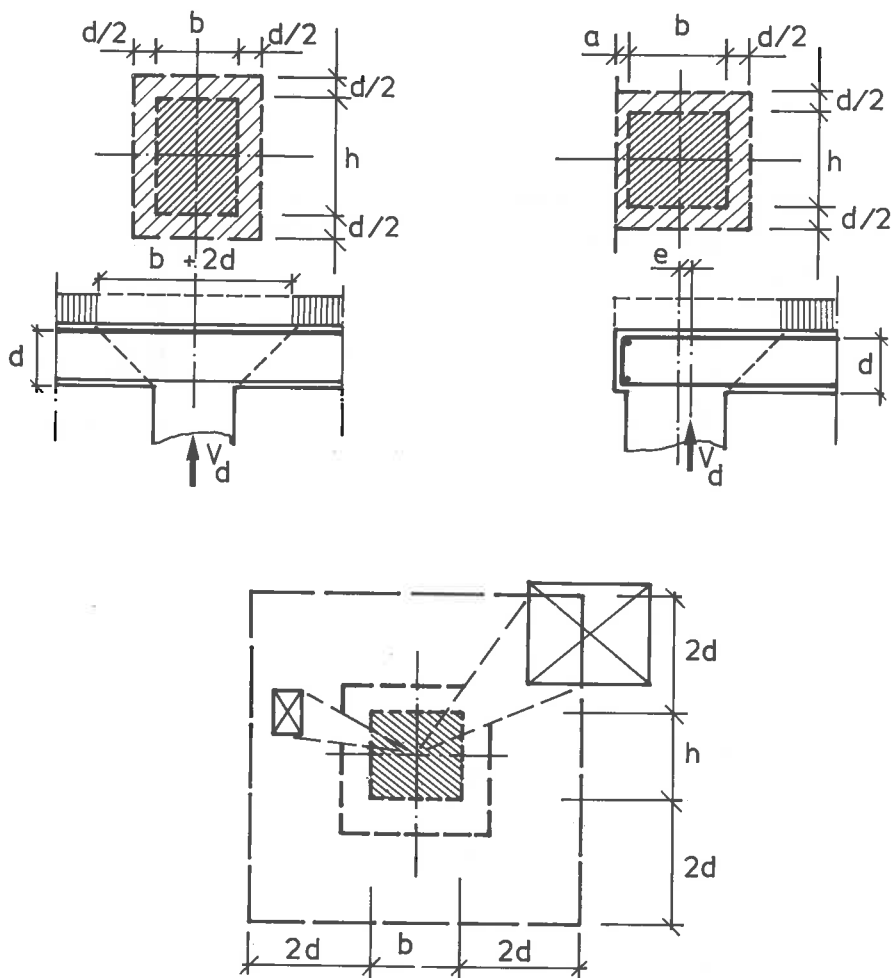
$$V_u = \beta f_{ctd} u d, \quad (3.18)$$

där
$$\beta = \frac{0,75}{1 + 1,2 e / \sqrt{A_u}}$$

I formeln är u och A_u omkretsen och ytan av figuren, som begränsas av snittet på avståndet $d/2$ från stödets kant samt e genomstansningskraftens excentricitet från tyngdpunkten för det ifrågavarande snittet (figur 10).

Vid beräkning av genomstansningskraften behöver ej sådana laster medtas, vilka ligger inom området, som begränsas av snittet på avståndet d från stödets kant.

Ifall i plattan finns hål inom området, som begränsas av snittet på avståndet $2d$ från stödets kant, får i omkretsen u ej de delar medräknas, som förblir mellan räta linjer, vilka ritats från hålens utkanter till stödets mittpunkt.



Figur 10 Plattans genomstansning

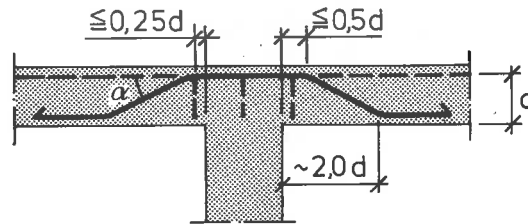
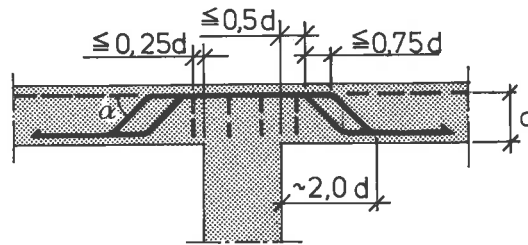
Då skjuvarmering används, beräknas plattans genomstansningskapacitet ur formeln

$$V_u = \beta (0,50 f_{ctd} u d + A_{sv} f_{yd} \sin \alpha). \quad (3.19)$$

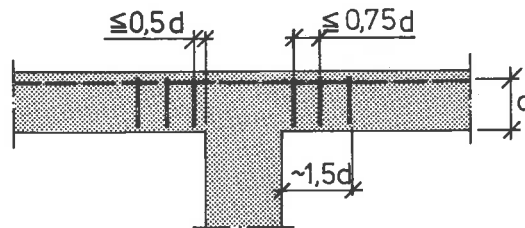
Skjuvarmeringen kan bestå antingen av slutna byglar eller av uppbockade armeringsstänger (figur 11). Vinkeln α mellan skjuvarmeringen och plattans plan bör vara minst 30° .

För plattans genomstansningskapacitet får användas högst värdet $V_{u\max}$, som beräknas ur formeln

$$V_{u\max} = 2 \beta f_{ctd} u d. \quad (3.20)$$



a) Medels uppbockade stänger



b) Medels slutna byglar

Figur 11 Skjuvarmering vid pelare

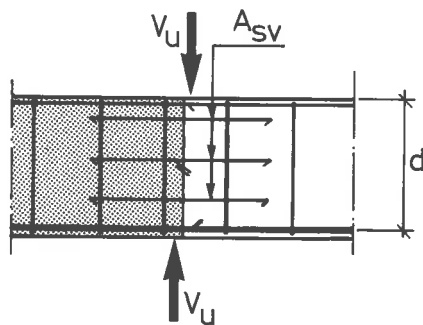
3.2.6 Arbetsfogens skjuvkapacitet

Arbetsfogens skjuvkapacitet för en skjuvpåfrestning i fogens riktning kan beräknas ur formeln

$$V_u = 0,80 (A_c \sigma_c + A_{sv} f_{yd}), \quad (3.21)$$

där A_c och A_{sv} är fogens och de i fogen befintliga tvärarmeringens arealer samt σ_c den genomsnittliga tryckspänningen vinkelrät mot fogen. För de delar där i fogen verkar dragspänning vinkelrätt mot fogen antas σ_c vara noll.

I armeringsarean A_{sv} får endast de stänger inräknas, vilka har förankrats på båda sidorna av fogen för en dragkraft, som motsvarar beräkningshållfastheten och vilka ej har tillgodoräknats vid beräkning av övriga kapaciteter (figur 12).



Figur 12 Arbetsfog

3.3 VRIDNING

3.3.1 Allmänt

I dessa anvisningar behandlas endast vridning av balkformiga konstruktioner.

Ifall vridningsmomenten har beaktats i konstruktionens jämviktsvillkor i brottgränstillstånd, så skall vridningskapaciteten kontrolleras. Ifall vridning föranleds av konstruktionens tvångsdeformationer under belastningen och vridningsmomentet ej är nödvändigt för att behålla konstruktionens jämvikt, behöver säkerheten mot vridningsbrott ej påvisas, såvida konstruktionens seghet är tillräcklig mot tvängsvridning.

Konstruktionens vridningskapacitet beräknas i allmänhet på basen av vridarmeringen. Ifall vridningsmomentet är litet, kan betongens vridningskapacitet beaktas. Även härvid bör i balken insättas ett minsta antal byglar.

Konstruktionens säkerhet mot brott påvisas vanligtvis så, att de erforderliga armeringarna för vridning, skjuvning och böjning bestäms skilt och summan av dessa insätts i konstruktionen.

3.3.2 Beräkning av vridkapaciteten

3.3.2.1 Vridkapaciteten av en konstruktion utan vridarmering

Förutom minsta antalet byglar enligt punkt 5.5.3 behövs inte en separat vridarmering ifall

$$T_c \leq 0,3 f_{ctd} W_{te} \quad (3.22)$$

där W_{te} är tvärsnittets elastiska vridmotstånd, vid vars beräkning flänsens bredd får antas vara högst tre gånger flänsens tjocklek.

Normalkraftens inverkan beaktas vid behov genom att räkna huvuddragspänningen, som får vara högst $0,3 f_{ctd}$.

Betongens vridkapacitet antas vara noll, ifall belastningen föranleder utmattnings.

3.3.2.2 Vridkapaciteten av en konstruktion med vridarmering

Ifall vridkapaciteten enligt punkt 3.3.2.1 ej räcker till, mottas alla vridningspåfrestningar medels vridarmering.

Vridarmeringen skall i allmänhet uppstå av slutna byglar (A_{st}) och av längsgående stänger (A_{sl}). Dess vridkapacitet (T_s) beräknas ur formeln

$$T_s = 2 A_o \sqrt{\frac{A_{st} f_{yd}}{s} \cdot \frac{A_{sl} f_{yd}}{u_o}}, \quad (3.23)$$

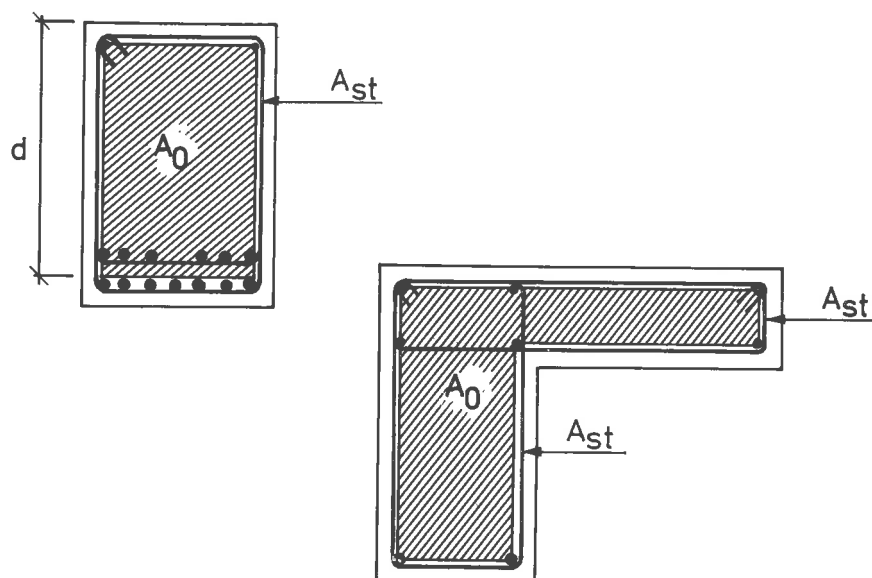
där s är bygelavståndet, samt A_o och u_o är arean och omkretsen av polygonen, som ritats via längsgående stängers tyngdpunktsaxlar. Placering av vridarmering anses bestämmas enligt längsgående stängers tyngdpunktsaxlar (figur 13).

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

$$\frac{1}{4} \leq \frac{A_{sl}}{A_{st}} \frac{s}{u_o} \leq 4 \quad (3.24)$$

De längsgående stängerna bör vara jämnt fördelade på kretsen av området, som begränsas av vridarmeringen så, att åtminstone en

armeringsstång finns i varje hörn av en bygel. Bygelavståndet s får vara högst $1/8$ av kretsen av området, som begränsas av bygelarmeringen och högst 300 mm. Den i tvärsnittets hörn belägna armeringsstångens diameter bör vara minst $s/16$.



Figur 13 Balkens vridarmering

3.3.2.3 Vridkapacitetens övre gräns

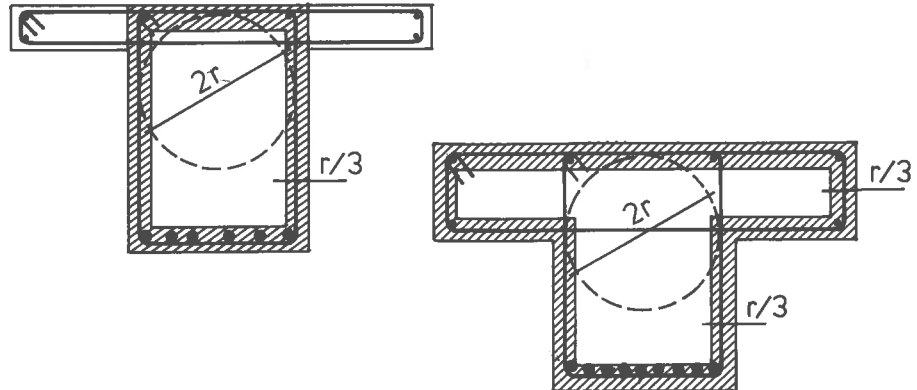
För att tryckbrott i betong förhindras, kontrolleras vridkapacitetens övre gräns ur formeln

$$T_{\text{umax}} = 0,25 f_{\text{cd}} W_{\text{tr}}, \quad (3.25)$$

där W_{tr} är vridmotståndet av den efter vridspjälkningen uppstådda lådtvärsnittet. Detta vridmotstånd beräknas ur formeln

$$W_{\text{tr}} = 2 A_0 h_m, \quad (3.26)$$

där h_m är lådans tjocklek, till vilken antas $1/3$ radien hos den största möjliga cirkeln, som enligt figur 14 ritats inom tvärsnittet.



Figur 14 Vridningsprucken balks tvärsnitt

3.3.3 Kombinerad vridning, skjuvning och böjning

Vid de ställen på balkens tryckta sida, där den av böjningen föranledda längsgående tryckningen är större än den av vridningen föranledda dragningen, behövs inte längsgående vridarmering.

På balkens dragna sida får ej längsgående armering insättas vid kombinerad vridning och böjning mer än vad som vid enbart böjning får insättas.

Vid kombinerad vridning och skjuvning kan säkerheten mot sned brott i betongen kontrolleras ur formeln

$$\frac{V_d}{V_{u\max}} + \frac{T_d}{T_{u\max}} \leq 1 \quad (3.27)$$

Vrid- och skjuvarmering behövs inte, ifall

$$\frac{V_d}{V_{co}} + \frac{T_d}{T_c} \leq 1 \quad (3.28)$$

3.4 LOKALT TRYCK

3.4.1 Allmänt

Då tryckande kraft belastar endast en del av konstruktionens yta, får denna kraft ej överskrida den belastade ytans lokala tryckkapacitet, vilken får beräknas vara större än den belastade ytans kapacitet, som motsvarar beräkningsvärdet för betongens tryckhållfasthet under förutsättning, att tryckpåkänningen kan antas vara fördelad på en större yta än den belastade ytan, och att konstruktionen har därtill tillräcklig armering med tanke på spjälkkrafterna.

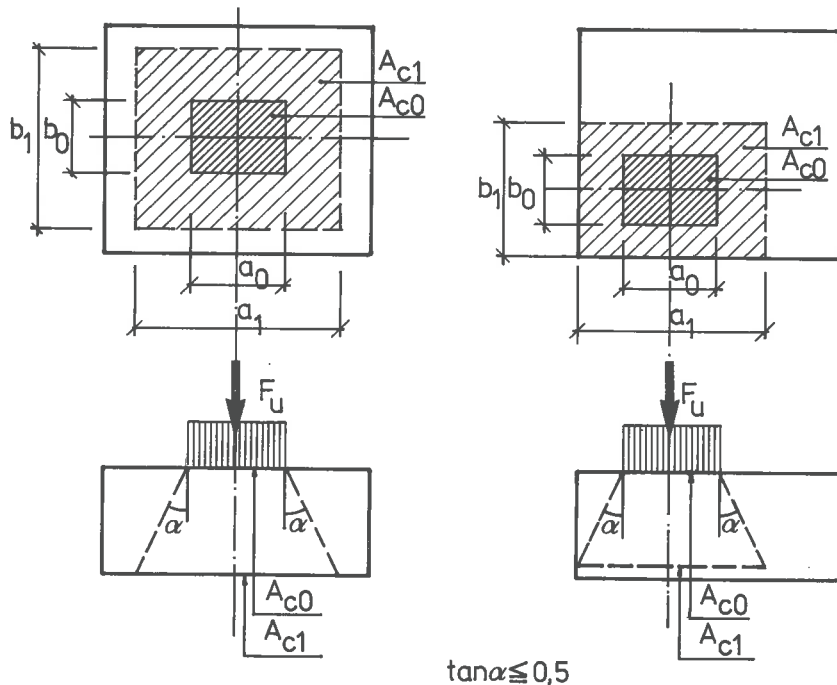
3.4.2 Lokal tryckkapacitet

Lokal tryckkapacitet beräknas ur formeln

$$F_u = A_{c0} f_{cd} \sqrt{\frac{A_{c1}}{A_{c0}}} \leq 3 A_{c0} f_{cd}, \quad (3.29)$$

där A_{c0} = den belastade ytans area

A_{c1} = arean av belastningens fördelningsyta



Figur 15 Lokalt tryck

Vid bestämmandet av fördelningsytan A_{c1} iaktas följande principer (figur 15):

- fördelningsytans tyngdpunkt skall ligga på samma räta linje, som den belastande kraftens resultant,
- fördelningsytans sidomått får ej antas vara större än summan av den belastade ytans motsvarande mått och konstruktionens mått i den belastande kraftens riktning,
- samtidigt verkande lokala tryckpåkänningarnas fördelningsytor får ej skära varandra,
- mellan den belastade ytan och fördelningsytan får i konstruktionen ej finnas försvagningar.

3.4.3 Spjälkkrafter vid centrisk belastning

De spjälkkrafter som lokala tryckpåfrestning medför, beräknas i centrisk belastning i vardera huvudriktningen ur formeln

$$F_t = 0,25 F_d (1 - b_0/b_1), \quad (3.30)$$

där F_d = den belastande kraftens beräkningsvärde,
 b_0 = belastningsområdets sidmott i den riktning som betraktas,
 b_1 = fördelningsytans sidmott i den riktning som betraktas.

Ifall tvärgående tryckspänningar uppstår i konstruktionen i förhållande till den belastande kraften, får inverkan av dessa beaktas vid beräkning av spjälkkraften.

Spjälkarmeringen kan fördelas jämnt på sträckan av fördelningsytans mindre sidmott i den belastande kraftens riktning.

Ifall $F_d \leq f_{cd} A_{c0}$ erfordras ej separat spjälkarmering.

3.5 ARMERINGENS FÖRANKRING

3.5.1 Allmänt

Armeringen får beaktas i beräkningarna endast såvida den har tillräcklig förankringskapacitet.

Förankringen kan utföras med stångens vidhäftning, krokar, länkar, förankringsstycken eller svetsade tvärgående stänger. Släta stänger belastade av en dragpåkänning får dock inte förankras enbart medels stångens vidhäftning.

Då den dragkraft, som skall förankras, bestäms, bör i böjda konstruktioner den av sneda sprickor föranledda effekten, som ökar armeringens dragkraft, beaktas.

Principer, vilka gäller förankring, kan tillämpas vid bestämmandet av skarvlängden hos armeringens överlappsskarvar.

3.5.2 Förankringskapacitet

3.5.2.1 Allmänt

Med stångens förankringskapacitet avses den största kraft, som stången kan uppta utan att glida i betongen.

Ifall vid förankring används krok, länk, förankringsstycke eller svetsade tvärgående stänger, får förankringskapaciteten beräknas såsom summan av förankringskapaciteterna hos dessa och vidhäftningen av stångens raka del.

3.5.2.2 Förankringskapaciteten för rak armeringsstång

Förankringskapaciteten för rak stång beräknas ur formeln

$$F_{bu} = k_b f_{ctd} u_s l_b \quad (3.31)$$

där u_s = stångens omkretsmått
 l_b = stångens förankringslängd
 k_b = av kvaliteten av stålets yta och stångens läge i konstruktionen beroende faktor, vars grundvärden har angetts i tabell 8.

Ifall förankringsställets avstånd från konstruktionens underyta är större än 300 mm, men från övre ytan mindre än 300 mm, skall vidhäftningsfaktorn minska minst 50 %, ifall vinkeln vid förankringsstället mellan stången och det horisontala planet är mindre än 45° .

Tabell 8 Vidhäftningsfaktorn k_b

Stålkvalitet	k_b
A220 och A220 S	1,0
A400H och A400HS	2,4
A600H	2,4
B500	0,9
B500P	1,2

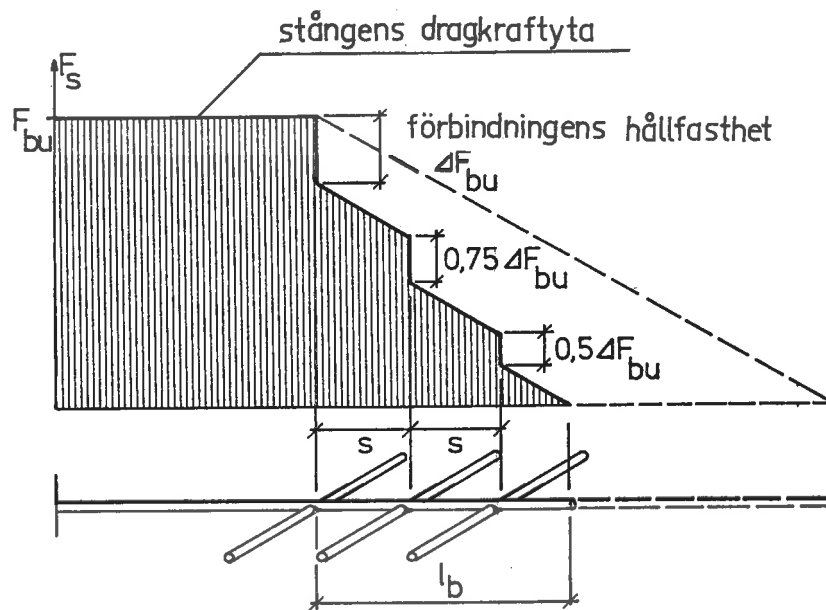
Ifall armeringsstång, som förankras i konstruktion, blir vid förankringsstället utsatt för väsentligt tvärgående tryck, såsom vid förankring vid stöden, får vidhäftningsfaktorn förstoras, dock högst med 50 %.

Ifall stång, som förankras i konstruktion, blir vid förankringsstället utsatt för tvärgående dragning, vilken förorsakar vid förankringsstället en överskridning av betongens draghållfasthet, skall vidhäftningsfaktorn minska med åtminstone 50 %.

Förankringskapaciteten för rak tryckstång får förstoras med värdet $3 A_s f_{cd}$ förutsatt, att avståndet från stångens ända till betongytan, mätt i stångens riktning, är minst 5ϕ .

3.5.2.3 Förankringskapaciteten vid användning av svetsade tvärgående stänger

Vid användning av i huvudstänger medels svetsade kraftförbindningar fästade tvärgående stänger, får vid beräkning av förankringslängder från kraften i stången minska per första tvärgående stång inom förankringsområdet den kraft, som motsvarar förbindningens hållfasthet, per den andra tvärgående stången 75 % och per den tredje tvärgående stången 50 % av förbindningens hållfasthet (figur 16). Flere än tre tvärgående stänger får ej beaktas.



Figur 16 Stångens dragkraftyta vid användandet av medels svetsning fästade tvärgående stänger inom förankringsområdet

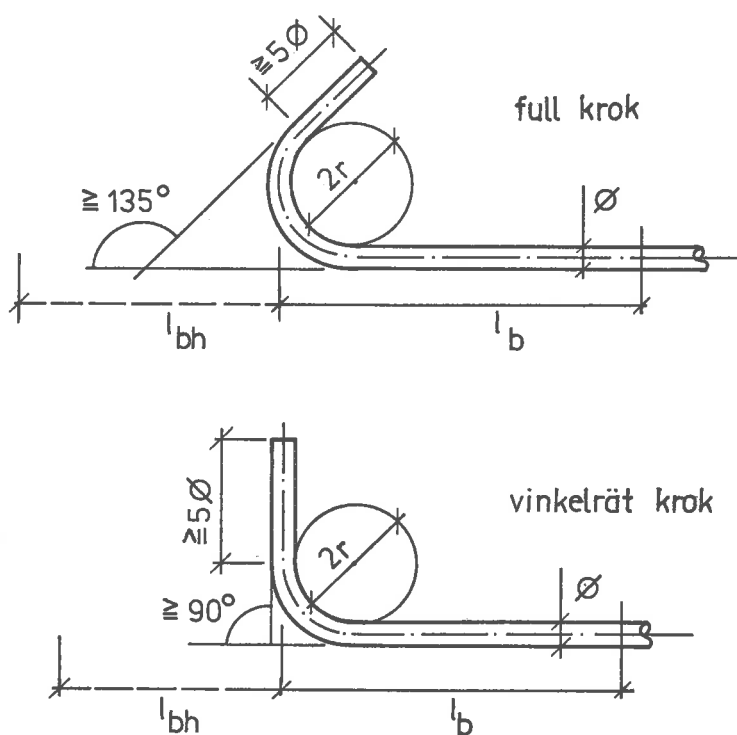
Ifall förankringen utförs enbart medels raka stänger, bör förankringslängden vara dock minst 10ϕ .

3.5.2.4 Kroks förankringskapacitet

Kroken bör uppfylla de i figur 17 angivna kraven. Krokens förankringskapacitet beräknas såsom en rak stängs förankringskapacitet genom att använda för förankringslängden värdet

$$l_{bh} = k_h \phi \quad (3.32)$$

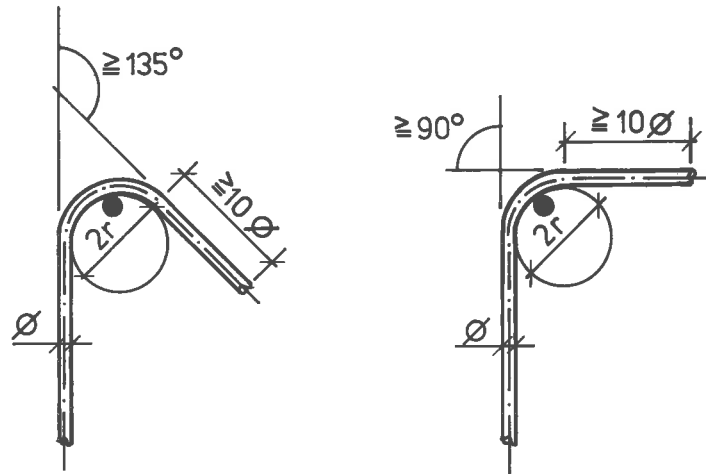
där k_h = 15 vid användandet av full krok
 k_h = 10 vid användandet av vinkelrät krok



Figur 17 Förankring av en stång medels kort krok

Vid beräkning av förankringskapaciteten av en bygels krok får angivna faktorer fördubblas, ifall kroken uppfyller de krav, som angetts i figur 18 och därtill i krockens inre kant finns en tvärgående stång, vars diameter är minst lika stor som den förankrade stängens diameter.

Krokens förankringskapacitet får beaktas endast, ifall bockningen i kroken börjar efter förankringens begynnelsepunkt.



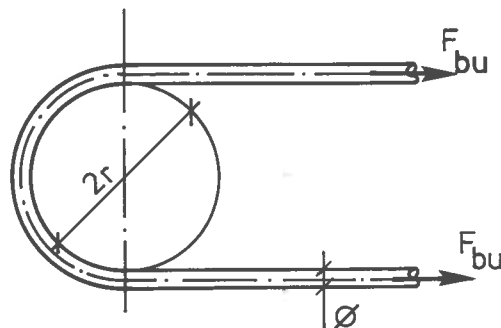
Figur 18 Förankring av en stång medels lång krok

3.5.2.5 Länks förankringskapacitet

Länks förankringskapacitet per skär (figur 19) beräknas ur formeln

$$F_{bu} = 2 r \varnothing f_{cd} \sqrt{s/\varnothing} \leq 6 r \varnothing f_{cd}, \quad (3.33)$$

där r är länkens inre bockningsradie och s avståndet mellan länkarnas bockningsplan, dock högst det dubbla avståndet mellan bockningsnivån och betongytan mätt i vinkelrät riktning mot länkens nivå.



Figur 19 Stångens förankring medels länk

Länkens förankringskapacitet får beaktas endast, ifall länkens böckning börjar efter förankringens begynnelsepunkt och de i förankringsstället uppstående spjälkkrafterna därtill har tagits medels tvärgående armering.

Den av en länk förorsakad spjälkkraften antas vara 25 % av den sammanlagda kraften, som verkar i länkarna. Ifall det vid förankringsstället uppstår en tryckpåkänning vinkelrät mot länkens plan, får dess inverkan beaktas vid beräkning av spjälkkrafterna.

3.5.2.6 Förankringsstyckets förankringskapacitet

Förankringsstyckets förankringskapacitet bestäms såsom lokal tryckkapacitet enligt punkt 3.4.

3.5.3 Stängers dragkrafter i konstruktioner under böjningspåkänning

I en konstruktion under böjningspåkänning erhålls stängernas dragkraft i den betraktade punkten genom att till den av böjningsmomentet och eventuella normalkraften i tvärsnittet föranledda dragkraften addera det av sneda sprickor föranledda tillägget ΔN_s , vilket beräknas ur formeln

$$\Delta N_s = k_a V_d, \quad (3.34)$$

där för faktorn k_a får följande värden användas:

- konstruktioner utan skjuvarmering $k_a = 1,5$
- konstruktioner med skjuvarmering $k_a = 1,0$

Vid skjuvarmerade konstruktioner får storleken av faktorn k_a även beräknas ur formeln

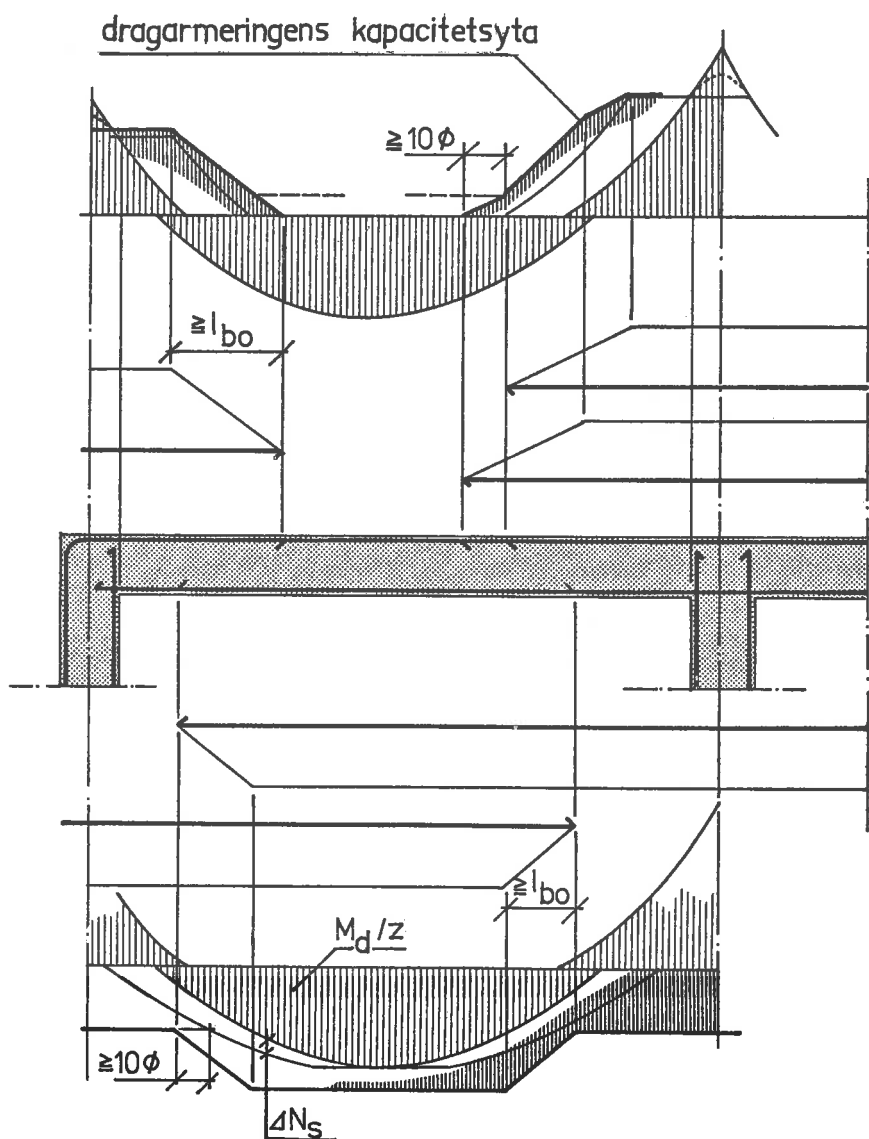
$$k_a = \frac{1}{2} \frac{V_d}{V_s} (1 + \cot \alpha) - \cot \alpha \leq 1,0, \quad (3.35)$$

där α är vinkeln mellan skjuvarmeringen och konstruktionens längdaxel.

Dragkraften i stänger behöver dock inte antas vara större än värden, som förekommer i snitt, vilka är bestämmande ur böjningsmomentets synpunkt (figur 20).

Grundvärdet för vidhäftningslängden l_{bo} beräknas ur formeln

$$l_{bo} = \frac{1}{4} \frac{f_{yd}}{k_b f_{ctd}} \phi. \quad (3.36)$$



Figur 20 Bestämning av armeringsstålets dragkraftyta

3.5.4 Stängernas skarvlängder

En rak stångs skarvlängd beräknas ur formeln

$$l_j = \frac{k_j}{4} \frac{\sigma_s}{k_b f_{ctd}} \phi, \quad (3.37)$$

där σ_s är den av beräkningslasterna föranledda stålspeänningen i skarvstället och k_j en faktor, som beror på antalet skarvade stänger och för vilken används värden enligt tabell 9. Skarvarna antas vara belägna i samma tvärsnitt, ifall avståndet mellan deras mittpunkter är mindre än $1,5 l_j$.

Tabell 9 Skarvfaktorn

De i samma tvärsnitt skarvade stängernas andel	k_j
$\leq 1/3$	1,0
1/2	1,2
2/3	1,3
1/1	1,5

Vid beräkning av raka tryckstängers skarvlängder får värdet $3 f_{cd}$ minskas från stålspeänningen σ_s och därtill kan ett värde $k_j = 1,0$ användas för skarvfaktorn oavsett antalet skarvade stänger i samma tvärsnitt.

Ifall krokar används vid skarvning av en stång, får ur den enligt ovan angivna metoden beräknade skarvlängden minskas ett värde på l_{bh} per krok.

3.5.5 Skarvlängder, vid användning av svetsade tvärgående stänger

Vid användning av i huvudstänger medels svetsning fästade tvärgående stänger, får vid beräkning av skarvlängder från kraften i stängen minskas per första tvärgående stång inom skarvningsområdet den kraft, som motsvarar förbindningens hållfasthet, per den andra tvärgående stängen 75 % och per den tredje tvärgående stängen 50 % av förbindningens hållfasthet (figur 16). Flere än tre tvärgående stänger får ej beaktas.

4 DIMENSIONERING I BRUKSGRÄNSTILLSTÅND

4.1 DEFORMATIONSGRÄNSTILLSTÅND

4.1.1 Allmänt

Kontroll för deformationers vidkommande företas vanligtvis genom att medels den effektiva höjdens minimivärden kontrollera att konstruktionens nedböjningar hålls under tillåtna värden. Ifall konstruktionens eller därtill anslutna konstruktioners användningssyfte förutsätter speciella begränsningar av deformationens storlek, företas en närmare kontroll av deformationers gränstillstånd.

4.1.2 Minimivärden för den effektiva höjden

Om speciella begränsningar av konstruktionens deformationer ej angetts, kan deformationskontrollen i böjda konstruktioner utelämnas, då konstruktionens effektiva höjd är minst

$$d = 500 \epsilon_y \sqrt[3]{100 \rho \frac{L}{\beta_d}}, \quad (4.1)$$

där L är spännvidden eller konsolens längd och ρ den av den erforderliga böjningskapaciteten fordrad relativ stålarea vid mitten av spannet eller i konsol vid stödet, dock minst dubbelt den för den betraktade konstruktionen angivna minsta stålarea. β_d är en av konstruktionens stödsätt beroende faktor, för vilken används värden enligt tabell 10.

Vid beräkning av den relativa stålarea ρ får i betongtvärsnitt förutom livet även flänserna medräknas.

Tabell 10 Faktorn β_d

Konstruktionens stödsätt	β_d
Konsol	8
Fritt upplagd	20
Kontinuerlig	25

I pelardäck skall värden i enlighet med tabell 10 minskas med 20 %. I korsarmerade plattor företas kontrollen i det kortade spannets och i pelardäck i det längre spannets riktning.

4.1.3 Beräkning av deformationer

Vid beräkning av deformationer bör belastningens varaktighet och vid behov även verkningarna av betongens krympning, temperaturväxlingar och ojämn fördelning samt stödets sättning beaktas.

Deformationerna kan bestämmas enligt elasticitetsteorin, varvid de i beräkningsgrunderna angivna värden används för materia- lens elasticitetsmoduler. Vid beräkning av deformationer för- anledda av långvariga belastningar kan inverkan av betongens krypning beaktas genom att för betongens elasticitetsmodul an- vända värdet

$$E_{cc} = \frac{E_{cd}}{1 + \varphi}, \quad (4.2)$$

där φ är betongens kryptal.

Tvårsnitten får antas ospruckna inom områden, där deras sprick- ningskapaciteter ej överskrids.

Värdet för tvärsnittets effektiva böjningsstyvhet i till höjden oföränderliga balkar och plattor får i varje spann räknas ur formeln

$$EI_e = k_r EI_c + (1 - k_r) EI_r, \quad (4.3)$$

$$\text{där } k_r = \left(\frac{M_r}{M_d} \right)^3 \leq 1.$$

EI_c och EI_r är böjningsstyvheter för ett osprucket och ett helt sprucket tvärsnitt samt M_r och M_d tvärsnittets spricknings- kapacitet och det största av beräkningslaster i brukstillstån- det föranledda böjningsmomentet som belastar tvärsnittet i mitten av spannet eller i konsoler vid stöder.

4.1.4 Tillåtna nedböjningar

Har andra begränsningar ej angetts för konstruktionens deforma- tioner, får dess totala nedböjning vara högst

$$a = \frac{L}{200}.$$

Om konstruktionen ges förhandsöverhöjning, bör den resulterande nedböjningen, dvs. den total nedböjningen minus överhöjningen, uppfylla det ovan ställda kravet. Vid beräkningarna av förhandsöverhöjningen får ej större värde än den nedböjning, som den varaktiga lasten medför, användas och inte större värde än $L/300$.

Uppbär konstruktionen väggar, i vilka sprickbildning lätt uppstår, får nedböjning efter väggarnas uppsättning vara högst

$$a = \frac{L}{350} \cdot$$

4.2 SPRICKGRÄNSTILLSTÅND

4.2.1 Allmänt

I fråga om sprickor företas betraktandet av gränstillstånd då konstruktionens användningssyfte förutsätter begränsningar av sprickbildningen i betongen. Kravet kan vara antingen att betongens sprickning förhindras eller att sprickbredden begränsas så, att den blir tillräckligt liten.

Förhindrade av sprickbildning i betong fordras endast av konstruktioner, vilkas användning förutsätter speciella täthets-egenskaper. I övriga konstruktioner är det tillräckligt att sprickbredden begränsas till så liten, att sprickbildningen ej medför risk för korrosion i armeringen eller annan olägenhet, såsom försämring av konstruktionernas utseende.

4.2.2 Förhindrande av sprickbildning

Skall sprickbildning i konstruktion förhindras, får konstruktionen sprickningskapaciteter ej överskridas av dragpåkänningar som förorsakas av beräkningslaster i brukstillstånd. Vid beräkning av sprickningskapaciteter iakttas de i beräkningsgrunderna angivna materialens spännings-deformationsdiagram. I böjda konstruktioner antas därtill, att plana tvärsnitt förblir plana under deformationer. Fördelningsfiguren för tvärsnittets dragspänningar får ersättas med en rektangel enligt punkt 3.1.2.

Om noggrannare metoder ej anlitas, får tvärsnittets sprickningskapacitet i konstruktioner, vilka belastas av en centrisk dragkraft, räknas ur formeln

$$N_r = A_c f_{ctd} \quad (4.4)$$

samt i konstruktioner, vilka belastas av ett böjningsmoment, ur formeln

$$M_r = 1,7 W f_{ctd}, \quad (4.5)$$

där A och W är tvärsnittets area och elastiska böjningsmotstånd, vid beräkning av vilka armeringens area får beaktas $(\alpha_e - 1)$ -faldig, varvid $\alpha_e = E_{sd}/E_{cd}$.

Om tvärsnittet belastas av ett excentriskt drag, får tvärsnittet antas förbli osprucket, ifall böjningsmomentet M_d och normalkraften N_d föranledda av beräkningslasten i brukstillstånd uppfyller villkoret

$$\frac{M_d}{M_r} + \frac{N_d}{N_r} \leq 1. \quad (4.6)$$

Om tvärsnittet belastas av ett excentriskt tryck, får tvärsnittet antas förbli osprucket, ifall dragspänningen i den dragna kanten ej överskrider värdet $1,7 f_{ctd}$.

Vid beräkning av kraftstorheter bör av temperaturskillnader, betongens krympning och stödets sättningar föranledda tvångskrafter beaktas.

4.2.3 Begränsning av sprickbredden

Armeringsstål anses äga tillräckligt korrosionsskydd, om sprickans karakteristiska bredd w_k ej överskrider värden enligt tabell 11 under valig belastning.

I konstruktioner, av vilka förutsätts vattentäthet, får den karakteristiska bredden vara högst 0,1 mm.

Tabell 11 Sprickans karakteristiska bredd w_k

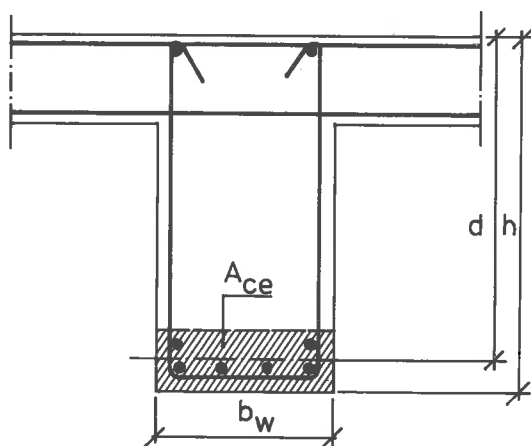
Konstruktionens miljöförhållanden	w_k
Konstruktioner i torra utrymmen inomhus	-
Konstruktioner i fuktiga utrymmen inom- och utomhus samt i vatten och mark	0,2 mm
Konstruktioner i särskilt korroderande miljö såsom i utrymmen inom- och utomhus utsatta för rökgaser samt konstruktioner utsatta för korroderande vatten	0,1 mm

Sprickas karakteristiska bredd beräknas ur formeln

$$w_k = \frac{\sigma_s}{E_{sd}} \sqrt{\frac{A_{ce}}{u_s} a_w}, \quad (4.7)$$

där A_{ce} är den area av tvärsnittets dragzon och dess del, vars tyngdpunkt ligger på dragarmeringens tyngdpunktsaxel (figur 21) och u_s dragarmeringens sammanlagda omkrets samt a_w en sprickparameter, för vilken, beroende på armeringens kvalitet, följande värden får användas:

- kamstål och profilerade stänger $a_w = 150$ mm
- släta stänger $a_w = 250$ mm



Figur 21 Del A_{ce} av tvärsnittets dragzon

$$A_{ce} = 2 b_w (h - d)$$

4.3 SPÄNNINGSGRÄNSTILLSTÅND

4.3.1 Allmänt

I konstruktioner, där belastningen föranleder utmattning, kontrolleras spänningsgränstillståndet.

Genom spänningskontroll påvisas, att spänningarna och spänningsvariationerna föranledda av beräkningslaster i brukstillstånd förblir i utmattningsbelastade konstruktioner så små, att konstruktionerna ej har risk för utmattningsbrott.

Spänningarna får beräknas enligt elasticitetsteorin på så sätt, att betongens draghållfasthet ej beaktas. Utmattningsbelastningen antas vara långvarig last.

4.3.2 Begränsning av spänningarna

Stålets dragspänning i utmattningsbelastade konstruktioner får vara högst

$$\sigma_s = 1,5 (f_{fo} - \Delta\sigma_s) = 0,6 f_{yd}, \quad (4.8)$$

där $\Delta\sigma_s$ är av utmattningsbelastningar föranledd spänningsvariation och f_{fo} grundvärdet för stålets utmattningshållfasthet då spänningen varierar mellan noll och sitt maximivärde. Ifall stålets utmattningshållfasthet ej har utretts genom provning, får grundvärdet för raka stängers utmattningshållfasthet antas vara högst 250 N/mm^2 . I fråga om bockade stänger skall det angivna värdet multipliceras med $0,3 \sqrt{r/\phi} \leq 1$, där r är den inre bockningsradien. Grundvärdet för utmattningshållfastheten hos armeringsenheter tillverkade av kallbearbetat stål medels svetsning får antas vara högst 100 MN/m^2 .

Betongens tryckspänning får i utmattningsbelastade konstruktioner vara högst

$$\sigma_c = 0,75 f_{cd} - \Delta\sigma_c, \quad (4.9)$$

där $\Delta\sigma_c$ är den av utmattningsbelastningen förorsakade spänningsvariationen.

5 KONSTRUKTIVA ANVISNINGAR

5.1 ARMERINGENS TÄCKSKIKT OCH STÄNGERNAS INBÖRDES AVSTÅND

5.1.1 Allmänt

Tjockleken hos armeringens täckskikt och stängernas inbördes avstånd bör vara så stora, att betongen skyddar stängerna från rostning och från hettans direkta inverkan samt möjliggör samverkan mellan betong och armering. Vid placering av stängerna bör därtill beaktas, att betonggjutning kan utföras planligt.

Tjockleken hos armeringens täckskikt, stenmaterialets största kornstorlek samt vid behov stängernas inbördes avstånd bör anges i ritnin

5.1.2 Armeringens täckskikt

Tjockleken c hos armeringens täckskikt, vilken mäts från betongens yta till närmast den befintliga stängens yta (figur 22) bör i olika miljöförhållanden vara i allmänhet minst i enlighet med tabell 12. I konstruktioner utsatta för korrosion bör speciell uppmärksamhet fästas vid betongens täthet och väderbeständighet.

Tabell 12 Armeringens täckskikt

Konstruktionens miljöförhållanden	Täckskiktets tjocklek c
Konstruktioner i torra utrymmen inomhus	15 mm
Konstruktioner i fuktiga utrymmen inom- och utomhus samt i rent vatten och i mark	25 mm
Konstruktioner i särskil korroderande miljö, såsom i utrymmen inom- och utomhus utsatta för rökgaser samt konstruktioner utsatta för korroderande vatten	35 mm

Tjockleken hos stängens täckskikt bör dock vara minst lika stor som stängens diameter.

I konstruktionsytor, vilka gjuts direkt mot marken, bör täckskiktets tjocklek vara minst 50 mm.

På ställen, där stängerna är benägna att spjälka loss sitt betongtäckte, bör täckskiktets tjocklek ökas efter behov och vid behov användas byglar, som hindrar spjälkningen.

Armeringens täckskikt bör uppfylla de i de brandtekniska bestämmelserna ställda specialkraven.

5.1.3 Stängernas inbördes avstånd

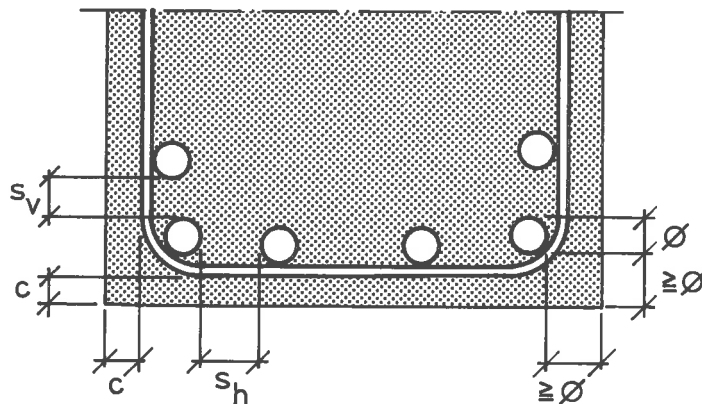
Det fria avståndet s_h och s_v mellan stängerna i sidled och höjled (figur 22) bör i allmänhet vara minst

$$s_h \geq \begin{cases} 2 \varnothing \\ 1,25 \text{ gånger stenmateriallets största} \\ \text{kornstorlek} \\ 25 \text{ mm} \end{cases}$$

$$s_v \geq \begin{cases} 25 \text{ mm}, \end{cases}$$

där \varnothing utgör breddvid varandra belägna stängers genomsnittliga diameter.

Inom begränsade områden, såsom vid skarvar, får stängernas inbördes avstånd väljas mindre än ovan angetts, ifall betonggjutningens lyckade utgång annars har säkrats.



Figur 22 Armeringens täckskikt samt stängernas inbördes avstånd

5.2 BOCKNING AV STÄNGER

5.2.1 Allmänt

Stängerna skall bockas med användandet av så stor bockningsradie, att de ej skadas vid bockning, och att betongen i bockningsstället ej bryts. Vid val av bockningsradie bör därtill det bockningsredskap, som finns till förfogande beaktas.

Storlekarna av bockade stängers bockningsradier bör anges i ritningar, ifall de avviker från minimivärden angivna i betongkonstruktioners tillverkningsanvisningar.

5.2.2 Bockning av byglar och krokar

Vid bockning av byglar och krokar bör den inre bockningsradien r vara minst i enlighet med tabell 13. I svetsade armeringsenheter får svetsstället härvid inte befinna sig inom bockningsområdet på den yttre sidan.

Tabell 13 Bockningsradier för byglar och krokar

Stålkvalitet	Inre bockningsradie r
A220 och A220S	\emptyset
A400H och A400HS	3 \emptyset , då $\emptyset \leq 12$ mm 5 \emptyset , då $\emptyset > 12$ mm
A600H	5 \emptyset
B500 och B500P	2 \emptyset 3 \emptyset , då den svetsade tvärstången är belägen inom bockningsområdet på inre sidan

5.2.3 Bockning av huvudarmeringen

Vid bockning av huvudarmering bör den inre bockningsradien r i allmänhet vara minst i enlighet med tabell 14. I svetsade armeringsenheter, där svetsstället ligger inom bockningsområdet på den yttre sidan, bör den inre bockningsradien vara minst 50 \emptyset .

Tabell 14 Huvudarmeringens bockningsradier

Stålkvalitet	Inre bockningsradie r
A220 och A220S	5 \emptyset
A400H och A400HS	10 \emptyset
A600H	15 \emptyset
B500 och B500P	10 \emptyset

Ifall för den inre bockningsradien används mindre värden än vad som angetts i tabell 14, skall spjälkkrafterna i bockningsstället tas med tvärgående armering och stängernas dragkraft får inte överskrida värdet

$$N_s = 2 r \phi f_{cd} \sqrt{s/\phi} \leq 6 r \phi f_{cd} \quad (5.2)$$

där s är avståndet mellan bredvid varandra belägna stängers bockningsnivåer, dock högst det dubbla avståndet mellan bockningsnivån och betongytan mätt i vinkelrät riktning mot bockningsnivån. Den inre bockningsradien bör i alla fall vara minst i enlighet med tabell 13.

5.3 STÅNGBUNTAR

5.3.1 Allmänt

Med stångbuntar avses en av högst tre lika tjocka kamstänger bildad bunt, i vilken stängerna berör varandra.

Stångbuntar kan användas i armering i stället för enskilda stänger.

Beträffande stångbuntar iakttas anvisningar, som getts om enkla kamstänger genom att som stångens diameter ϕ använda stångbuntens nominella diameter ϕ_n , vilken är lika stor som diametern av en stång med motsvarande tvärsnittsytta.

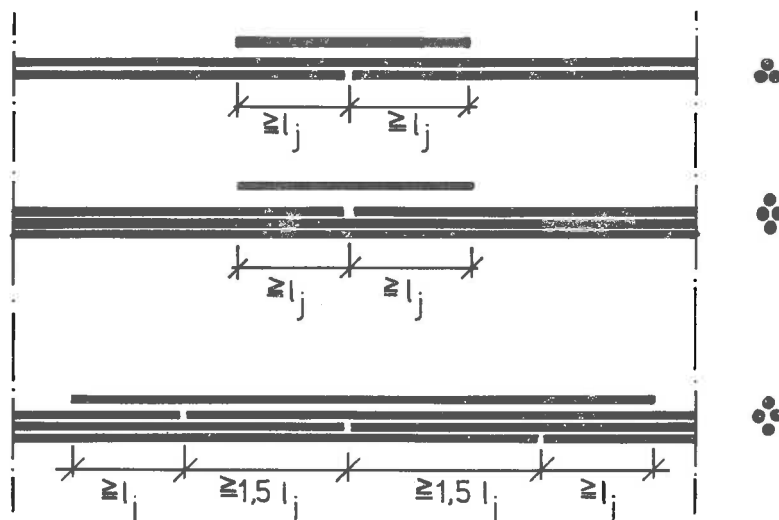
5.3.2 Stångbuntars skarvar

En enskild stång i stångbuntens skarvas genom att ställa ändarna mot varandra och använda motsvarande tilläggsstång, vars längd på bägge sidor av skarvstället bör vara minst lika stor som skarvlängden för en enskild stång. Tilläggsstången hopbinds med stångbuntens andra stänger.

Avståndet mellan skarvställena för enskilda stänger i en stångbunt bör vara minst $1,5 l_j$.

Ifall enskilda stängers skarvar i en stångbunt läggs med minimi-avstånd, används för skilda skarvar en gemensam tilläggsstång.

Beträffande stångbuntars skarvar iakttas i övrigt anvisningar angivna om enskilda stängers skarvar.



Figur 23 Skarvning av stångbuntar

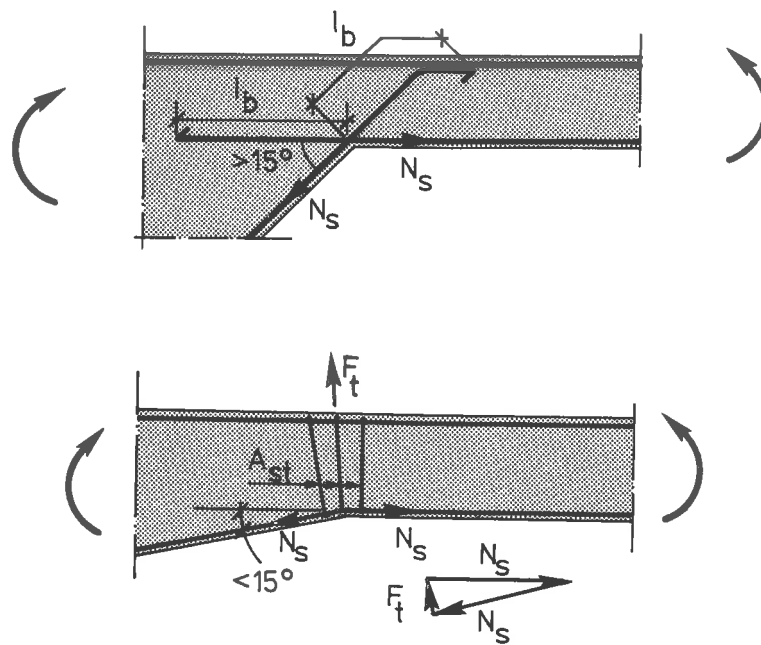
5.4 ARMERING AV VINKLAR OCH KRÖKTA YTOR I KONSTRUKTIONER

5.4.1 Allmänt

I konstruktioners vinklar och krökta ytor anordnas armeringen så, att skiftandet av drag- och tryckkrafters riktningar ej föranleder risk för spjälkning i konstruktioner. Vid behov bör en separat tvärgående armering användas för att förhindra spjälkning.

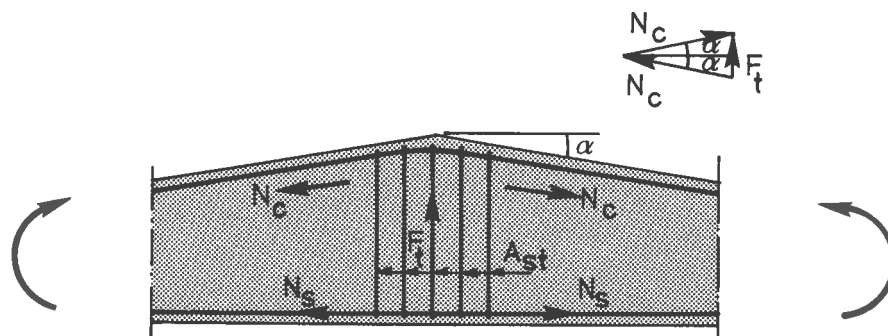
5.4.2 Armering av konstruktioners vinklar

Ifall en konkav vinkel finns i konstruktionens dragna kant, förs stängerna raka över vinkelstället och förankras mot den i vinkelstället verksamma kraften. Ifall vinkeln är högst 15° , får stängerna bockas över hörnet, men den i vinkelstället uppstående tvärgående dragkraften skall tas med separata byglar, vilka läggs i hörnet (figur 24).



Figur 24 Armeringen vid konstruktionens konkava vinklar

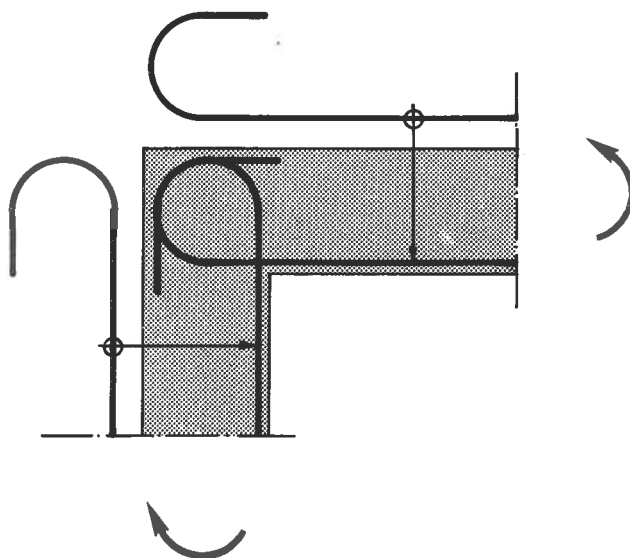
Ifall en konvex vinkel finns i konstruktionens tryckta kant bör den av tryckkraftens riktningsändring föranledd tvärgående dragkraft tas medels separata byglar, som läggs i vinkelstället (figur 25).



Figur 25 Armering i konstruktionens konvexa vinkel

Ifall en vinkel finns i konstruktion, vars inre hörn är draget och yttre hörn tryckt, iakttas angivna anvisningar beträffande placering av huvudarmering och dimensionering av byglar ovan.

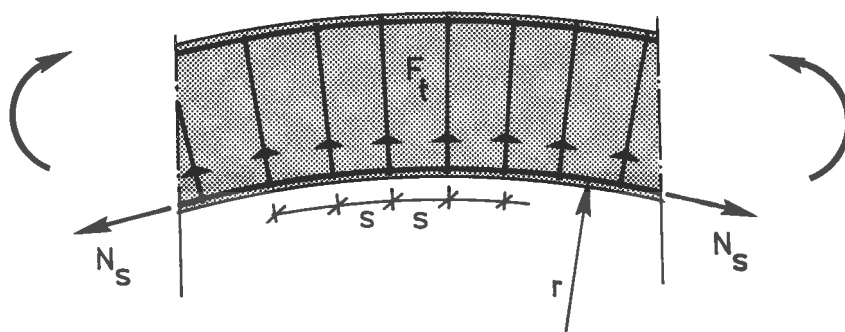
Ifall huvudarmeringen anordnas enligt figur 26, fordras dock vanligtvis inte separata byglar vid vinkeln.



Figur 26 Huvudarmeringen i konstruktionens dragna inre hörn

5.4.3 Armering av konstruktionens krökta ytor

I en krökt konstruktion, vars konkava yta är dragen, bör vid dimensionering av byglar tvärgående dragkrafter, föranledda av kontinuerlig ändring av riktningen av tvärsnittets drag- och tryckresultanter, beaktas (figur 27).



Figur 27 Armering av krökt konstruktion

I krökta ytor, där dragarmeringens krökningsradie är minst

$$r \geq 1,5 \frac{\phi}{c} \frac{\sigma_s}{f_{ctd}} \phi, \quad (5.3)$$

erfordras inte separat tvärgående armering, som hindrar spjälkning, ifall fördelningsarmeringen ligger mellan huvudarmeringen och den dragna kanten. I formeln är c tjockleken av stängernas täckskikt och σ_s dragspänningen som verkar i stängerna i konstruktionens brottgränstillstånd.

5.5 KONSTRUKTIONSDELAR

5.5.1 Allmänt

Konstruktioners betong- och stålqualiteter, mått, stålareor samt armeringens läge bör vara sådana, att konstruktionerna äger tillräckliga kapaciteter och att de uppfyller i brukstillstånd de krav, som ställts på deformationer och sprickor samt spänningar i utmattningsbelastade konstruktioner. Vid val av konstruktionsdelens mått och stålstorlekar samt placering av armeringen bör därtill beaktas, att betonggjutning och armeringens inläggning kan planenligt utföras.

5.5.2 Plattor

I plattkonstruktioner bör stängernas diameter vara minst 5 mm. Vid gjutning i överkant bör de där belägna stängernas diameter i allmänhet dock vara minst 8 mm.

Huvadarmeringens relativa stålarea i förhållande till betongtvärsnittets area bör vid största fältmomenten samt vid kontinuerliga och infästade stöden vara minst

$$\frac{A_s}{A_c} \geq \frac{1}{4} \frac{f_{ctk}}{f_{yk}}. \quad (5.4)$$

Huvudstängernas inbördes avstånd får vid de största fältmomenten samt vid de kontinuerliga och infästade stöden vara högst två gånger plattans tjocklek, dock högst 300 mm. Ett mindre inbördes avstånd än 150 mm behöver dock ej användas.

Av huvudarmeringen vid fältet bör minst 50 % föras raka över stöden.

I plattor, som är bärande i en riktning, bör fördelningsarmeringens relativa stålarea i förhållande till betongtvärsnittets area vara minst

$$\frac{A_{st}}{A_c} \geq \frac{1}{8} \frac{f_{ctk}}{f_{yk}} . \quad (5.5)$$

Ifall krympning av plattan ej kan ske fritt, eller ifall plattans belastning utgörs av punktlaster, bör fördelningsarmeringens stålarea vara i allmänhet minst lika stor som huvudarmeringens minimiarmeringsarea. Fördelningsarmeringens stålarea bör i alla fall utgöra minst 20 % av huvudarmeringens stålarea.

Fördelningsstängernas avstånd får vara högst tre gånger plattans tjocklek, dock högst 450 mm. Mindre avstånd av 250 mm behöver dock ej användas.

Vid stöden, som antagits vara fritt upplagda och i vilka vridning ej kan ske fritt, skall armering för ett eventuellt infästningsmoment insättas. Angående dess minimistålarea och avstånd mellan stänger iaktas anvisningar angivna om fördelningsarmeringen. Stålarean bör i alla fall vara minst 25 % av den vid det största fältmomentet erforderliga stålarean.

I korsarmerade plattor iaktas i båda riktningarna anvisningar angivna om huvudarmeringen med följande undantag:

- Ifall plattan har underlag vid alla kanter, får i den mindre armerade riktningen beträffande armeringens relativa andel iaktas anvisningar angivna om fördelningsarmeringen.
- Vid plattors kantområden, vilkas bredd är högst 25 % av plattans kortare sidmått, får avståndet mellan med kanten parallella stänger vara dubbelt förutsatt, att kanten har underlag och att stålarean ej underskrider minimivärdet, som ställts för fördelningsarmeringen.

I pelardäck iaktas i båda riktningarna anvisningar angivna om huvudarmeringen. Fältarmeringens stålarea får dock inte vid

något ställe underskrida eller avståndet mellan stängerna överskrida de värden som angetts för huvudarmeringen vid det största fältmomentet.

5.5.3 Balkar

I balkkonstruktioner bör huvudstängernas diameter vara minst 8 mm och byglarnas diameter minst 5 mm.

Huvadarmeringens relativa stålarea i förhållande till betongtvärsnittets area bör vara minst

$$\frac{A_s}{A_c} \geq \frac{1}{2} \frac{f_{ctk}}{f_{yk}} \quad (5.6)$$

Vid beräkning av betongtvärsnittets area beaktas förutom livet även dragna flänsar.

Avståndet mellan huvudstängerna får vid det största fältmomentet samt vid kontinuerliga och infästade stöd utgöra högst 300 mm. I balkar, vilkas bredd är högst 450 mm, är dock två stänger tillräckligt.

Av fältarmeringen bör minst 30 %, dock minst två stänger föras raka över stöden, ifall balkens bredd är större än 120 mm.

Vid stöden, som antagits vara fritt upplagda och i vilka vridning ej kan ske fritt, skall armering insättas för ett eventuellt infästningsmoment. Dess minimistålarea bör utgöra minst 50 % av huvudarmeringens minimiarea, dock minst 25 % av stålarean, som behövs vid det största fältmomentet.

Huvudstängerna i balken bör omges med byglar eller annan tvärgående armering.

Byglarnas relativa stålarea i förhållande till arean av livets horisontella snitt bör vara minst

$$\frac{A_{sv}}{A_c} \geq \frac{1}{6} \frac{f_{ctk}}{f_{yk}} \quad (5.7)$$

Avståndet mellan byglar får i balkens längdriktning vara högst $0,75d$, dock högst 450 mm och i tvärled högst d , dock högst 600 mm.

I vridningsbelastade balkar, där vridning har beaktats i jämviktsvillkoren för brottgränstillstånd, skall byglarna vara slutna och bygelavståndet får vara högst 300 mm.

Huvudstänger, vilka utnyttjas som tryckarmering, bör bindas medels byglar, vilkas avstånd från varandra får vara högst 15 gånger huvudstängernas diameter. En bygel anses binda de huvudstänger, vilkas avstånd från bygelns hörn är högst 20 gånger bygelns diameter.

I balkar, vilkas höjd är större än 800 mm, bör i vardera ytan av livet längsgående stänger med högst 300 mm:s fördelning insättas, och denna armerings relativa stålarea i förhållande till livets tvärsnittsyta bör i vardera ytan vara minst

$$\frac{A_s}{A_c} \geq \frac{1}{8} \frac{f_{ctk}}{f_{yk}} \quad (5.8)$$

I platt- och flänsbalkar bör i snitten mellan livet och flänserna finnas tvärgående armering, vars relativa stålarea i förhållande till arean av snittet mellan livet och flänsen bör vara minst

$$\frac{A_{svf}}{A_c} \geq \frac{1}{6} \frac{f_{ctk}}{f_{yk}} \quad (5.9)$$

5.5.4 Pelare

Tvärsnittsarean av en pelare, som tillverkats medels vertikal-gjutning, bör vara minst $40\,000\text{ mm}^2$, varvid det minsta sidomåttet bör i armerade betongpelare vara minst 150 mm och i oarmerade betongpelare minst 200 mm.

Huvudstängernas diameter bör vara minst 10 mm och byglarnas diameter minst 5 mm.

Huvudarmeringens relativa stålarea i förhållande till betongtvärsnittets area bör vara minst

$$\frac{A_s}{A_c} \geq \frac{3}{2} \frac{f_{ctk}}{f_{yk}} . \quad (5.10)$$

Minimiarmeringsarean bör vara jämnt fördelad i tvärsnittet så, att det åtminstone i varje pelarhorn finns en stång. I runda pelare bör minst 6 stänger finnas.

Avståndet mellan huvudstänger får vara högst 300 mm. I pelare, vars sidomått är högst 450 mm, räcker dock stängerna som inlagts i hörnen.

Huvudstängernas relativa stålarea i förhållande till betongtvärsnittets area får i pelare, som vertikalgjuts, vara i allmänhet högst 4 %.

Huvudstängerna skall bindas medels byglar, vilkas fördelning får vara högst 15 gånger huvudstängernas diameter. Byglarna får vara antingen separata eller spiralbyglar. Byglarna anses binda de huvudstänger, vilkas avstånd från bygelns horn är högst 20 gånger bygelns diameter. Övriga huvudstänger, vilka har utnyttjats som tryckarmering, skall bindas medels tilläggsbyglar, vilkas fördelning får vara högst två gånger huvudstängernas fördelning.

5.5.5 Väggar

Tjockleken av en vertikalgjuten vägg bör vara minst 120 mm, densamma av dubbelsidigt armerade betongväggar dock minst 150 mm.

Väggens bredd bör vara minst 5 gånger väggens tjocklek. Om bredden är mindre, iakttas anvisningar angivna om pelare.

I armerade betongväggar bör vertikalstängernas diameter vara minst 8 mm och horisontalstängernas diameter minst 5 mm.

I armerade betongväggar bör den relativa armeringsarean i väggens båda riktningar såväl i vertikal som i horisontal riktning vara minst

$$\frac{A_s}{A_c} \geq \frac{1}{4} \frac{f_{ctk}}{f_{yk}} . \quad (5.11)$$

Avståndet mellan såväl vertikal- som horisontalstänger får vara högst 300 mm.

Ifall vertikalstängerna beaktas som tryckarmering, bör dessa bindas såsom i fråga om pelare.

6 ELEMENTKONSTRUKTIONER

6.1 ALLMÄNT

I detta kapitel anges specialanvisningar beträffande förtillverkade betongkonstruktioner.

Konstruktör för projektering av elementkonstruktioner bör äga tillräckliga kunskaper om denna byggnadsmetod och tillräcklig erfarenhet. Projektör av 2-klass konstruktioner får i av honom projekterade konstruktioner använda element av klass 1, vilka har projekterats av projektör av 1-klass konstruktioner.

6.2 BERÄKNINGSGRUNDER

Vid projektering fästes speciell uppmärksamhet vid konstruktioners stabilitet. Medels beräkningar påvisas, att elementkonstruktionerna såväl under byggnadstiden som i färdigt byggnadsverk äger tillräcklig säkerhet gentemot alla ifrågakommande belastningar. I vardera skedet påvisas även såväl de enskilda elementens som hela elementkonstruktionens styvhet.

I beräkningarna beaktas alla på konstruktionerna inverkan av belastningar. Vid behov fästes speciell uppmärksamhet vid påkänningar, som uppstår av temperaturvariationer, betongens krympning och krypning.

Genom beräkningar eller på annat sätt klarläggs vid behov alla påkänningar, som vid olika arbetsskeden påverkar elementen, t.ex. vid avformning, upplagring, transport och montering, likaså vid motsvarande tidpunkter erforderliga betonghållfastheter.

Inverkan av på konstruktionerna verkande horisontalbelastningar beräknas enligt de krav, som i allmänhet ställs på konstruk-

tioner påverkande belastningar. Denna inverkan skall dock åtminstone motsvara inverkan av den belastning, som erhålls genom att anta, att konstruktionen, förutom av vindkraft och övriga horisontala krafter, påverkas av en tilläggsbelastning motsvarande $Q/100$. Vid beräkning av den i byggnadens längsriktning verkande tilläggsbelastningen får värdet $B/L \cdot Q/100$ användas, men dock inte ett mindre värde än $Q/250$.

Q = byggnadens totallast eller summan av egenvikt och nyttig last. Vid beräkningen av den nyttiga lasten får vederbörlig reduktion beaktas.

B = byggnadens bredd.

L = byggnadens längd.

Med byggnad avses i detta sammanhang en fristående konstruktiv helhet eller del därav (belägen mellan två dilatationsfogar).

Ifall byggnadens stabilitet ej erhålles medels avstyvande väggar, utan medels pelare, vid vilkas beräkning initial-excentriciteten enligt punkt 3.1.3 beaktas, får värdet $Q/250$ användas som tilläggsbelastning i byggnadens båda riktningar.

Tilläggsbelastningens del-laster antas verka i motsvarande vertikalbelastningars angreppspunkter.

Vid beräkning av horisontalkrafternas inverkan används som vertikal normalkraft byggnadens egenvikt eller summan av egenvikt och nyttig last, så att de ogynnsammaste belastningsfallen erhålles.

Tilläggsupåkänningar, som beror på lasternas excentricitet samt på elementens tillverknings- och monteringsstoleranser, beaktas i beräkningarna.

Om den av element uppförda byggnadens styvhet åstadkommes så, att bjälklagen eller motsvarande konstruktioner antas överföra horisontala krafter på väggarna i förhållande till deras styvhet, skall bjälklagselementen sammanfogas till en såsom styv skiva fungerande konstruktion. Vid beräkning av horisontalkrafternas fördelning på väggarna, bör vid behov även asymmetri förorsakad av vridverkan beaktas. Såsom styv skiva verkande elementbjälklag skall alltid förses med förbandsstänger, vilka

sammanbinder elementen och är inlagda nära bjälklagets yttre kant. Stängerna dimensioneras för en dragkraft, som föränleds av den ifrågavarande belastningen. Detta ringankare skall dock tåla en dragkraft på minst 30 kN.

När element sammanfogas med betongbruk eller något annat fogningsmaterial, eller när de sammanfogas med platsgjutna konstruktionsdelar till en samverkande konstruktion, överförs alla av i fogarna uppträdande krafter förorsakade spänningar, förutom tryckspänningarna från del till del medels armering. Skjuvspänningarna behöver dock inte överföras medels armering i följande fall.

- Skjuvspänningarna överförs medels som förtagningar utformade fogar i betongbruk, förutsatt att de vinkelrätt mot fogen verkande dragkrafterna överförs så, att förtagningarnas funktion ej störs på grund av att fogarna öppnar sig.
- Skjuvspänningarna överförs medels av stålstänger utformade förtagningar samt medels en kombination av dessa och betongförtagningar. I sist nämnda fall bör speciellt samverkan mellan betong- och stålförtagningar påvisas.
- Skjuvspänningarna överförs i fogar medels friktion.

Vid förbindningar fästes speciell uppmärksamhet vid inverkan av betongens krympning och krypning.

6.3 PLAN FÖR ELEMENTKONSTRUKTIONER

I plan för elementkonstruktioner bör ingå:

- konstruktionsberäkningar,
- konstruktionsritningar,
- måttsatta ritningar, som utvisar elementens placering,
- måttsatta elementritningar, i vilka anteckning om elementens vikt även införts.

Dessutom skall finnas tillgång till:

- redogörelse om elementens mått- och monterings toleranser samt toleranser för platsgjutna konstruktioners mått och placering,
- redogörelse om på betongen ställda fordringar, som skall innehålla uppgifter om betongens hållfasthet vid avformning, vid transport och vid montering,

- redogörelse om fordringar som ställs på fogmaterialet,
- redogörelse om olika skeden i transport- och monteringsarbetet samt fäst- och stödanordningar vid dessa arbeten,
- redogörelse om specialåtgärder vid kall väderlek.

Förläggare:

STATENS TRYCKERICENTRAL
Marknadsföringsavdelningen
PB 516
00101 HELSINGFORS 10

Tel. 90-539 011

Utgivare:

MINISTERIET FÖR INRIKESÄRENDENA
Planläggnings- och byggnadsavdelningen
PB 260
00131 HELSINGFORS 13

Tel. 90-1601