



Boverkets handbok om betongkonstruktioner, BBK 04



Boverkets handbok om betongkonstruktioner, BBK 04

Webbversion med inarbetade rättelser

De rättade texterna är markerade med kantstreck.

Innehåll

0	Inledning.....	9	1.3	Dimensionering genom beräkning och provning	20
0.1	Allmänt	9	1.4	Redovisning	21
0.1.1	Om BBK 04 och förhållandet till föreskriften BKR	9	1.4.1	Allmänt	21
0.1.2	Om vem som har ansvar för att reglerna följs	10	1.4.2	Ritningar	21
0.1.3	Om denna utgåva av BBK	10	1.4.3	Armeringsförteckningar	23
0.2	Beteckningar och förkortningar	12	1.4.4	Spännlistor	23
0.2.1	Beteckningar	12	1.4.5	Kontrollplaner	23
0.2.2	Förkortningar	13	1.4.6	Handlingar för betonggjutning o.d.	24
0.3	Byggprodukter med bestyrkta egenskaper	14	1.4.7	Formar, ställningar och andra hjälpmedel.....	24
0.4	Terminologi	14	1.4.8	Handlingar för element	24
1	Krav	15	1.4.8.1	Tillverkningshandlingar.....	24
1.1	Krav i gränstillstånd.....	15	1.4.8.2	Bygghandlingar.....	24
1.1.1	Krav i brottgränstillstånd	15	2	Dimensioneringsförutsättningar	25
1.1.1.1	Materialbrott och instabilitet..	15	2.1	Allmänt	25
1.1.1.2	Stjälpling, lyftning och glidning.....	15	2.1.1	Dimensioneringskontroll.....	26
1.1.1.3	Olyckslaster och fortskridande ras.....	16	2.2	Laster	26
1.1.1.4	Säkerhetsklasser.....	16	2.2.1	Lastförutsättningar i allmänhet.....	26
1.1.2	Krav i bruksgränstillstånd	18	2.2.2	Långtidslast	26
1.1.2.1	Formändringar och förskjutningar.....	18	2.2.3	Utmattningslast	28
1.1.2.2	Svängningar	18	2.3	Dimensionerande materialvärden för betong och armering	28
1.1.2.3	Sprickor	19	2.3.1	Brottgränstillstånd	28
1.2	Krav på beständighet	19	2.3.2	Bruksgränstillstånd	31

2.4	Karakteristiska materialvärden och andra grundvärden för betong.....	32	2.7	Spännkrafter	50
2.4.1	Tryckhållfasthet vid icke utmattande last.....	32	2.7.1	Allmänt	50
2.4.2	Draghållfasthet vid icke utmattande last.....	33	2.7.2	Inverkan av friktion	52
2.4.3	Hållfasthetsvärden vid utmattningslast.....	35	2.7.3	Tidsberoende effekter	52
2.4.4	Elasticitetsmodul	36	3	Dimensionering i brottgränstillstånd.....	55
2.4.5	Arbetskurva	37	3.1	Giltighet.....	55
2.4.6	Betongens krympning.....	39	3.2	Beräkning av krafter och moment.....	55
2.4.7	Betongens krypning	41	3.2.1	Beräkningsmodell	55
2.4.8	Betongens termiska längdutvidgningskoefficient .	43	3.2.1.1	Val av beräkningsmodell	56
2.5	Karakteristiska materialvärden och andra grundvärden för armering	43	3.2.1.2	Tvårsnitt, systemlinjer, teoretisk spännvidd.....	56
2.5.1	Draghållfasthet vid icke utmattande last.....	43	3.2.1.3	Eftergivlighet hos upplag	59
2.5.2	Tryckhållfasthet vid icke utmattande last.....	44	3.2.1.4	Inspänningsförhållanden.....	60
2.5.3	Hållfasthetsvärden vid utmattningslast.....	44	3.2.1.5	Inverkan av uppsprickning	60
2.5.4	Elasticitetsmodul	46	3.2.2	Beräkning av tvångkrafter orsakade av deformationspåverkan.....	61
2.5.5	Arbetskurva	46	3.2.3	Tillämpning av elasticitetsteori och gränslastteori.....	61
2.5.6	Relaxation.....	47	3.2.3.1	Allmänt.....	61
2.5.7	Stålets termiska längdutvidgningskoefficient .	48	3.2.3.2	Villkor för tillämpning av gränslastteori	62
2.6	Avvikelse i mått och form....	48	3.2.3.3	Fackverksmodeller	64
2.6.1	Olika slag av avvikelser.....	48	3.3	Utmattning.....	64
2.6.2	Avvikelse i mått och form för konstruktionsdelar.....	49	3.4	Instabilitet.....	67
2.6.3	Avvikelse i tvärsnittmått o.d.	49	3.4.1	Allmänt	67
			3.4.2	Beräkningsförutsättningar.....	67
			3.4.2.1	Allmänt.....	67
			3.4.2.2	Böjstyvhet.....	67
			3.4.2.3	Icke avsedd initiallutning, initialkrokighet, excentricitet etc.	69

3.4.3	Beräkning av krafter och moment på avstyvande konstruktionsdelar.....	72	3.7.4.3	Alternativ metod för dimensionering av tvärkraftsarmering.....	87
3.5	Armerade och oarmerade konstruktionsdelar	73	3.7.4.4	Anordning av tvärkraftsarmering.....	90
3.6	Böjande moment med eller utan normalkraft	74	3.8	Vridande moment	90
3.6.1	Minsta moment av normalkraft.....	74	3.8.1	Allmänt	90
3.6.2	Töjningsfördelning.....	75	3.8.2	Oarmerad betong.....	91
3.6.3	Beräkning vid osprucken betong	76	3.8.3	Armerad betong utan vridarmering.....	91
3.6.4	Beräkning vid sprucken betong	76	3.8.4	Armerad betong med vridarmering.....	94
3.7	Tvärkraft.....	78	3.8.5	Övre gräns för vridmomentkapacitet.....	95
3.7.1	Allmänt	78	3.8.6	Alternativ dimensionering av vridarmering.....	96
3.7.2	Oarmerad betong.....	80	3.8.7	Anordning av armering	96
3.7.3	Armerad betong utan statiskt verksam tvärkraftsarmering ..	80	3.9	Förankring och anordning av armering.....	97
3.7.3.1	Tvärkraftskapacitet	80	3.9.1	Förankring av armering.....	97
3.7.3.2	Betongens tvärkraftskapacitet V_c	80	3.9.1.1	Allmänna principer	97
3.7.3.3	Inverkan på V_c av lastangrepp nära upplag	81	3.9.1.2	Förankring genom vidhäftning vid ospänd armering	98
3.7.3.4	Inverkan på V_c av spännkraft eller tryckande normalkraft....	82	3.9.1.3	Förankring genom vidhäftning vid spännarmering	102
3.7.3.5	Inverkan på V_c av dragande normalkraft	83	3.9.1.4	Förankring genom tvärtrådar eller tvärpinnar.....	104
3.7.3.6	Inverkan V_i av variabel effektiv höjd.....	83	3.9.1.5	Förankring genom ändankare.....	104
3.7.3.7	Alternativ modell för betongens tvärkraftskapacitet	83	3.9.2	Avslutning av armering.....	106
3.7.4	Armerad betong med statiskt verksam tvärkraftsarmering ..	85	3.9.3	Omlottskarvning av armering	110
3.7.4.1	Tvärkraftskapacitet	85	3.9.4	Bockningsradier	111
3.7.4.2	Tvärkraftsarmeringens bidrag V_s	85	3.9.4.1	Armeringens bockbarhet.....	111
			3.9.4.2	Bockningsradie med hänsyn till risken för spjälkning i betongen.....	111
			3.9.5	Täckande betongskikt	113

3.9.6	Minsta avstånd mellan parallella armeringsenheter. 113	4.4.1	Betongtryckspänningar vid långtidslast 137
3.9.7	Buntning av armering 115	4.4.2	Betongtryckspänningar vid spämbetongkonstruktioner . 137
3.10	Prägling och spjälkning under lokalt tryck 116	4.4.3	Spänning i spännarmering vid uppspanning..... 138
3.10.1	Prägling..... 116	4.5	Sprickbildning och rostskydd 138
3.10.2	Spjälkning..... 117	4.5.1	Allmänt 138
3.11	Kraftöverföring genom fogar 120	4.5.2	Armeringstyper 139
3.11.1	Fogtyper..... 120	4.5.3	Sprickkriterier 139
3.11.2	Beräkning av krafter och moment i fogar 121	4.5.4	Erforderlig spricksäkerhet och begränsning av sprickbredder 141
3.11.3	Dimensionering 121	4.5.5	Beräkning av sprickbredder 141
3.12	Genomstansning och skjuvning vid koncentrerade laster 125	4.5.6	Minimiarmering för sprickfördelning..... 146
3.12.1	Förutsättningar..... 125	4.6	Deformationer 147
3.12.2	Dimensioneringssnitt 127	4.6.1	Beräkning av böjdeformation 147
3.12.3	Bärförmåga vid innerpelare och kantpelare..... 128	4.6.1.1	Beräkningsförutsättningar ... 147
3.12.4	Bärförmåga vid hörnpelare . 130	4.6.1.2	Beräkning av krökning vid osprucken betong..... 147
3.12.5	Inverkan av hål i platta 132	4.6.1.3	Beräkning av krökning vid sprucken betong..... 148
4	Dimensionering i bruksgränstillstånd 133	4.6.1.4	Beräkning av deformation ... 148
4.1	Giltighet..... 133	4.6.2	Beräkning av vriddeformation 149
4.2	Beräkning av krafter och moment..... 134	4.6.2.1	Beräkningsförutsättningar ... 149
4.2.1	Beräkningsmodell 134	4.6.2.2	Beräkning av vridstyvhet vid osprucken betong..... 149
4.2.2	Beräkning av tvångskrafter orsakade av deformationspåverkan 134	4.6.2.3	Beräkning av vridstyvhet vid sprucken betong..... 149
4.2.3	Tillämpning av elasticitetsteori och gränslastteori..... 135	4.6.2.4	Beräkning av deformationer 150
4.3	Beräkning av spänningar 135	5	Dimensionering genom provning 151
4.4	Begränsning av spänningar . 137		

6	Beräkningsmetoder för olika konstruktionstyper	153	6.3.3.2	Beräkning i brottgränstillstånd.....	167
6.1	Allmänt	153	6.3.3.3	Beräkning för olyckslast.....	172
6.2	Balkar	154	6.3.3.4	Kontroll av kantspänningen i bruksgränstillstånd.....	172
6.2.1	Begränsningar	154	6.3.4	Dimensionering.....	172
6.2.2	Momentfördelning enligt gränslastteori.....	154	6.3.4.1	Gjutfogar.....	172
6.2.2.1	Beräkning i brottgränstillstånd.....	154	6.3.4.2	Avkortning av armering.....	172
6.2.2.2	Beräkning i bruksgränstillstånd.....	155	6.3.5	Anordning av armering.....	173
6.2.3	Vridning påtvingad från anslutande balkar eller plattor.....	155	6.3.5.1	Armering i längsled	173
6.2.4	Dimensionering.....	156	6.3.5.2	Byglar	173
6.2.4.1	Medverkande flänsbredd	156	6.4	Ramar.....	173
6.2.4.2	Skjuvarmering i fläns.....	158	6.4.1	Definitioner och begränsningar	173
6.2.4.3	Förlängning av huvudarmring i dragen fläns.....	159	6.4.2	Beräkning enligt gränslastteori	174
6.2.4.4	Tvärgående böjarmering i fläns	160	6.4.3	Anordning av armering	174
6.2.4.5	Begränsning av skjuvsprickor i fläns	162	6.5	Plattor.....	175
6.2.5	Sidostabilitet	162	6.5.1	Begränsningar	175
6.2.6	Anordning av armering	163	6.5.2	Beräkning av krafter och moment	175
6.2.6.1	Längsgående ospänd armering.....	163	6.5.2.1	Momentberäkning enligt elasticitetsteori	175
6.2.6.2	Byglar	163	6.5.2.2	Allmänt om momentberäkning enligt gränslastteori.....	176
6.3	Pelare och väggar.....	165	6.5.2.3	Momentberäkning enligt brottlinjeteori	176
6.3.1	Definitioner och begränsningar	165	6.5.2.4	Momentberäkning enligt jämviktsteori	176
6.3.2	Knäckningslängd och slankhetstal.....	166	6.5.2.5	Momentberäkning enligt tabeller, diagram och ekvationer.....	176
6.3.3	Beräkning av bärförmåga....	166	6.5.2.6	Beräkning av tvärkrafter och upplagsreaktioner.....	177
6.3.3.1	Fall då tilläggsmoment inte behöver beaktas	166	6.5.3	Dimensionering för moment	177
			6.5.3.1	Utjämning av moment utefter tvärsnitt	177

6.5.3.2	Dimensionering för vridande moment.....	177	6.6.4.6	Maximal tvärkraft.....	194
6.5.4	Dimensionering med hänsyn till genomstansning och skjivning vid koncentrerade laster	178	6.6.5	Upplag	194
6.5.5	Begränsning av deformationer.....	181	6.6.5.1	Ytterstöd	194
6.5.6	Hörnlyftning	181	6.6.5.2	Innerstöd	195
6.5.7	Anordning av armering.....	181	6.6.6	Inhängda skivor	196
6.5.7.1	Avstånd mellan armeringsstänger	181	6.7	Skal.....	196
6.5.7.2	Avslutning av armering	182	6.7.1	Principer.....	196
6.5.8	Hål i platta	182	6.7.2	Begränsningar	196
6.5.9	Plattor med samverkande pågjutning.....	182	6.7.3	Dimensionering.....	197
6.6	Skivor	183	6.8	Upplagskonstruktioner	198
6.6.1	Begränsningar	183	6.8.1	Allmänt	198
6.6.2	Beräkningsmodell.....	184	6.8.2	Upplag på plan eller cylindrisk yta	198
6.6.3	Höga balkar (brottgränstillstånd)	185	6.8.3	Upplagskonsol	199
6.6.3.1	Dimensionerande krafter och moment.....	185	6.8.4	Pelarlokar	200
6.6.3.2	Upphångningsarmering	185	6.9	Grundplattor och fundament.....	201
6.6.3.3	Böjarmering i fält	187	7	Material- och kvalitetskrav.....	205
6.6.3.4	Böjarmering över stöd.....	189	7.1	Allmänt.....	205
6.6.3.5	Övrig horisontell armering ..	190	7.2	Betong	205
6.6.3.6	Vertikal armering	190	7.2.1	Delmaterial till betongmassa.....	205
6.6.3.7	Maximal tvärkraft.....	191	7.2.2	Betongmassa.....	206
6.6.4	Horisontalstöd skiva	191	7.2.3	Betongkvalitet med hänsyn till beständighet.....	207
6.6.4.1	Reaktionskrafter	191	7.2.4	Hårdnad betongs hållfasthet.....	207
6.6.4.2	Upphångningsarmering	192	7.2.4.1	Hållfasthetsklasser.....	207
6.6.4.3	Armering för horisontalkraften F_h	193	7.2.4.2	Hållfasthetsvärdering vid provning i färdig konstruktion.....	208
6.6.4.4	Övrig horisontell armering ..	193	7.2.5	Betongens motstånd mot vatteninträngning	208
6.6.4.5	Vertikal armering	193	7.2.6	Bruk och betong för speciella förfaranden.....	209
			7.3	Armering	209

7.3.1	Allmänt	209	8.5.1	Allmänt	222
7.3.2	Utvärdering av armeringens egenskaper	210	8.5.2	Utförandeklasser	222
7.3.3	Svetsad armering.....	211	8.5.2.1	Allmänt	222
7.3.4	Mekaniska armeringsskarvar och ändförankringar	212	8.5.2.2	Utförandeklass I.....	222
8	Utförande	213	8.5.2.3	Utförandeklass II	223
8.1	Grundläggande krav	213	8.5.3	Märkning.....	223
8.1.1	Allmänt	213	8.5.4	Gjutning, bearbetning och härdning	223
8.1.2	Dokumentation av utförande	214	8.5.5	Speciella tillverknings sätt ..	224
8.2	Formar	214	8.6	Armering.....	225
8.3	Tillverkning av betongmassa	215	8.6.1	Bockning och annan bearbetning.....	225
8.3.1	Allmänt	215	8.6.2	Svetsning.....	226
8.3.2	Tillverkningsklasser	215	8.6.2.1	Allmänt	226
8.3.2.1	Allmänt	215	8.6.2.2	Fixeringssvetsning	227
8.3.2.2	Tillverkningsklass I	216	8.6.2.3	Svetsning av armering till annan ståldetalj	227
8.3.2.3	Tillverkningsklass II	216	8.6.2.4	Kompetens vid svetsning....	227
8.3.2.4	Tillverkningsklass III.....	216	8.6.3	Montering.....	227
8.3.3	Betongmassans temperatur ..	216	8.6.4	Uppspänning	228
8.4	Betongarbete.....	217	8.7	Toleranser	228
8.4.1	Utförandeklasser	217	9	Kontroll	229
8.4.1.1	Allmänt	217	9.1	Allmänt	229
8.4.1.2	Utförandeklass I.....	218	9.1.1	Allmänna krav.....	229
8.4.1.3	Utförandeklass II	218	9.1.2	Provningar.....	231
8.4.1.4	Utförandeklass III.....	219	9.1.3	Måttkontroll	232
8.4.2	Transport, gjutning och härdning	219	9.1.4	Dokumentation av kontroll ..	232
8.4.3	Gjutfog.....	221	9.2	Kontroll av betongmassa	233
8.4.4	Utförande vid speciella förfaranden.....	221	9.2.1	Kontroll vid tillverkning av betongmassa	233
8.5	Tillverkning av förtillverkade betongelement.....	222	9.2.1.1	Allmänt	233
			9.2.1.2	Kontroll vid fabriksbetongtillverkning....	234
			9.2.1.3	Kontroll av byggplatstillverkad betongmassa.....	234

9.2.2	Mottagningskontroll av betongmassa	235	9.6.2	Tillsyn i olika utförandeklasser	243
9.3	Kontroll av förtillverkade betongelement	235	9.6.2.1	Utförandeklass I	243
9.3.1	Kontroll vid tillverkning av betongelement.....	235	9.6.2.2	Utförandeklass II	243
9.3.1.1	Allmänt.....	235	9.6.2.3	Utförandeklass III.....	243
9.3.1.2	Kontroll vid tillverkning av betongelement med bestyrkta egenskaper.....	236	9.6.3	Grundkontroll och tilläggskontroll.....	243
9.3.1.3	Kontroll vid tillverkning av betongelement utan bestyrkta egenskaper.....	237	9.6.3.1	Allmänt.....	243
9.3.2	Mottagningskontroll av förtillverkade betongelement	238	9.6.3.2	Objektanpassade kontrollåtgärder	244
9.3.2.1	Mottagningskontroll av betongelement med bestyrkta egenskaper.....	238	9.6.3.3	Kontroll vid speciella förfaranden	245
9.3.2.2	Mottagningskontroll av betongelement utan bestyrkta egenskaper.....	238	9.6.3.4	Svetsning av armering till annan ståldetalj	246
9.4	Kontroll av armering	239	9.7	Efterkontroll	246
9.4.1	Kontroll vid tillverkning av armering med bestyrkta egenskaper	239	9.7.1	Allmänt	246
9.4.2	Mottagningskontroll av armering.....	240	9.7.2	Kontroll av betonghållfasthet.....	247
9.5	Kontroll av svetsade armeringsenheter	241	9.7.3	Kontroll av frostbeständighet	247
9.5.1	Kontroll vid tillverkning av armeringsenheter	241			
9.5.2	Mottagningskontroll av armeringsenheter	242	Bilaga A		
9.6	Kontroll av arbete på byggsplats	242	Hållfasthetsvärdering vid provning i färdig konstruktion.....	249	
9.6.1	Allmänt	242	Bilaga B		
			Kontroll vid tillverkning av armering	251	
			Bilaga C		
			Svetsbar armering	259	
			Bilaga D		
			Provning av provkroppar uttagna av tredje part.....	265	
			Litteraturförteckning	265	
			Förteckning över standarder som BBK hänvisar till.	269	

0 Inledning

0.1 Allmänt

0.1.1 Om BBK 04 och förhållandet till föreskriften BKR

Boverkets handbok om betongkonstruktioner (*BBK 04*) ingår i en serie handböcker som Boverket ger ut som stöd vid tillämpningen av *BKR*, Boverkets konstruktionsregler (BFS 1993:58 med ändringar).

BKR innehåller föreskrifter och allmänna råd till lagen om tekniska egenskapskrav på byggnadsverk m.m. (SFS 1994:847), BVL. I de allmänna råden i *BKR* hänvisas på flera ställen till avsnitt i *BBK 04*.

BBK 04 innehåller

- utdrag ur BFS 1993:58 med ändringar t.o.m. BFS 2004:9 *BKR 8*
- kommentarer till regler i *BKR*, exempel på lösningar, metoder och beräkningsregler.

All text från *BKR* eller annan författning är inramad.

De utdrag ur *BKR* som finns i denna handbok är de som gäller vid handbokens utgivningstillfälle. Eventuella ändringar som införts därefter ska alltid beaktas, oberoende av om denna handbok återger den aktuella lydelsen eller inte. När man åberopar författningar hänvisar man till grundförfattningen, alltså till författningens första BFS-nummer. När det gäller *BKR* kan man alltså finna grundtexten och alla ändringar under *BKR*:s ursprungliga BFS-nummer BFS 1993:58. Förändringar som skett efter utgivningen kan följas i Boverkets författningssamling, BFS.

I myndigheternas tryckta författningssamlingar finns de formellt gällande författningarna såsom de ursprungligen beslutats och utgivits av myndigheten. Numera tillhandahålls alla författningar även i elektronisk form. Aktuell lydelse för BFS finns på Boverkets webbplats www.boverket.se.

De allmänna råden i *BKR* innehåller generella rekommendationer om tillämpning av föreskrifterna och anger hur någon kan eller bör handla för att uppfylla föreskrifternas krav. Det står dock den enskilde fritt att välja andra lösningar och metoder, om dessa uppfyller föreskrifternas krav. De allmänna råden kan även innehålla vissa förklarande upplysningar. De allmänna råden föregås av texten *Råd* och är tryckta med mindre och indragen text i anslutning till den föreskrift som de hänför sig till.

0.1.2 Om vem som har ansvar för att reglerna följs

Det är byggherren som har ansvar att byggnadsåtgärder utförs enligt bestämmelserna. Av 9 kap. 1 § plan- och bygglagen (1987:10), PBL, följer att: ”Den som för egen räkning utför eller låter utföra byggnads-, rivnings- eller markarbeten (byggherren) skall se till att arbetena utförs enligt bestämmelserna i denna lag ...”.

Samhällets tillsyn över att reglerna följs ligger på kommunens byggnadsnämnd. Nämnden övervakar att plan- och bygglagstiftningen efterlevs, och det är byggnadsnämnden som tolkar bestämmelserna och deras tillämpning i enskilda förvaltningsärenden. Byggnadsnämnden gör inom sitt område ingripanden när så erfordras. Länsstyrelsen utövar i sin tur tillsyn över byggnadsnämndens verksamhet.

Boverkets roll, förutom att ge ut föreskrifter, är att ha uppsikt över plan- och byggverksamheten i riket. Det innebär att Boverket ska hålla sig välinformerat och göra nödvändiga förändringar i den egna verksamheten och lämna förslag på ändringar i lagar och förordningar. Boverket uttalar sig normalt inte i enskilda ärenden bortsett från vid remisser från domstol eller annan beslutande myndighet.

Det finns mer att läsa om bygglovsprocessen på Boverkets webbplats och i Boverkets allmänna råd 1995:3 *Boken om lov, tillsyn och kontroll*.

0.1.3 Om denna utgåva av BBK

BBK 04 behandlar bärande konstruktioner av normal betong eller lättballastbetong. Med normal betong avses här betong med cement och eventuella tillsatsmaterial som bindemedel och ballast av bergarts-material. Handboken behandlar såväl oarmerade som armerade platsbyggnader eller förtillverkade konstruktioner med spänd eller ospänd

armering. Konstruktioner av lättbetong, hålrumsbetong eller andra speciella betongsorter behandlas dock inte.

BBK 04 är en omarbetning av *BBK 94* Band 1 och 2 samt *Supplement 1 till BBK*. Dessa i sin tur byggde på *BBK 79* som utarbetades av Statens Betongkommitté. Omarbetningen innebär en uppdatering till de *BKR*-revideringar som trätt i kraft sedan supplementet till *BBK* gavs ut. *BKR*-revideringen i BFS 2003:6 *BKR 7* omfattade bland annat en utvidgning av *BKR*:s giltighet till att i den mån den är tillämplig även gälla andra byggnadsverk än byggnader samt en anpassning till ett antal nya EN-standarder på betongområdet.

Förändringarna i beräkningsdelen av *BBK 04* (tidigare band 1) har främst förorsakats av *BKR*:s utvidgade giltighet medan förändringarna i material- och utförandedelen (tidigare band 2) i första hand beror på de nya standarder som införts, bl.a. produktstandarden för betong SS-EN 206-1 och utförandestandarden SS-ENV 13670-1. Införandet av dessa nya standarder innebär hållfasthetsklasser för betong och begreppet miljöklasser i *BBK 94* ersätts med exponeringsklasser.

Omarbetningen av beräkningsdelen har utförts inom en referensgrupp bestående av följande externa representanter:

Bo Westerberg	Tyréns AB
Björn Engström	CTH
Gösta Lindström	AB Strängbetong
Håkan Sundqvist	KTH
Jonas Holmgren	KTH
Jonas Magnusson	Reinertsen AB
Lars Gustafsson	Banverket
Lars Hallbjörn	ELU-konsult
Mikael Hallgren	Scandiaconsult Sverige AB
Robert Ronnebrant	Vägverket

0.2 Beteckningar och förkortningar

0.2.1 Beteckningar

Här förklaras endast ofta förekommande beteckningar. Övriga beteckningar förklaras i anslutning till texten där de används.

C, LC	Hållfasthetsklass för normal- respektive lättballastbetong, t.ex. C 25/30 eller LC 25/30
$\exp x, e^x$	exponentialfunktionen av basen e
E_c	dimensioneringsvärde på betongs elasticitetsmodul
E_{ck}	karaktäristiskt värde på betongs elasticitetsmodul
E_s	dimensioneringsvärde på armeringsståls elasticitetsmodul
E_{sk}	karaktäristiskt värde på armeringsståls elasticitetsmodul
G_c	dimensioneringsvärde på betongs skjuvmodul
M_{Sd}, M_d	moment av dimensioneringslast
N_{Sd}, N_d	normalkraft av dimensioneringslast
T_{Sd}, T_d	vridande moment av dimensioneringslast
V_{Sd}, V_d	tvärkraft av dimensioneringslast
N_{Ru}, N_u	bärförmåga för centrisk tryckkraft
V_{Rc}, V_c	betongens tvärkraftskapacitet för ett tvärsnitt
V_{Rs}, V_s	tvärkraftsarmeringens tvärkraftskapacitet för ett tvärsnitt
V_{Ru}, V_u	bärförmåga för genomstansning i dimensioneringssnitt runt pelare enligt avsnitt 3.12
d	effektiv tvärsnittshöjd (avstånd från dragarmeringens tyngdpunkt till tvärsnittets mest tryckta kant)
f_{cc}	dimensionerande tryckhållfasthet för betong
f_{ck}	karaktäristisk tryckhållfasthet för betong
f_{ct}	dimensionerande draghållfasthet för betong
f_{cth}	förhöjt dimensioneringsvärde för betongens draghållfasthet
f_{ctk}	karaktäristisk draghållfasthet för betong
f_{st}	dimensionerande draghållfasthet för armeringsstål
f_{sc}	dimensionerande tryckhållfasthet för armeringsstål
f_{stk}	karaktäristisk draghållfasthet för armeringsstål

f_{yk}	karaktäristiskt hållfasthetsvärde för armeringsstål
l, L	spännvidd, längd
q	last per längdenhet eller ytenhet. I speciella fall anger q variabelast och g permanent last
γ_m	partialkoefficient som beaktar osäkerheten vid bestämning av bärförmåga
γ_n	partialkoefficient som beaktar säkerhetsklassen i brottngränstillstånd enligt avsnitt 1.1.1.4.

I ovanstående beteckningar M , N , T och V kan index S , som betecknar lasteffekt, utelämnas när förväxling med kapacitet är utesluten. Index R som betecknar kapacitet kan utelämnas när förväxling med lasteffekt är utesluten.

Den fullständiga beteckningen för betongens dimensioneringsvärde för tryckhållfasthet är f_{ccd} . I *BBK 04* används den förenklade beteckningen f_{cc} där missförstånd inte kan uppstå. Motsvarande gäller övriga dimensioneringsvärden i det följande.

0.2.2 Förkortningar

BKR	Boverkets konstruktionsregler (BFS 1993:58 med ändringar)
Bro	Vägverkets allmänna tekniska beskrivning för broar
BSK	Boverkets handbok om stålkonstruktioner, utgåva 3, 1999
BVL	Lagen om tekniska egenskapskrav på byggnadsverk m.m. (SFS 1994:847)
BV Bro	Banverkets ändringar och tillägg till Vägverkets Bro 2002
CEB	Comité Euro-International du Béton
FIP	Fédération Internationale de la Précontrainte
HPC	High Performance Concrete Structures Design Handbook
ISO	International Organization for Standardization
MNC	Materialnormcentralen
NAD(S)	Nationellt anpassningsdokument – svenskt
PBL	Plan- och bygglagen (SFS 1987:10)
SIS	Swedish Standards Institute
SS	Svensk standard
TNC	Tekniska nomenklaturcentralen

0.3 Byggprodukter med bestyrkta egenskaper

Begreppet byggprodukter med bestyrkta egenskaper definieras i *BKR* avsnitt 1:4. Ytterligare information angående detta finns i läsanvisningarna i *Regelsamling för konstruktion 2003*.

0.4 Terminologi

Termer som inte särskilt förklaras i *BKR* eller i denna handbok, har den betydelse som anges i Tekniska nomenklaturcentralens publikation *Plan- och byggtermer* 1994, TNC 95.

1 Krav

1.1 Krav i gränstillstånd

1.1.1 Krav i brottgränstillstånd

1.1.1.1 Materialbrott och instabilitet

BKR, avsnitt 2:111

Bärande konstruktioner skall utformas och dimensioneras så att säkerheten mot materialbrott och mot instabilitet i form av knäckning, vippning, buckling o.d. är betryggande under konstruktionens utförande, dess livslängd samt vid brand.

Råd: Brott eller instabilitet kan även uppkomma på grund av deformationer i undergrunden.

1.1.1.2 Stjälpning, lyftning och glidning

BKR, avsnitt 2:112

Byggnadsverk och deras delar skall utformas och dimensioneras så att säkerheten mot stjälpning, lyftning och glidning är betryggande.

1.1.1.3 Olyckslaster och fortskridande ras

BKR, avsnitt 2:113

Byggnadsverk skall utformas så att riskerna för fortskridande ras är ringa. Detta får ske genom att de utformas och dimensioneras antingen så att de kan motstå olyckslast eller så att en primär skada begränsas. Skadan får inte medföra fortskridande ras och svår förstörelse för någon annan del av byggnadsverket än det primära skadeområdet och angränsande områden.

Särskilda åtgärder behöver inte vidtas för byggnadsverk där risken för allvarliga olycksfall vid ett fortskridande ras är ringa eller för byggnadsverk som är så små att en primär skada leder till total förstörelse.

Råd: Kravet för olyckslast och fortskridande ras gäller normalt endast byggnadsverksdelar i säkerhetsklass 3. Se Boverkets handbok *Svängningar, deformationspåverkan och olyckslast*.

Ett trapphus som utgör den enda utrymningsvägen i en byggnad skall alltid dimensioneras för olyckslast.

1.1.1.4 Säkerhetsklasser

BKR, avsnitt 2:115, första – andra stycket

Med hänsyn till omfattningen av de personskador som kan befaras uppkomma vid brott i en byggnadsverksdel, skall denna hänföras till någon av följande säkerhetsklasser:

- säkerhetsklass 1 (låg), liten risk för allvarliga personskador,
- säkerhetsklass 2 (normal), någon risk för allvarliga personskador,
- säkerhetsklass 3 (hög), stor risk för allvarliga personskador.

Råd: Utöver krav på säkerhetsklass, som endast är relaterad till personskada, kan byggherren ställa högre krav, t.ex. med hänsyn till sakskada.

BKR, avsnitt 2:115, tredje – sjunde stycket

Vid val av säkerhetsklass skall följande principer tillämpas.

Byggnadsverksdelar får hänföras till säkerhetsklass 1, om minst ett av följande krav är uppfyllt:

- personer vistas endast i undantagsfall i eller invid byggnadsverket,
- byggnadsverksdelen är av sådant slag att ett brott inte rimligen kan befaras medföra personskador, eller
- byggnadsverksdelen har sådana egenskaper att ett brott inte leder till kollaps utan endast till obrukbarhet.

Byggnadsverksdelar skall hänföras till säkerhetsklass 3, om följande förutsättningar samtidigt föreligger:

- byggnadsverket är så utformat och använt att många personer ofta vistas i eller invid det,
- byggnadsverksdelen är av sådant slag att kollaps medför stor risk för personskador, och
- byggnadsverksdelen har sådana egenskaper att ett brott leder till omedelbar kollaps.

Övriga byggnadsverksdelar skall hänföras till lägst säkerhetsklass 2.

Vid dimensionering med partialkoefficientmetoden i brottgränstillstånd skall säkerhetsklassen för en byggnadsverksdel beaktas med hjälp av partialkoefficienten γ_n på följande sätt:

- säkerhetsklass 1, partialkoefficient $\gamma_n = 1,0$,
- säkerhetsklass 2, partialkoefficient $\gamma_n = 1,1$,
- säkerhetsklass 3, partialkoefficient $\gamma_n = 1,2$.

γ_n får sättas lika med 1,0 oavsett säkerhetsklass vid dimensionering med hänsyn till:

- brand och
- olyckslast och till risken för fortskridande ras.

Exempel på val av säkerhetsklass finns i *BKR* avsnitt 2:115.

1.1.2 Krav i bruksgränstillstånd

BKR, avsnitt 2:12

Råd: Utöver angivna krav i bruksgränstillstånd, som primärt endast är relaterade till säkerhet och hälsa, kan byggherren ställa högre krav t.ex. med hänsyn till utseende och komfort.

Finns inga andra krav kan, vid dimensionering med sannolikhetsteoretisk metod i princip enligt SS-ISO 2394, risken för överskridande av bruksgränstillstånd sättas till $\beta = 1,3$ à $2,3$ beroende på typ av bruksgränstillstånd.

Beräkningar av deformationer och svängningar bör utföras enligt elasticitetsteorin med en beräkningsmodell som på ett rimligt sätt beskriver konstruktionens styvhet, massa, dämpning och randvillkor.

1.1.2.1 Formändringar och förskjutningar

BKR, avsnitt 2:121

Byggnadsverksdelar och deras upplag skall ha sådan styvhet att deformationer eller förskjutningar av byggnadsverksdelen vid avsedd användning inte inverkar menligt på dess funktion eller skadar andra byggnadsverksdelar. Förutom den omedelbara deformationen då lasten påförs skall också beaktas inverkan av

- lastens varaktighet och variationer,
- byggnadsverksdelens miljö, innefattande temperatur och fuktighet, samt
- materialets långtidsegenskaper.

1.1.2.2 Svängningar

BKR, avsnitt 2:122

Byggnadsverksdelar skall utformas så att uppkomna svängningar inte upplevs som besvärande.

1.1.2.3 Sprickor

BKR, avsnitt 2:123

Byggnadsverksdelars sprickbildning skall begränsas i den mån det är nödvändigt för att säkerställa byggnadsverksdelens avsedda funktion och beständighet.

Begränsning av sprickbredder och vissa spänningar enligt avsnitt 4.5.4 anges för bruksgränstillstånd men avser egentligen beständighet.

1.2 Krav på beständighet

BKR, avsnitt 2:13

Byggnadsverksdelar och material som ingår i bärande konstruktioner skall antingen vara beständiga eller kunna skyddas och underhållas, så att kraven i brottgräns- och bruksgränstillstånd uppfylls under byggnadsverkets livslängd.

Är permanent skydd inte möjligt skall förväntade förändringar av egenskaperna beaktas vid dimensioneringen eller också skall konstruktionen utformas så att de påverkade delarna blir åtkomliga för återkommande skyddsåtgärder.

Råd: Med livslängd avses den vid dimensioneringen förväntade tid under vilken konstruktionen med normalt underhåll uppvisar erforderlig funktionsduglighet. Om inte annat kan påvisas vara riktigare med hänsyn till byggnadsverkets art bör den dimensionerande livslängden för konstruktioner i säkerhetsklass 2 och 3 väljas till minst

- 50 år för byggnadsverksdelar som är åtkomliga för inspektion och underhåll och
- 100 år för byggnadsverksdelar som inte är åtkomliga för inspektion och underhåll.

Om någon annan livslängd än de ovan angivna väljs bör detta anges i bygghandlingarna.

BKR, avsnitt 7:11

Betongkonstruktioner skall utformas, dimensioneras och utföras så att skadlig nedbrytning förhindras. Detta skall ske genom att de angrepp konstruktionsdelarna förväntas utsättas för klargörs och att erforderliga åtgärder för att motstå angreppen vidtas.

Råd: Exponeringsklasser tillämpbara för de vanligast förekommande typerna av miljöpåverkan anges i SS-EN 206-1. Erforderliga åtgärder kan anses ha vidtagits om betongkonstruktionen uppfyller kraven i SS-EN 206-1, SS 13 70 03 och SS 13 70 10.

1.3 Dimensionering genom beräkning och provning

BKR, avsnitt 2:3

Dimensionering skall ske genom beräkning, provning eller genom någon kombination därav. Beräkning och provning fördras dock inte, om detta är uppenbart obehövt.

En färdig konstruktion har tillräcklig stadga när ranglighet, svajning (svängningar), besvärande sprickbildningar, deformationer o.d. förekommer i endast obetydlig omfattning.

De beräkningsregler som ges i avsnitt 2 – 6 i *BBK 04* är anpassade till partialkoefficientmetoden, men kan i tillämpliga delar även användas vid beräkning enligt en sannolikheteoretisk metod.

1.4 Redovisning

1.4.1 Allmänt

BKR, avsnitt 2:34

Bärande konstruktioner skall redovisas på ritningar och i andra handlingar på sådant sätt att det kan kontrolleras att kraven på bärförmåga, stadga och beständighet är uppfyllda.

BKR, avsnitt 7:34

Råd: Vägledning beträffande ritningar och övriga konstruktionshandlingar för betongkonstruktioner ges i *BBK* avsnitt 1.4.

Ritningar och övriga handlingar bör vara undertecknade av den som är ansvarig för deras upprättande.

1.4.2 Ritningar

Ritningar till betongkonstruktioner bör alltid innehålla följande:

- a. Uppgift om vilka regler som gäller för dimensioneringen respektive vid utförandet samt uppgift om säkerhetsklasser.
- b. Uppgift om lastförutsättningar. Dessa kan ofta ges genom hänvisning till något avsnitt i *BKR*.
- c. Uppgift om betongen beträffande
 - hållfasthetsklass
 - exponeringsklass
 - livslängdsklass samt
 - utförandeklass.

I vissa fall behöver konstruktören ge mer detaljerade uppgifter om betongens sammansättning, t.ex. cementtyp och cementklass, konsistens, vät, lufthalt, maximal stenstorlek eller annan egenskap hos ballasten och densitet vid lättballastbetong. Sådana detaljuppgifter kan motive-

ras av en noggrann beräkning av kryp- och krympdeformationer, speciell konstruktionsutformning, mindre värde på täckskiktet, speciella krav på beständighet och slitstyrka eller om konstruktionen kommer att utföras av byggplatstillverkad betong.

- d. Uppgift om armeringen beträffande
 - typ
 - hållfasthetsegenskaper
 - relaxationsegenskaper hos spännarmering samt
 - eventuella förankringsanordningar och annat som kan erfordras i speciella fall.
- e. Uppgift om erforderliga egenskaper hos övriga material, inklusive jord och berg, som ingår i konstruktionen.
- f. Måttsättning avseende betongdimensioner samt detaljmått och lägen för spännarmering, fogar, ursparningar och slitsar.
- g. Följande uppgifter för armeringens anordning och inläggning
 - antal enheter
 - dimension
 - längd
 - höjd och planläge
 - bockningsradie
 - skarvningslägen och skarvlängd
 - svetsar
 - placering av eventuella injekterings- och luftningsrör samt
 - understötning av spännarmering.
- h. Uppgift om tjocklek för täckande betongskikt (basmått och toleranser).
- i. Uppgift om toleranser för sådana mått där avvikelser har väsentlig betydelse för konstruktionens bärförmåga eller funktion, se avsnitt 2.6 och 8.7. Uppgift om toleranser kan ofta anges genom hänvisning till avsnitt 8.7.
- j. Uppgift om bärande ställningar, formar, gjutning, montering o.d., som inte framgår av särskilt program, se avsnitt 1.4.6, 1.4.7 och 1.4.8.
- k. Uppgift om brandteknisk klass i förekommande fall.
- l. Hänvisningar till aktuella armeringsförteckningar och kontrollplaner.

1.4.3 Armeringsförteckningar

Uppgifter som gäller armering och som har betydelse för konstruktionens funktion bör även anges på ritning och inte enbart i armeringsförteckning. Armering bör ha en tydlig beteckning som gör att den lätt kan identifieras på tillhörande ritning.

1.4.4 Spännlistor

Särskilda spännlistor bör upprättas för all spännarmering.

För förespänd armering bör spännlistan innehålla följande:

- systembeskrivning
- avsedd initiell spännkraft samt uppmätta uppspänningsvärden på spännkraft eller förlängning
- avspänningsföljd för spänningarna samt
- fordrad betonghållfasthet vid avspänning.

För efterspänd armering bör spännlistan innehålla följande:

- systembeskrivning (inklusive uppgifter om elasticitetsmodul och friktionskoefficienter)
- ordningsföljd för uppspanning av olika armeringsenheter
- beräknade och vid uppspanningen uppmätta värden på spännkraft, förlängning och eventuell låsglidning, samt toleranser för dessa värden
- uppgift om formsänkning e.d. under uppspanningsskedet, se även avsnitt 1.4.7 samt
- fordrad betonghållfasthet vid uppspanning.

1.4.5 Kontrollplaner

Bygghandlingarna bör innehålla underlag för upprättande av en kontrollplan för den objektsanpassade kontrollen (se avsnitten 9.1.1 och 9.6.3.2) att utföras som stickprovsvis detaljkontroll.

1.4.6 Handlingar för betonggjutning o.d.

Om gjutordning, gjuthastighet, gjutuppehåll etc. har betydelse för konstruktionens funktion och för säkerheten under utförandet, bör gjutprogram upprättas som reglerar dessa förhållanden.

För betongarbeten av speciell karaktär, såsom undervattensgjutning, injekteringsbetongarbeten, sprutbetongarbeten, vakuumbehandling etc. bör särskild arbetsbeskrivning upprättas som reglerar utförandet. Alternativt kan motsvarande uppgifter anges på ritning.

1.4.7 Formar, ställningar och andra hjälpmedel

Erforderliga ritningar och konstruktionsberäkningar till formar, bärande ställningar och andra hjälpmedel bör finnas tillgängliga på byggsplatsen. Deformationer hos formar, ställningar och andra hjälpmedel beaktas i konstruktionsberäkningarna om de har betydelse för konstruktionens funktion. Anvisningar för gjutning, uppspanning, formrivning etc. anges på arbetsritning och i förekommande fall i spännlista eller i särskild beskrivning.

1.4.8 Handlingar för element

1.4.8.1 Tillverkningshandlingar

Tillverkningshandlingar för element bör innehålla uppgift om tillverkningsmetod, lyftpunkter, uppläggningsställen vid lagring och transport samt erforderlig betonghållfasthet före lyftning och transport från tillverkningsplats.

1.4.8.2 Bygghandlingar

Bygghandlingar för element bör innehålla uppgift om elementens tyngd, nominell och minsta upplagslängd för elementet samt uppgift om hur elementet skall transporteras, lyftas, lagras, monteras, stagas och förankras samt hur fogning till andra konstruktionsdelar skall utföras. Om leveranshållfastheten är mindre än 70 % av fordrat värde bör uppgift ges om elementets handhavande på byggsplatsen. Om kontroll av fogbruk förutsätts omfatta enbart fortlöpande provning av normkubhållfastheten bör detta anges i bygghandling.

2 Dimensionerings- förutsättningar

2.1 Allmänt

BKR, avsnitt 2:5, del av första stycket

En konstruktion skall

- projekteras och utförs av kompetent personal på ett fackmässigt sätt
- projekteras så att arbetet kan utföras på ett sådant sätt att avsedd utformning uppnås och så att förutsatt underhåll kan ske

En konstruktion bör ges sådana mått, t.ex. med hänsyn till armering och ingjutna delar, att tillräckligt utrymme finns för gjutning och bearbetning av betongen. Lämpliga principer för detta ges i avsnitt 3.9.6. Se även avsnitt 8.1. Behov av funktion, brandskydd och beständighet kan dock ge andra minimimått.

Om en konstruktion utformas så att betongen inte kan gjutas och bearbetas på vanligt sätt, bör på ritning föreskrivas erforderliga åtgärder för att gjutning och bearbetning samt inspektion av arbetet skall kunna utföras tillfredsställande.

BKR, avsnitt 7:2, första och andra stycket

Beräkningsmodellerna i avsnitt 7 gäller för betong med högst tryckhållfasthet $f_{ck} = 57,0$ MPa.

Råd: Allmänna förutsättningar finns i avsnitt 2:2.
För betong med tryckhållfasthet $f_{ck} > 57,0$, ges viss vägledning i ”*High Performance Concrete Structures – Design Handbook*”.

Hänvisningen till avsnitten 2:2 och 7 avser avsnitt i *BKR*.

2.1.1 Dimensioneringskontroll

I avsnitt 9.1 anges underlag för dimensioneringskontroll.

2.2 Laster

2.2.1 Lastförutsättningar i allmänhet

För lastförutsättningar i allmänhet, se *BKR* avsnitt 2:21, 2:3 och 3.

2.2.2 Långtidslast

BKR, avsnitt 2:21, sjunde och åttonde stycket

Laster som kan ge tidsberoende deformationer av betydelse skall betraktas som långtidslast.

Råd: Råd: Som långtidslast bör räknas:

- All permanent last.
- Tidsmedelvärdet, $\Psi_1 Q_k$, av variabel last räknat för det ogynnsammaste året eller annan lämplig tidsperiod.

Vid dimensionering med hänsyn till krypning antas långtidslasten verka permanent.

Samma värden för långtidslast kan användas vid begränsning av sprickbredd enligt avsnitt 4.5.4.

BKR, avsnitt 3:9

Råd:	För de laster som behandlas i avsnitt 3 kan följande värden på ψ_1 användas vid bestämning av långtidslast	
	Last av inredning och personer	
	Utbredd vertikal last	
	bunden lastandel (inredning)	$\psi_1=1,0$
	fri lastandel (personer)	
	i samlingslokaler	$\psi_1=0,2$
	i övriga lokaler	$\psi_1=0$
	Koncentrerad last	$\psi_1=0$
	Last av varor, massgods etc: efter omständigheterna, dock lägst	$\psi_1=0,5$
	Last av fordon i garage och parkeringshus	$\psi_1=0,5$
	Last av fordon i byggnader i övrigt	$\psi_1=0$
	Last av traverser, kranar och andra lyftanordningar i normala fall	$\psi_1=0$
	Last från maskiner o.d. i permanent läge	$\psi_1=1,0$
	Last från övriga maskiner: Värdet på ψ_1 bestäms med hänsyn till förhållandena.	
	Snölast: Norrland	$\psi_1=0,2$
	Svealand	$\psi_1=0,15$
	Götaland	$\psi_1=0,1$
	Vindlast	$\psi_1=0$

2.2.3 Utmattningslast

BKR, avsnitt 2:21, fjärde – sjätte stycket

Laster med så många lastvariationer att utmattningsbrott kan uppträda skall betraktas som utmattningslaster.

Råd: När det gäller byggnader behöver normalt endast följande laster betraktas som utmattningslast:

- Dynamiska krafter från rörliga delar i maskiner.
- Vindlast om inverkan av vindstötter eller virvelavlösning har betydelse.

Last av kranar, traverser och andra transportanordningar kan vara utmattningslast.

Beträffande utmattningslaster från fordon i allmän väg- och gatutrafik som påverkar byggnadsdelar se *Bro 2002* avsnitt 21.2226. Beträffande utmattningslaster från järnvägar som påverkar byggnadsdelar se *BV Bro* avsnitt BV 21.2218.

2.3 Dimensionerande materialvärden för betong och armering

2.3.1 Brottgränstillstånd

BKR, avsnitt 7:3121

I brottgränstillstånd skall dimensionerande materialvärden bestämmas enligt följande formler (a) – (c).

$$f_d = \frac{f_k}{\eta\gamma_m\gamma_n} \quad (a)$$

forts.

forts.

$$E_d = \frac{E_k}{\eta \gamma_n \gamma_m} \quad (b)$$

där

f_k karakteristiskt värde för hållfasthet enligt avsnitten 7:22¹, och 7:23²

E_k karakteristiskt värde för elasticitetsmodul enligt avsnitten 7:22³¹ och 7:23²

η faktor som beaktar systematiska skillnader mellan den materialegenskap som erhålls vid provning och den verkliga konstruktionens egenskaper. Vad gäller hållfasthet, är η lika med 1,2 för betong och lika med 1,0 för armering

γ_m partialkoefficient för bärförmåga

γ_n partialkoefficient för säkerhetsklass enligt avsnitt 2:11⁵.

I brottgränstillstånd skall produkten $\eta \gamma_m$ för betong sättas lika med 1,5 vid bestämning av hållfasthetsvärde och 1,2 vid bestämning av elasticitetsmodul.

För armering skall motsvarande produkt $\eta \gamma_m$ sättas lika med 1,15 vid bestämning av hållfasthetsvärde och 1,05 vid bestämning av elasticitetsmodul.

För betongelement i utförandeklass I, vilka är byggprodukter med bestyrkta egenskaper i enlighet med avsnitt 1:4, kan dock 5% högre hållfasthetsvärden för armering tillåtas om armeringens läge särskilt kontrolleras.

Vid dimensionering för olyckslast, med hänsyn till fortskridande ras och brand, får produkten $\eta \gamma_m$ för betong sättas lika med 1,2 vid bestämning av hållfasthetsvärde och 1,0 vid bestämning av elasticitetsmodul.

För armering får motsvarande produkt $\eta \gamma_m$ sättas lika med 1,0 vid bestämning av både hållfasthetsvärde och elasticitetsmodul.

Om utpräglad korttidslast ingår i en lastkombination, får värdet på f_{ced} vid dimensionering för olyckslast och med hänsyn till fortskridande ras multipliceras med faktorn 1,1.

forts.

forts.

Råd: Med utpräglad korttidslast menas här en last som uppträder några få gånger, och som under sammanlagt högst 1 minut uppnår värden nära det karakteristiska värdet. Vanligen är det fråga om laster av stötkaraktär, varför höjningen av f_{cd} huvudsakligen blir aktuell vid vissa olyckslaster. Reglerna om korttidslast kan även tillämpas för pålar utsatta för kraft från hejare.

Om ett högt värde på betongens draghållfasthet är ogynnsamt skall som dimensioneringsvärde användas

$$f_{cth} = 1,5 f_{ctk} \quad (c)$$

Råd: Värdet på f_{ctk} kan härvid tas ur tabell 7:222a, även om f_{ctk} i andra sammanhang bestäms genom provning.

Om ett högt värde på betongens elasticitetsmodul är ogynnsamt i brottgränstillstånd, bör E_{cd} sättas lika med E_{ck} .

Dimensioneringsvärdet för betongens skjuvmodul G_{cd} kan antas vara lika med $0,4E_{cd}$.

Tvärkontraktionstalet för betong kan antas vara 0,2. I de flesta fall kan dock tvärkontraktionen försummas, dvs. talet antas vara noll.

Dimensioneringsvärden för armeringens tryckhållfasthet kan bestämmas enligt *BBK* avsnitt 2.5.2.

¹ Avsnitt 7:22 i *BKR* är återgett i avsnitt 2.4 och 7.2.4.

² Avsnitt 7:23 i *BKR* är återgett i avsnitt 2.5.

³ Avsnitt 2:115 i *BKR* är återgett i avsnitt 1.1.1.4.

Om måttavvikelser beaktas direkt i beräkningarna enligt punkt b) i avsnitt 2.6.3, får dimensioneringsvärden för hållfasthet samt elasticitets- och skjuvmoduler multipliceras med faktorn 1,1 för betong och 1,05 för armeringstål.

2.3.2 Bruksgränstillstånd

BKR, avsnitt 7:32, fjärde – sjätte stycket

I bruksgränstillstånd får dimensionerande materialvärden bestämmas enligt följande formler (a) – (c).

$$f_d = f_k \quad (a)$$

$$E_d = E_k \quad (b)$$

där

f_k karakteristiskt värde för hållfasthet enligt avsnitt 7:22¹ och 7:23²

E_k karakteristiskt värde för elasticitetsmodul enligt avsnitten 7:223¹ och 7:232².

Om ett högt värde på betongens draghållfasthet är ogynnsamt skall dock som dimensioneringsvärde användas

$$f_{cth} = 1,5f_{ctk} \quad (c)$$

Råd: Värdet på f_{ctk} kan härvid tas ur tabell 7:222a även om f_{ctk} i andra sammanhang bestäms genom provning.

¹ Avsnitt 7:22 i *BKR* är återgett i avsnitt 2.4 och 7.2.4.

² Avsnitt 7:23 i *BKR* är återgett i avsnitt 2.5.

2.4 Karakteristiska materialvärden och andra grundvärden för betong

2.4.1 Tryckhållfasthet vid icke utmattande last

BKR, avsnitt 7:221

De karakteristiska värden för betongens tryckhållfasthet f_{ck} för normal betong och tung betong, som anges i följande tabell 7:221a, skall användas vid bestämning av dimensionerande materialvärden. Motsvarande värden för lättballastbetong anges i tabell 7:221b nedan.

För att karakteristiska värden $> 11,5$ MPa skall få utnyttjas fordras utförandeklass I eller II och för värden $> 24,0$ MPa fordras utförandeklass I.

Tabell 7:221a Karakteristiska värden för tryckhållfasthet f_{ck} för normal och tung betong

Hållfasthetsklass ¹	f_{ck} ³ (MPa)	Hållfasthetsklass ¹	f_{ck} ³ (MPa)
C 12/15	11,5	C 40/50	38,0
C 16/20	15,5	C 45/55	43,0
C 20/25	19,0	C 50/60	47,5
C 25/30	24,0	C 54/65 ²	51,5
C 28/35 ²	27,0	C 55/67	52,0
C 30/37	29,0	C 58/70 ²	55,0
C 32/40 ²	30,5	C 60/75	57,0
C 35/45	33,5		

¹ I hållfasthetsklassens beteckning (t.ex. C 25/30), motsvarar det första siffravärdet den fordrade tryckhållfastheten $f_{c,cyl}$ i MPa bestämd genom tryckprovning av betongcylindrar med 150 mm diameter och 300 mm höjd. Det andra siffravärdet i hållfasthetsklassens beteckning motsvarar den fordrade tryckhållfastheten $f_{c,cube}$ i MPa bestämd genom tryckprovning av 150 mm kuber. Provkropparna är tillverkade och lagrade enligt SS-EN 12390-2 och provade enligt SS-EN 12390-3.

² Mellanliggande hållfasthetsklasserna avpassade för dimensionering enligt svensk praxis, se SS 13 70 03.

³ Karakteristiska värden för tryckhållfasthet f_{ck} beaktar långtidseffekter. **forts.**

*forts.***Tabell 7:221b** Karakteristiska värden för tryckhållfasthet f_{cck} för lättballastbetong

Hållfasthetsklass	f_{cck} (MPa)	Hållfasthetsklass	f_{cck} (MPa)
LC 12/13	10,0	LC 40/44	34,0
LC 16/18	14,0	LC 45/50	38,5
LC 20/22	17,0	LC 50/55	42,5
LC 25/28	21,5	LC 55/60	46,5
LC 30/33	25,5	LC 60/66	51,0
LC 35/38	30,0		

Även i avsnitt 7.2.4.1 anges hållfasthetsklasser för betong.

2.4.2 Draghållfasthet vid icke utmattande last

BKR, avsnitt 7:222

Om betongens hållfasthet endast kontrolleras genom tryckprovning enligt avsnitt 7:22⁶ gäller de karakteristiska värden f_{ctk} för betongens draghållfasthet som anges i följande tabell 7:222a.

För att karakteristiska värden $> 1,05$ MPa skall få utnyttjas fordras utförandeklass I eller II och för värden $> 1,70$ MPa fordras utförandeklass I.

Tabell 7:222a Karakteristiska värden för betongens draghållfasthet f_{ctk}

Hållfasthetsklass	f_{ctk}^1 (MPa)	Hållfasthetsklass	f_{ctk} (MPa)
C 12/15	1,05	C 40/50	2,40
C 16/20	1,25	C 45/55	2,55
C 20/25	1,45	C 50/60	2,75
C 25/30	1,70	C 54/65 ²	2,80

forts.

forts.

Hållfasthetsklass	f_{ctk}^1 (MPa)	Hållfasthetsklass	f_{ctk} (MPa)
C 28/35 ²	1,80	C 55/67	2,85
C 30/37	1,90	C 58/70 ²	2,90
C 32/40 ²	2,00	C 60/75	2,95
C 35/45	2,10		

¹ Karakteristiska värden för draghållfasthet f_{ctk} beaktar långtidseffekter.

² Mellanliggande hållfasthetsklasserna avpassade för dimensionering enligt svensk praxis, se SS 13 70 03.

Tabell 7:222b Grundvärden för bestämning av karakteristisk draghållfasthet f_{ctk} hos lättballastbetong

Hållfasthetsklass	f_{ctk} (MPa)	Hållfasthetsklass	f_{ctk} (MPa)
LC 12/13	0,95	LC 40/44	2,25
LC 16/18	1,15	LC 45/50	2,45
LC 20/22	1,35	LC 50/55	2,60
LC 25/28	1,60	LC 55/60	2,70
LC 30/33	1,75	LC 60/66	2,75
LC 35/38	1,95		

För att få fram karakteristiska värden för draghållfasthet f_{ctk} hos lättballastbetong skall grundvärdena i tabell 7:222b reduceras genom multiplikation med koefficienten η_1 enligt följande formel (a).

$$\eta_1 = 0,4 + 0,6 \frac{\rho}{2200} \quad (a)$$

där ρ är lättballastbetongens ugnstorra densitet (kg/m^3) bestämd i enlighet med SS-EN 12390-7.

Vid bestämning av betongens draghållfasthet genom spräckprovning i enlighet med SS-EN 12390-6, erhålls karakteristisk draghållfastheten genom multiplicering av spräckdraghållfastheten med 0,8.

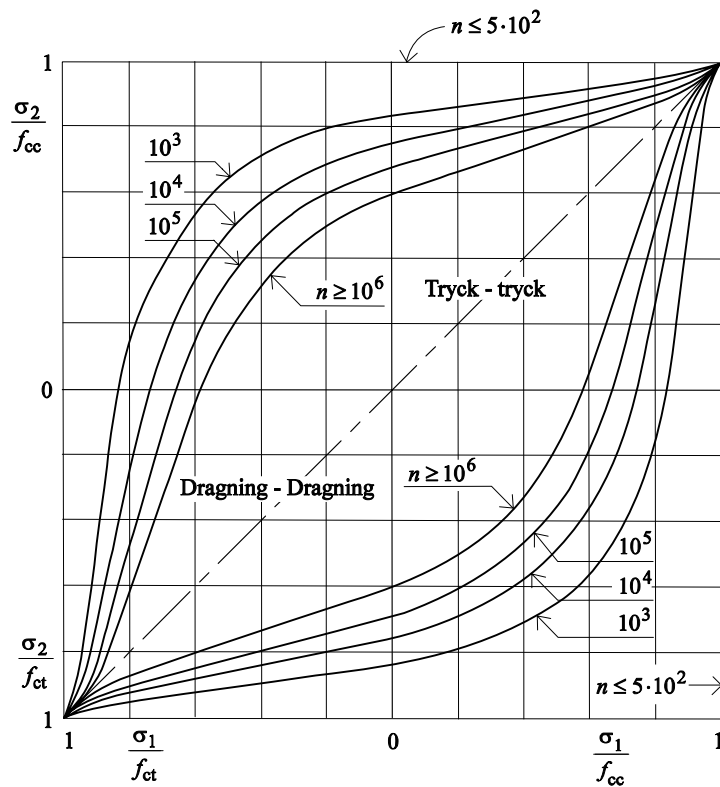
⁶ Avsnitt 7:22 i BKR är återgett i avsnitt 7.2.4.1.

2.4.3 Hållfasthetsvärden vid utmattningslast

Följande metod kan tillämpas för att beakta hållfasthetens nedsättning vid utmattninglast. Risk för utmattningsbrott vid n spänningscykler mellan gränserna σ_1 och σ_2 antas inte föreligga, om σ_1 och σ_2 bestämmer en punkt i diagrammet i figur 2.4.3 som ligger inom kurvorna för aktuellt n . Mellan kurvorna godtas rätlinjig interpolation mot $\log n$. För $n \leq 5 \cdot 10^2$ antas hållfastheten opåverkad av utmattning. Beträffande tryckzonen i tvärsnitt med moment och eventuell normalkraft se avsnitt 3.3.

Vid varierande spänningsgränser kan man tillämpa metoden med reducerat antal spänningscykler enligt avsnitt 2.5.3.

I avsnitt 3.3 ges en förenklad metod att beakta inverkan av utmattninglast. Se även *Betonghandbok – Konstruktion* avsnitt 3.3:2.



Figur 2.4.3. Diagram för bestämning av utmattningshållfasthet för betong

2.4.4 Elasticitetsmodul

BKR, avsnitt 7:223

Vid måttligt snabb pålastning av konstruktioner av normal eller tung betong skall, om inget annat påvisas gälla, de karakteristiska värden för betongens elasticitetsmodul som anges i tabell 7:223a tillämpas. Tabellvärdena avser betong utan lufttillsats.

Råd: Vid snabba förlopp, t.ex. svängning, bör värdena multipliceras med 1,2.

Tabell 7:223a Karakteristiska värden¹ för betongens elasticitetsmodul E_{ck} för normal eller tung betong

Hållfasthetsklass ²	E_{ck} (GPa)	Hållfasthetsklass	E_{ck} (GPa)
C 12/15	27,0	C 40/50	35,0
C 16/20	29,0	C 45/55	36,0
C 20/25	30,0	C 50/60	37,0
C 25/30	31,0	C 54/65 ²	38,0
C 28/35 ²	32,0	C 55/67	38,0
C 30/37	33,0	C 58/70 ²	39,0
C 32/40 ²	33,0	C 60/75	39,0
C 35/45	34,0		

¹ Tabellens karakteristiska värden avser betong med ballast av urbergsmaterial.

² Mellanliggande hållfasthetsklasserna är avpassade för dimensionering enligt svensk praxis i enlighet med SS 13 70 03.

För lättballastbetong bestäms värdet på E_{ck} genom att värdet för normal eller tung betong med samma cylinderhållfasthet multipliceras med $(\rho/2200)^2$ där ρ är lättballastbetongens ugnstorra densitet (kg/m^3) i enlighet med SS-EN 12390-7.

Råd: Det karakteristiska värdet E_{ck} för betongens elasticitetsmodul kan antas vara konstant för påkänningar mellan f_{ctd} och $0,6f_{ccd}$.

För betong med lufttillsats bör värdena på E_{ck} i tabell a ovan reduceras med 3 % för varje procentenhet extra lufthalt över 2 %.

E_{ck} i tabell a motsvarar inte samma låga fraktil (5-procentsfraktil) som värdena för karakteristisk hållfasthet f_{ck} och f_{ctk} utan motsvarar ungefär en 50-procentsfraktil.

Vid användning av andra hållfasthetsklasser än de standardiserade kan rätlinjig interpolation utföras mellan värdena i tabellen. Högre värden på E_{ck} kräver särskild utredning, se avsnitt 7:221 i *BKR* som återges i avsnitt 2.4.1.

2.4.5 Arbetskurva

BKR, avsnitt 7:3123, första meningen

Råd: Betongens arbetskurva kan väljas enligt *BBK* avsnitt 2.4.5 eller baseras på provningsresultat.

Som arbetskurva för betong vid enaxlig spänning kan kurvan i figur 2.4.5a användas. Mellan de räta linjerna AB och CD läggs en rimligt vald övergångskurva BC in som tangerar de räta linjerna. I figur 2.4.5a – b är

$$\varepsilon_{cl} = \frac{0,6f_{ccd}}{E_{cd}} \quad (2.4.5a)$$

$$\varepsilon_{c0} = 0,0020 \quad (2.4.5b)$$

$$\varepsilon_{cu} = \left(0,4 + 0,6 \frac{\rho}{2200} \right) 0,0035 \quad (2.4.5c)$$

där

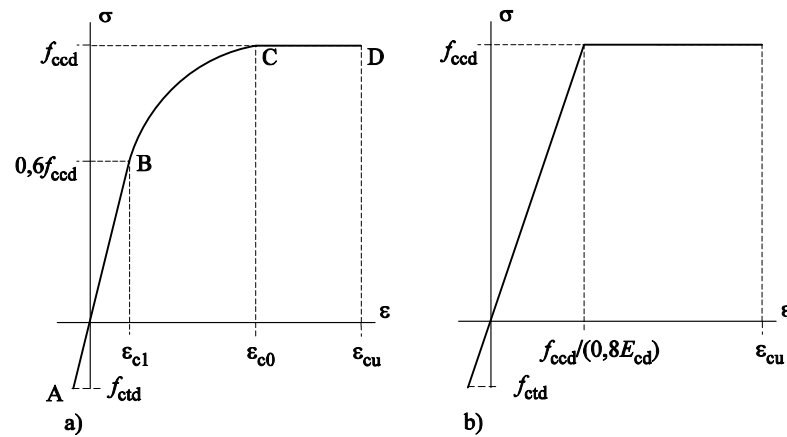
E_{cd} är dimensioneringsvärdet för betongens elasticitetsmodul
 ρ är lättballastbetongens densitet kg/m^3 bestämd enligt SS-EN 12390-7. För normal eller tung betong sätts ρ i ekvation 2.4.5c till 2200 kg/m^3 .

Som förenklad arbetskurva kan kurvan i figur 2.4.5b användas, vid stabilitetsberäkning dock endast om medeltryckspänningen inte överstiger $0,6f_{ccd}$.

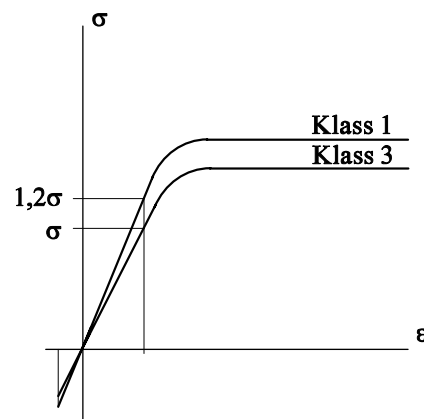
För arbetskurvorna enligt figur 2.4.5a – b medför en ändring av säkerhetsklass endast ändring av värdena för hållfasthet, eftersom

elasticitetsmodulens och hållfasthetens dimensioneringsvärden beror av säkerhetsklassen på samma sätt, jämför figur 2.4.5c.

Krypning kan beaktas genom att alla töjningsvärden i arbetskurvorna multipliceras med $(1+\varphi_{ef})$, där φ_{ef} är effektivt kryptal enligt avsnitt 2.4.7.



Figur 2.4.5a – b a. Arbetskurva för betong,
b. Förenklad arbetskurva för betong.



Figur 2.4.5c Arbetskurvor vid olika säkerhetsklasser.

2.4.6 Betongens krympning

BKR, avsnitt 7:3124, tredje stycket, första meningen

Vid bestämning av betongens krympning skall den relativa luftfuktigheten, betongens sammansättning och behandling, konstruktionsdelens dimensioner samt betongens ålder efter gjutningstillfället beaktas.

BKR, avsnitt 7:3124, fjärde stycket

Råd: Betongens krympning kan bestämmas enligt *BBK* avsnitt 2.4.6.

Slutkrympningens medelvärde ϵ_{cs} för vanlig betong kan vid normala förhållanden antas ha följande värden i tabell 2.4.6. För andra typer av betong bör slutkrympningens storlek särskilt utredas.

Tabell 2.4.6 Medelvärde för slutkrympningens ϵ_{cs} för vanlig betong vid normala förhållanden

Miljö	RH %	ϵ_{cs}
Inomhus i uppvärmda lokaler	55	$0,40 \cdot 10^{-3}$
Normalt utomhus samt inomhus i icke uppvärmda lokaler	75	$0,25 \cdot 10^{-3}$
Mycket fuktig miljö	≥ 95	$0,10 \cdot 10^{-3}$

Med slutkrympningens medelvärde avses medelvärdet för den fria krympningen i konstruktionen efter lång tid. (Fri krympning är krympning som sker utan hinder.) Med normala förhållanden avses här konstruktioner med minst 100 mm tjocklek samt betong med största stenstorlek 16 – 64 mm och trögflytande till plastisk konsistens.

För lättballastbetong ökas värdena på ϵ_{cs} genom multiplikation med

$$\frac{1}{0,4 + 0,6 \frac{\rho}{2200}} \quad (2.4.6)$$

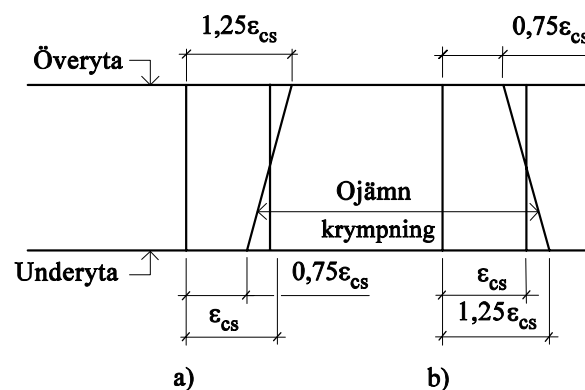
där ρ är lättballastbetongens ugnstörta densitet i kg/m^3 bestämd i enlighet med SS-EN 12390-7.

Vid tunnare konstruktioner än enligt ovan sker krympningen förhållandevis snabbt, vilket innebär att torra perioder kan medföra tillfälliga höga värden på krympningen. För sådana konstruktioner bör därför krympningens tidsförlopp beaktas. Se exempelvis *Betonghandbok – Konstruktion* avsnitt 2.3:5. Där ges även ett i övrigt mer nyanserat sätt att beräkna krympning.

BKR, avsnitt 7:3124, tredje stycket, andra meningen

Inverkan av ojämn krympning skall beaktas.

Dimensionering med hänsyn till inverkan av ojämn krympning kan baseras på följande förutsättningar. Krympningens maximivärde för vanlig betong antas uppgå till $1,25\epsilon_{cs}$ och minimivärdet till $0,75\epsilon_{cs}$. För en balk eller platta kan fördelningen i tvärsnittet antas vara enligt figur 2.4.6a – b. För lättballastbetong är motsvarande värden 1,4 respektive 0,6.



Figur 2.4.6a – b Exempel på ojämn krympning vid vanlig betong. Två alternativa fall. För bjälklag i bostadshus och liknande behöver normalt endast fall a) beaktas.

2.4.7 Betongens krypning

BKR, avsnitt 7:3124, första och andra stycket

Vid bestämning av betongens krypning skall den relativa luftfuktigheten, betongens sammansättning och behandling, konstruktionsdelens dimensioner, betongens ålder vid pålastning samt tiden från pålastningen till aktuellt tillfälle beaktas.

Råd: Betongens krypning kan bestämmas enligt *BBK* avsnitt 2.4.7.

Betongens krypdeformationer ε_{cr} kan beräknas enligt följande ekvation 2.4.7a, om tryckspänningen av enbart långtidslast inte överstiger $0,6f_{ck}$ och om inte konstruktionens speciella karaktär motiverar särskild undersökning.

$$\varepsilon_{cr} = \frac{\sigma}{E_c} \varphi \quad (2.4.7a)$$

För vanlig betong kan kryptalet φ antas ha följande värden enligt tabell 2.4.7a, om pålastning sker vid sådan ålder att tryckhållfastheten har uppnått fordrat värde:

Tabell 2.4.7a Kryptalet φ vid olika slag av miljöer

Miljö	RH %	φ
Inomhus i uppvärmda lokaler	55	3
Normalt utomhus samt inomhus i icke uppvärmda lokaler	75	2
Mycket fuktig miljö	≥ 95	1

Om pålastning sker vid lägre ålder och betongen har uppnått en tryckhållfasthet som är a % av fordrat värde, multipliceras φ med en faktor enligt följande tabell 2.4.7b. Beräkning av deformationer baseras på en elasticitetsmodul som motsvarar den aktuella tryckhållfastheten.

Tabell 2.4.7b Faktor för korrektion av φ vid en hållfasthet som är a % av fordrat värde

a %	Faktor
40	1,4
70	1,3
85	1,1

För lättballastbetong multipliceras ovan angivna värden på φ med

$$0,4 + 0,6 \frac{\rho}{2200} \quad (2.4.7b)$$

där ρ är lättballastbetongens ugnstörsta densitet (kg/m^3).

Ett mer nyanserat sätt att bestämma kryptalet φ finns i *Betonghandbok – Konstruktion* avsnitt 2.3:6.

Krypdeformation orsakad av flera samverkande laster kan beräknas med ett effektivt kryptal φ_{ef} , som utgör ett vägt medelvärde enligt ekvation 2.4.7c.

$$\varphi_{\text{ef}} = \frac{\sum \sigma_j \varphi_j}{\sum \sigma_j} \quad (2.4.7c)$$

där σ_j är maximal betongtryckspänning svarande mot last j och φ_j är motsvarande kryptal. φ_j kan beräknas enligt första ordningens teori.

Motsvarande princip kan tillämpas om dragspänning eller skjivspänning är avgörande för krypdeformationen.

Vid beräkning av andra ordningens effekter (inverkan av utböjning i slanka pelare, väggar o.d.) kan effektiva kryptalet φ_{ef} beräknas enligt ekvation 2.4.7d.

$$\varphi_{\text{ef}} = \varphi \frac{M_{0L}}{M_{0d}} \quad (2.4.7d)$$

där

M_{0L} är första ordningens moment vid långtidslast

M_{0d} är första ordningens moment vid dimensionerande last

2.4.8 Betongens termiska längdutvidgningskoefficient

Betongens termiska längdutvidgningskoefficient α_c kan antas vara $1,0 \cdot 10^{-5}$ per °C. Ett mer nyanserat sätt att bestämma α_c finns i *Betonghandbok – Material* avsnitt 18.4:2.

2.5 Karakteristiska materialvärden och andra grundvärden för armering

2.5.1 Draghållfasthet vid icke utmattande last

BKR, avsnitt 7:231

Det karakteristiska värdet f_{yk} för armeringens draghållfasthet skall motsvara den nedre 5-procentsfraktilen för materialets övre sträckgräns eller 0,2-gräns. Dessa värden anges i respektive materialstandard.

Råd: För standardiserad ospänd armering ges i följande tabell 7:231a karakteristiska värden f_{yk} för några armeringssorter.

Tabell 7:231a Data för några armeringssorter

Armeringstyp/ beteckning	Material fordringar ² enligt	Form fordringar enligt	Dia- meter mm	f_{yk} (MPa)
<i>Slät stång</i>				
Ss 260S	SS 14 14 11	SS 21 25 11	6 – 32	260
<i>Kamstång</i>				
B500B ¹	SS-ENV 10080 och tillhörande NAD	SS-ENV 10080 och tillhörande NAD	6 – 40	500
Ks 600S	SS 14 21 68	SS 21 25 15	6 – 25	600

forts.

forts.

Armeringstyp/ beteckning	Material fordringar ² enligt	Form fordringar enligt	Dia- meter mm	f_{yk} (MPa)
<i>Nät</i>				
Ns 500	SS 14 13 86	SS 21 18 45 SS 21 25 18	5 – 12	500
Nps 500	SS 14 13 87	SS 21 18 45 SS 21 25 19	5 – 12	500
B500B ¹	SS-ENV 10080 och tillhörande NAD	SS-ENV 10080 och tillhörande NAD	6 – 16	500

¹ Standarden inkluderar även regler för tillverkningskontroll.² Armeringens töjningsegenskaper anges i respektive materialstandard.

Beträffande armeringens hållfasthet se även avsnitt 7.3.

För kallbearbetad armering kan dimensionering i brottgränstillstånd och dimensionering med hänsyn till fortskridande ras baseras på en arbetskurva enligt avsnitt 2.5.5.

2.5.2 Tryckhållfasthet vid icke utmattande last

För varmvalsad armering kan det karakteristiska värdet för tryckhållfastheten antas ha samma numeriska värde som draghållfastheten f_{yk} enligt avsnitt 2.5.1.

För kallbearbetad armering kan f_{sek} antas vara hälften av det numeriska värdet för karakteristisk draghållfasthet enligt avsnitt 2.5.1, dock högst 420 MPa.

2.5.3 Hållfasthetsvärden vid utmattningslast

Följande metod kan tillämpas för att beakta hållfasthetens nedsättning vid utmattningslast. Risk för utmattningsbrott vid n spänningscykler mellan gränserna σ_1 och σ_2 antas inte föreligga, om nedanstående villkor är uppfyllt.

$$\sigma_1 - \sigma_2 \leq \frac{\Delta f_{st}}{\gamma_n} \quad (2.5.3a)$$

där

Δf_{st} är spänningsvidden som beror av armeringstyp och antal spänningscykler n enligt tabell 2.5.3a. För mellanliggande värden på n utförs rätlinjig interpolation mot $\log n$. För $n \leq 10^3$ antas hållfastheten opåverkad av utmattning

γ_n beror av aktuell säkerhetsklass enligt avsnitt 1.1.1.4

Utmattningshållfastheten för svetsade armeringsstänger antas vara oberoende av armeringskvaliteten. Δf_{st} kan bestämmas genom multiplikation av värdena i första raden i tabell 2.5.3a med 0,7 för skarvsvetsad armering och med 0,4 för fixeringssvetsad armering.

För bockade armeringsdelar multipliceras värdena i tabell 2.5.3a med

$$1 - 1,5 \frac{\emptyset}{r} \quad (2.5.3b)$$

där

\emptyset är stångdiameter

r är krökningsradie

Tabell 2.5.3a Grundvärden för spänningsvidd Δf_{st} (MPa) i armering vid n spänningscykler

Armering		n				
		10^4	10^5	$6 \cdot 10^5$	10^6	$2 \cdot 10^6$
Släta stänger	Ss 260S ¹	260	260	190	170	150
Kamstänger	B500B	400	270	200	180	160
	Ks 600S	400	270	200	180	160
Profilerade stänger	Ps 500	420	280	190	170	170

¹ Värdena på denna rad gäller som utgångsvärden för Δf_{st} för skarv- och fixeringssvetsad armering.

Värdena i tabell 2.5.3a gäller vid spänningskollektiv (se BSK avsnitt 6:524) med kollektivparameter $\chi = 1$, dvs. vid konstanta spänningsgränser σ_1 och σ_2 . (Spänningskollektiv är en sammanfattning av antal och storlek av spänningsvariationer och kollektivparameter är en parameter som beskriver formen på ett spänningskollektiv.) Vid andra värden på χ bestäms Δf_{st} ur tabell 2.5.3a för ett reducerat antal spänningscykler n_f enligt ekvation 2.5.3c.

$$n_f = \vartheta n \quad (2.5.3c)$$

där ϑ beror av χ enligt följande tabell 2.5.3b.

Tabell 2.5.3b För olika värden på kollektivparametern χ

χ	1	5/6	2/3	1/2	1/3
ϑ	1	0,60	0,30	0,10	0,03

Rätlinjig interpolation mellan ovanstående värden kan göras.

2.5.4 Elasticitetsmodul

BKR, avsnitt 7:232

För ospänd armering skall, om inget annat påvisas gälla, det karakteristiska värdet E_{sk} för armeringens elasticitetsmodul antas vara 200 GPa. Det karakteristiska värdet för spännarmering skall bestämmas med ledning av provningsresultat från den aktuella stålsorten.

2.5.5 Arbetskurva

BKR avsnitt 7:3123, andra och tredje meningen

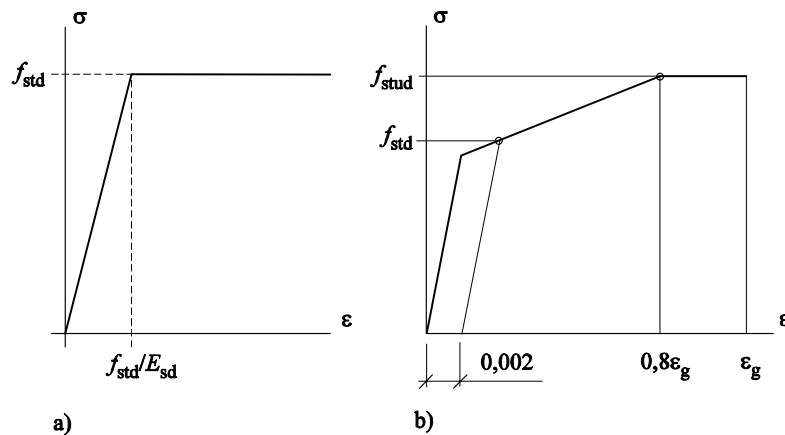
Råd: Arbetskurvan för varmvalsat och kallbearbetat armeringsstål kan antas enligt *BBK* avsnitt 2.5.5. För kallbearbetad armering kan dimensionering i brottgränstillstånd och dimensionering med hänsyn till fortskridande ras baseras på en arbetskurva enligt *BBK* avsnitt 2.5.5.

Vid varmvalsat eller kallbearbetat armeringsstål kan dimensioneringen baseras på en schematisk arbetskurva enligt figur 2.5.5a.

För kallbearbetad armering kan dimensionering i brottgränstillstånd och dimensionering med hänsyn till fortskridande ras baseras på en schematisk arbetskurva vid dragning enligt figur 2.5.5b. Den schematiska arbetskurvan bestäms ur dimensioneringsvärden för elasticitetsmodulen E_{sd} (enligt avsnitt 2.3.1, 2.3.2 och 2.5.4), 0,2-gränsen f_{std} (enligt avsnitt 2.3.1, 2.3.2 och 2.5.1) och brottgränsen f_{stud} samt ur det av stålstandardens fordrade värdet ε_g på gränstøjningen. Dimensioneringsvärdet f_{stud} för brottgränsen bestäms analogt med f_{std} . För linor kan härvid 0,2-gränsen ersättas med det värde på spänningen som motsvarar 1 % tøjning.

För varmvalsat och kallbearbetat armeringstål kan dimensioneringen även baseras på en karakteristisk arbetskurva bestämd genom provning varvid dimensioneringsvärden bestäms analogt med den schematiska.

För skarvade stänger bör dock inte högre värde än f_{st} utnyttjas i området kring skarven. Se avsnitt 3.9.3.



Figur 2.5.5a – b a. Schematisk arbetskurva för varmvalsade och kallbearbetade stål
b. Schematisk arbetskurva för kallbearbetat armeringstål

2.5.6 Relaxation

BKR, avsnitt 7:3125, fjärde och femte stycket

För spännarmering skall stålets relaxation beaktas.

Råd: Relaxationen bör beaktas enligt *BBK* avsnitt 2.5.6.

Relaxationen χ för spännarmering definieras av uttrycket

$$\chi = 1 - \frac{\sigma}{\sigma_0} \quad (2.5.6)$$

där

σ är spänning efter viss tid

σ_0 är begynnelsespänning

Värden på χ bör bestämmas ur relaxationsförsök vid en temperatur som svarar mot konstruktionens driftförhållanden.

Värden på χ garanterade av armeringstillverkaren bör användas om de är baserade på dokumenterade resultat av provningar.

Vid beräkning av spänningsförlust i spännarmering väljs det extrapolerade värdet på χ som motsvarar konstruktionens livslängd, se avsnitt 1.2.

Vid avsaknad av tillförlitliga provningsresultat bör antas att χ är minst 0,12 efter 50 år och minst 0,15 efter 100 år, om tidsmedelvärdet för temperaturen i konstruktionen inte överstiger +25 °C.

2.5.7 Stålets termiska längdutvidgningskoefficient

Stålets termiska längdutvidgningskoefficients α_s kan antas vara $1,0 \cdot 10^{-5}$ per °C.

2.6 Avvikelser i mått och form

BKR, avsnitt 2:23, första stycket

Mått- och formavvikelser skall beaktas vid dimensioneringen, om de är av betydelse för verifiering av att kraven i brottgräns- och bruksgränstillstånden är uppfyllda. Härvid får måttavvikelser hos enskilda konstruktionsdelar och byggnadsstommar behandlas var för sig.

Toleranser för konstruktionsdelar, tvärsnittsmått och liknande mått bör anges på ritningar, i beskrivningar eller i andra handlingar.

2.6.1 Olika slag av avvikelser

Avvikelser i mått och form för enskilda konstruktionsdelar som helhet behandlas i följande avsnitt 2.6.2.

Måttavvikelser för tvärsnitt och detaljer behandlas i avsnitt 2.6.3.

2.6.2 Avvikelser i mått och form för konstruktionsdelar

BKR, avsnitt 7:25, femte – sjunde stycket

Vid dimensionering av pelare och andra liknande tryckta konstruktionsdelar skall antagna värden på last- och upplagsexcentriciteter, initialkrokighet, initiallutning, initialskevhet o.d. bestämmas med hänsyn till angivna toleranser.

Råd: Tillämpning av de beräkningsförutsättningar som finns i *BBK* avsnitt 3.4.2.3 förutsätter att normalvärden för toleranser väljs enligt SS-ENV 13670-1.

Vid dimensionering av betongkonstruktioner bör mindre toleranser än normalvärden ej tillämpas.

Avvikelserna ovan avses vara icke avsedda. Hit räknas även icke avsedd excentricitet enligt avsnitt 3.6.1.

Här avses i första hand avvikelser av typ krokighet hos pelare eller väggar, skevhet hos balkar m.m., dvs. avvikelser som har betydelse enligt andra ordningens teori. Avvikelser i balkars eller plattors spännvidd, pelares och väggars höjd och liknande behöver normalt beaktas endast om de ger upphov till tvångskrafter av betydelse i samband med montering av förtillverkade konstruktionsdelar.

I avsnitt 3.4.2 ges dimensioneringsförutsättningar beträffande pelares och väggars krokighet samt balkars skevhet.

2.6.3 Avvikelser i tvärsnittsmått o.d.

BKR, avsnitt 7:25, första – fjärde stycket

Toleranser för tvärsnittsmått och armeringens läge skall beaktas enligt ett av följande alternativ:

- a. Om valda toleranser inte överstiger normalvärden och om tvärsnittets huvudmått är minst 150 mm, behöver avvikelser från nominella mått inte beaktas vid dimensioneringen. Vid stabilitetsbrott gäller motsvarande om tvärsnittets huvudmått i utböjningsriktningen är minst 250 mm. *forts.*

forts.

Råd: Normalvärden för utförandetoleranser anges i SS-ENV 13670-1

- b. Om förutsättningarna enligt a) inte är uppfyllda, skall avvikelser från nominella mått särskilt beaktas vid dimensioneringen. Dimensioneringsvärdena för hållfasthet och styvhet får då ökas genom multiplikation med faktorn 1,1 för betong och 1,05 för armeringsstål.

Alternativen a) och b) ovan avser i första hand de vanligaste typerna av måttavvikelser, dvs. avvikelser i tvärsnittsmått för balkar, pelare, plattor, väggar etc., men även måttavvikelser för upplagsytor för balkar, plattor etc.

Med huvudmått avses här höjd och bredd för rektangulärt tvärsnitt, diameter för cirkulärt tvärsnitt, livbredd och höjd för T- eller I-tvärsnitt samt tjocklek för plattor och väggar.

Punkt b) tillämpas följaktligen om större toleranser än de som motsvarar normalvärdena medges vid produktionen. Punkt b) kan tillämpas även om förutsättningarna enligt punkt a) är uppfyllda. Detta kan ge gynnsammare dimensionering i fall där toleransen är liten i förhållande till det nominella måttet.

2.7 Spännkrafter

2.7.1 Allmänt

BKR, avsnitt 7:24

Den effektiva spännkraftens karakteristiska värde skall vid varje tidpunkt anses vara lika med det nominella värdet.

Råd Med effektiv spännkraft avses kraften i spännarmeringen för en tänkt belastningssituation där spänningen i betongen på spännarmeringens nivå är lika med noll.

BKR, avsnitt 7:3125

Dimensioneringsvärdet för den effektiva spännkraften erhålls ur det karakteristiska värdet genom multiplikation med en partialkoefficient som väljs lika med 1,0, om inte speciella förhållanden motiverar annat.

Beräkning av uppspanningsdata skall baseras på det verkliga sambandet mellan påkänning och töjning.

Råd: Metoder för beräkning av inverkan av friktion och tidsberoende effekter finns i *BBK* avsnitten 2.7.2 och 2.7.3.

För spännarmering skall stålets relaxation beaktas.

Råd: Relaxationen bör beaktas enligt *BBK* avsnitt 2.5.6.

Effektiv spännkraft varierar med tiden på grund av tidsberoende deformationer och kan vid varje tidpunkt bestämmas med hänsyn till aktuella värden på betongens kryptal och krympning samt spännarmeringens relaxation. Funktionen hos en spännbetongkonstruktion skall kontrolleras med hänsyn till den effektiva spännkraftens tidsberoende variation.

Lägre värde på partialkoefficienten γ_p än 1,0 kan vara motiverat, om uppkomna sprickor beräknas nätt och jämnt sluta sig vid avlastning till permanent last plus eventuell ytterligare långtidslast. Härvid kan sprickornas bredd vara mycket känsliga även för små variationer i spännkraften och en liten felbedömning av dess storlek kan medföra att en spricka som beräknas normalt vara sluten i stället blir permanent öppen.

Vid beräkning av spänningar i en spännbetongkonstruktion kan förspänningens effekt beaktas på två principiellt olika sätt. Aktuell kraft i spännarmeringen kan betraktas som en last som verkar på konstruktionen varvid spännarmeringen ej medräknas i lastupptagande tvärsnitt. Alternativt kan spänningar beräknas utifrån villkor om töjningskompatibilitet i tvärsnitt varvid spännarmeringen ingår i verk- samt tvärsnitt. Båda metoderna ger samma resultat. Den senare metoden kan dock endast tillämpas då spännarmering genom vidhäftning samverkar med omgivande betong.

2.7.2 Inverkan av friktion

Kraften P i spännarmeringen i ett godtyckligt snitt i en efterspänd konstruktion bör med hänsyn till inverkan av friktion vid uppspänningen beräknas enligt formeln

$$P(s) = P(0)e^{-\mu(\alpha+0,01s)} \quad (2.7.2)$$

där

$P(0)$ är spännkraftens nominella maximivärde med beaktande av friktionsförlust i spännidon och förankringsanordning

s är kanalens längd i meter från det snitt där spännkraften har sitt maximivärde till det betraktade snittet

α är summan avsiktliga vinkeländringar i radianer, oberoende av tecken, på sträckan s

μ är friktionskoefficienten. Om provningsresultat saknas används för slät armering $\mu = 0,25$ vid plåtkanaler och $\mu = 0,50$ vid betongkanaler. Om statistiskt väl underbyggda provningsresultat föreligger, kan dessa tillämpas. För icke vidhäftande spännlinor med särskilt rostskydd i form av fett används $\mu = 0,05$

2.7.3 Tidsberoende effekter

Vid beräkning av spännbetongkonstruktioner bör inverkan av betongens krympning och krypning samt spännarmeringens relaxation beaktas. Betongens krypdeformation beräknas under inverkan av långtidslast.

Krypdeformationen påverkas av att betongspänningen varierar under krypförloppet och spännarmeringens relaxation påverkas av att armeringstojningen varierar med tiden. Dessa effekter kan endera försummas eller beaktas genom att betongens kryptal och spännarmeringens relaxationsfaktor eller spännarmeringens utgångsspänning modifieras.

Förspänningens tidsberoende minskning $\Delta\sigma_s$ för ospruckna tvärsnitt under långtidslast kan approximativt beräknas som

$$\Delta\sigma_s = E_s \varepsilon_{cs} + \varphi \frac{E_s}{E_c} \sigma_{cp} + \chi \sigma_{sp} \quad (2.7.3)$$

där	
E_c	är betongens elasticitetsmodul enligt avsnitt 2.3.1, 2.3.2 och 2.4.4
E_s	är stålets elasticitetsmodul enligt avsnitt 2.3.1, 2.3.2 och 2.5.4
ε_{cs}	är betongens krympning enligt avsnitt 2.4.6
σ_{cp}	är slutlig betongtryckspänning i höjd med armeringen under inverkan av långtidslast, (negativ vid tryck).
σ_{sp}	är förspänning i spännarmeringen efter alla initiella förluster och hälften av de slutliga tidsberoende förlusterna
φ	är betongens kryptal enligt avsnitt 2.4.7
χ	är stålets relaxation enligt avsnitt 2.5.6.

Parametrar i uttrycket för $\Delta\sigma_s$ kan också bestämmas genom provning, om förhållandena under konstruktionens förväntade livslängd är tillräckligt välkända.

För tillämpningar med spruckna tvärsnitt se *Betonghandbok – Konstruktion* avsnitt 4.4:213 och 4.4:323.

3 Dimensionering i brottgränstillstånd

3.1 Giltighet

BKR, avsnitt 7:31

Reglerna i detta avsnitt (avsnitt 7:31) avser balkar, pelare, ramar, bågar, plattor, väggar, skivor, fundament och liknande konstruktionsdelar av normal typ och med vanlig tvärsnitts- och detaljutformning.

Begränsningar för giltigheten av särskilda beräkningsmodeller och regler ges i vissa fall i efterföljande avsnitt. För fall som ligger utanför angivna gränser hänvisas till litteratur eller särskild utredning.

3.2 Beräkning av krafter och moment

3.2.1 Beräkningsmodell

En beräkningsmodell är en schematisering av verkliga förhållanden beträffande mått, styvhet, hållfasthet och andra egenskaper, liksom laster etc., som läggs till grund för dimensioneringen.

3.2.1.1 Val av beräkningsmodell

BKR, avsnitt 2:31

Beräkningar skall baseras på en beräkningsmodell som i rimlig utsträckning beskriver konstruktionens verkningssätt i aktuella gränstillstånd. Vald beräkningsmodell och ingångsparametrar skall redovisas.

Om osäkerheten hos en beräkningsmetod är stor, skall man ta hänsyn till detta. Vid beräkning av tvångskrafter skall konstruktionens verkningssätt i aktuellt gränstillstånd beaktas.

- Råd: Exempel på faktorer som bör beaktas är
- eftergivlighet hos upplag, inspänning och avstyvning,
 - tilläggskrafter och tilläggsmoment orsakade av deformationer,
 - lastexcentriciteter,
 - samverkan mellan konstruktioner/konstruktionsdelar,
 - tidseffekter samt
 - byggmetoder.

I följande avsnitt 3.2.1.2 – 3.2.1.5 finns utdrag ur *BKR* och metoder som behandlar val av beräkningsmodell. I avsnitt 6 finns ytterligare metoder för olika slag av konstruktionsdelar.

I avsnitt 3.4 och 6.3.3.1 finns metoder för att beakta tilläggskrafter och tilläggsmoment orsakade av deformationer. Vid dimensionering med dessa metoder skall inverkan av uppsprickning beaktas, om den är av betydelse, se avsnitt 3.2.1.5.

Dimensionering av avstyvande konstruktionsdelar behandlas i avsnitt 3.4.3.

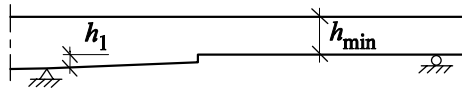
3.2.1.2 Tvärsnitt, systemlinjer, teoretisk spännvidd

a. *Tvärsnitt*

Medverkande flänsbredd hos I-, T-, låd- och liknande tvärsnitt kan vid beräkning av krafter och moment sättas till b_0 enligt avsnitt 6.2.4.1, även om en mindre bredd används vid dimensionering på b_0 vid stöd och i fält. Ett vägt medelvärde för medverkande flänsbredd kan användas för fack, inom vilka det minsta värdet

på b_0 ger minst hälften så stor böjstyvhet som det största värdet på b_0 . Medelvärdet vägs med hänsyn till längd på balkdelar med positivt respektive negativt moment.

Inverkan av vot kan försummas om dess största mått är högst 25 % av konstruktionens minsta mått i aktuellt fack, jämför figur 3.2.1.2a. Detta gäller både vid variationer i bredd och höjd tillämpade var för sig.



Figur 3.2.1.2a Inverkan av vot kan försummas om $h_1 \leq 0,25 h_{\min}$

Beräkning av krafter och moment enligt första ordningens teori bör baseras på nominella mått, dvs. avvikelser i tvärsnittsmått behöver inte beaktas, se avsnitt 2.6.3. Vidare bör pågjutning av betong medräknas. (För dimensionering av tvärsnitt gäller dock begränsningar med hänsyn till gjutfogens utförande och armering enligt avsnitt 3.11.)

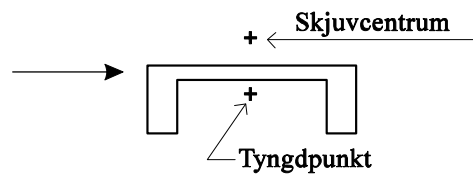
Vid beräkning av krafter och moment enligt andra ordningens teori (beräkning av krafter och moment i tryckta konstruktionsdelar, tilläggsmoment orsakade av utböjningar, knäckningslaster m.m.) beaktas avvikelser i tvärsnittsmått enligt avsnitt 2.6.3.

b. *Systemlinjer o.d.*

En konstruktionsdels tänkta systemlinje läggs normalt i tvärsnittets tyngdpunkt, utan hänsyn till armering och sprickbildning och med tvärsnittet bestämt enligt punkt a) ovan. Om tvärsnittet varierar ges systemlinjen ett rimligt medelläge, som sedan behålls konsekvent. För upplag finns särskilda metoder i avsnitt 6.8.

Systemytan för en platta placeras normalt på plattans halva höjd. Om höjden varierar ges systemytan ett rimligt medelläge.

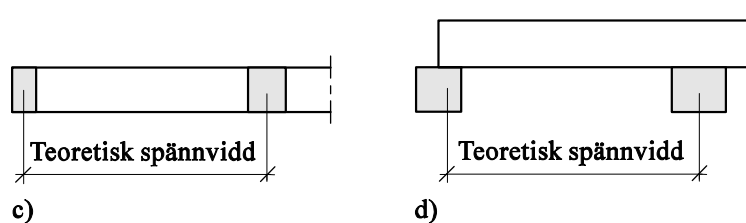
Om en balks skjuvcentrum inte sammanfaller med dess tyngdpunkt fordras särskild uppmärksamhet, se figur 3.2.1.2b.



Figur 3.2.1.2b Exempel på balk vars skjuvcentrum och tyngdpunkt inte sammanfaller vid belastning i kraftpilens riktning.

c. *Teoretisk spännvidd*

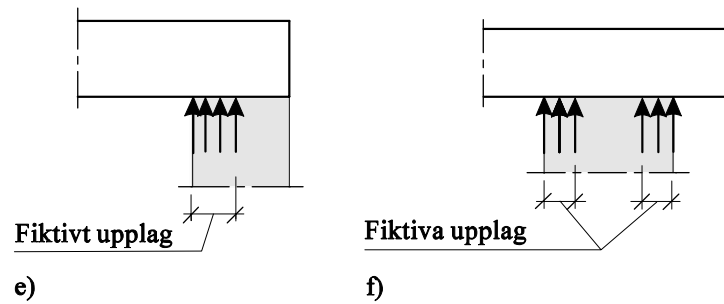
Vid uppläggning på särskilda lager är den teoretiska spännvidden avståndet mellan lagercentra. Vid annat uppläggningssätt räknas spännvidden till den stödjande konstruktionsdelens systemlinje, t.ex. då sekundärbalk ansluter till primärbalk. Se figur 3.2.1.2c. Vid fritt upplagd ände räknas dock den teoretiska spännvidden högst fram till upplagsytans centrum. Se figur 3.2.1.2d.



Figur 3.2.1.2c – d Teoretisk spännvidd

- c. mellan stödjande konstruktionsdelars systemlinjer och
- d. vid fritt upplagd ände högst fram till upplagsytans centrum.

Om ett upplags längd är större än vad som beräkningsmässigt erfordras kan teoretisk spännvidd bestämmas för ett fiktivt upplag, som uppfyller kraven ifråga om lokal tryckspänning (se avsnitt 3.10) och är beläget inom det verkliga upplaget, jämför figur 3.2.1.2e. Angränsande konstruktionsdelar, t.ex. pelare på vilka en balk är upplagd, beräknas i konsekvens därmed. Vid mellanstöd till kontinuerliga balkar kan det verkliga upplaget på motsvarande sätt ersättas med två fiktiva upplag, jämför figur 3.2.1.2f.

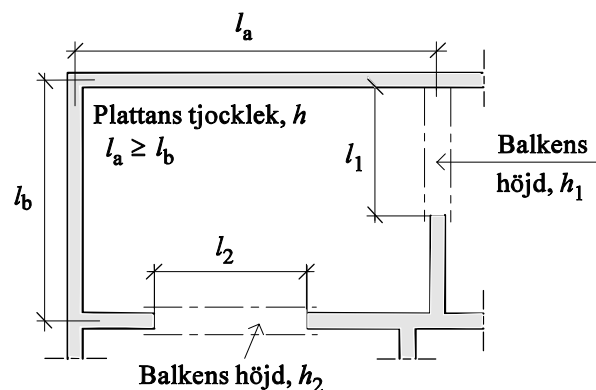


Figur 3.2.1.2e – f Upplag med stor längd som i beräkningen kan ersättas med fiktiva, vid:

- e. fritt upplagd balkände och
- f. mellanstöd för kontinuerlig balk.

3.2.1.3 Eftergivlighet hos upplag

En balk kan betraktas som ett oeftergivligt upplag endast om balkens nedböjning är liten i förhållande till nedböjningen hos den platta eller sekundärbalk som den bär upp. Vid platta med i huvudsak jämnt fördelad last kan detta anses vara fallet om villkoren i figur 3.2.1.3 är uppfyllda. För sekundärbalk kan inverkan av huvudbalkens eftergivlighet oftast bedömas genom enkla överslagsberäkningar, se t.ex. *Betonghandbok - Konstruktion* avsnitt 3.2:124.



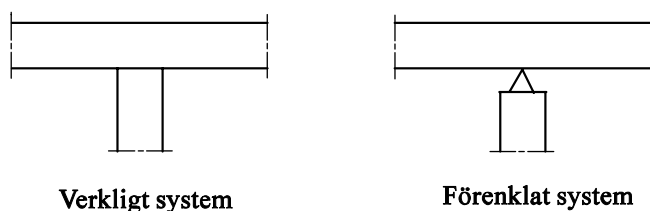
Figur 3.2.1.3 Villkor för att en balk skall få anses som ett oeftergivligt upplag för betongplatta med i huvudsak jämnt fördelad last:
 $h_1/l_1 \geq 2,5 h/l_b$, respektive $h_2/l_2 \geq 2,5 h/l_a$, dock behöver l_a inte sättas större än $1,5 l_b$. Måtten l_1 och l_2 är balkarnas fria spännvidder.

Höga balkar är särskilt känsliga för stödsättningar. Metoder att beakta detta ges i avsnitt 6.6.3.

3.2.1.4 Inspänningsförhållanden

Om inspänning mellan balk och pelare (vägg) inte erfordras för systemets bärförmåga, och om uppkommande stora sprickor accepteras, kan krafter och moment beräknas under förenklade förutsättningar.

Vid icke utmattande last kan kontinuerlig balk anses som upplagd på skärningspunkten mellan balkens och pelarens systemlinjer utan hänsyn till förekommande inspänning från mellanstöden. Se figur 3.2.1.4. Pelare som belastas av kontinuerlig balk med nära symmetrisk inverkan (dvs. nära lika spann, nära lika laster etc. på båda sidor om pelaren) kan anses som ledat ansluten och centriskt belastad. För platta upplagd på vägg gäller motsvarande.



Figur 3.2.1.4 Mellanstöd för kontinuerlig balk vid förenklade antaganden om ledad uppläggning.

Om ändstöd utförs utan överkantsarmering, beaktas att skjubbrott kan uppkomma om betongen spricker upp invid stödet. Se *Betonghandbok – Konstruktion* avsnitt 3.2:124.

Beträffande platta upplagd på pelare, se avsnitt 6.5.4.

3.2.1.5 Inverkan av uppsprickning

BKR, avsnitt 7:311, sjätte stycket

Uppsprickning av konstruktionen skall beaktas om den är av betydelse.

Uppsprickning är ofta av betydelse för konstruktioner med risk för knäckning och för avstyvande konstruktionsdelar, se avsnitt 3.2.1.1 och 3.4.3. Uppsprickning kan beaktas enligt avsnitt 3.4.2.2.

3.2.2 Beräkning av tvångskrafter orsakade av deformationspåverkan

BKR, avsnitt 2:31, andra styckets andra mening

Vid beräkning av tvångskrafter skall konstruktionens verkningssätt i aktuellt gränstillstånd beaktas.

3.2.3 Tillämpning av elasticitetsteori och gränslastteori

3.2.3.1 Allmänt

BKR, avsnitt 7:311, första – tredje stycket

Fördelningen av krafter och moment i en konstruktion skall väljas i överensstämmelse med jämviktsvillkoren och så att konstruktionen under deformation förmår att anpassa sig till den valda fördelningen.

Råd: Med beaktande av föreskriftens krav kan beräkningarna baseras på elasticitetsteori eller på gränslastteori.

Metoder för val av beräkningsmodeller finns i *BBK* avsnitt 3.2.1.

Elasticitetsteori innebär här att proportionalitet mellan spänning och töjning förutsätts för alla ingående material. Konstruktionens bärförmåga betraktas som uttömd så snart ett enskilt tvärsnitt eller en enskild del har uppnått gränsen för sin bärförmåga.

Gränslastteori innebär här att materialen och konstruktionen förutsätts ha sådana egenskaper, att kraften (momentet) i ett tvärsnitt (flytled) eller i en del av konstruktionen (flytområde), efter att ha uppnått ett gränsvärde förblir tillnärmelsevis konstant under växande deformation.

Det bör påpekas att de ovannämnda teorierna endast avser beräkning av krafter och moment i en statiskt obestämd konstruktion. De avser sålunda inte beräkning av spänningsfördelning vid tvärsnittsdimensionering.

BKR, avsnitt 7:311, sjunde och åttonde stycket

Inverkan av alternativa ogynnsamma lastställningar skall beaktas.

Råd: För bjälklag i bostadshus och andra byggnader med jämförbara förutsättningar behöver inverkan av ogynnsam lastställning endast beaktas vid bestämning av stödarmeringens avslutning

3.2.3.2 Villkor för tillämpning av gränslastteori

BKR, avsnitt 7:311, fjärde och femte stycket

För tillämpning av gränslastteori gäller följande villkor:

a. Ett sprött brott får inte avgöra konstruktionens bärförmåga.

Råd: Exempel på hur kraven kan uppfyllas finns i *BBK* avsnitt 3.2.3.

Vid risk för sprött brott kan en konstruktionsdels eller ett tvärsnitts bärförmåga visas genom att konstruktionsdelen eller tvärsnittet kontrolleras såväl enligt elasticitetsteori som gränslastteori (med vald fördelning av krafter och moment). Dimensionering sker därvid för det ogynnsammaste fallet.

Vid gängse typer av konstruktioner kan spröda brott förväntas i följande fall:

- Vid utmattningslast.
- Vid böjning av oarmerad betong.
- Vid spjälkning under koncentrerade krafter, om spjälkkrafterna inte upptas av armering. När det gäller spjälkkrafter vid armeringsbockar och förankringar kan dock uppkomst av spröda brott anses förhindrad, om metoderna i avsnitt 3.9.4.2 tillämpas.
- Vid skjuvning eller vridning i konstruktionsdel utan statiskt verklig tvärkraftsarmering.
- Vid lokal krossning eller spjälkning i upplag.

BKR, avsnitt 7:311, fjärde och femte stycket

- b. Om den valda beräkningsmetoden förutsätter omfördelning av krafter eller moment skall de berörda konstruktionsdelarna ha tillräcklig deformationsförmåga.

Råd: Exempel på hur kraven kan uppfyllas finns i *BBK* avsnitt 3.2.3.

Följande principer kan användas för att visa att böjda konstruktionsdelar med eller utan normalkraft har tillräcklig deformationsförmåga.

- Flytområdena betraktas som koncentrerade till flytleder, vars antal och lägen väljs så att konstruktionens beräknade bärförmåga blir minimal.
- Konstruktionsdelar mellan flytleder betraktas som elastiska. Deras deformationer beräknas enligt avsnitt 4.6. Inverkan av krympning behöver dock inte beaktas.
- Det beräknade rotationsbehovet i en flytled justeras i förekommande fall med hänsyn till de rotationsbidrag som härrör från deformationspåverkan.
- Varje flytleds deformationsförmåga (rotationskapacitet) är minst lika stor som det beräknade rotationsbehovet. Rotationskapaciteten kan beräknas enligt *Betonghandbok - Konstruktion* avsnitt 3.2:233.

BKR, avsnitt 7:311, fjärde och femte stycket

- c. Risken för stabilitetsbrott skall beaktas.

Råd: Exempel på hur kraven kan uppfyllas finns i *BBK* avsnitt 3.2.3.

Vid beräkning enligt gränslasteori bör andra ordningens deformationer beaktas. Deformationerna beräknas härvid med hänsyn till flytlederernas rotationer samt styvhetsminskning på grund av uppsprickning och krympning.

BKR, avsnitt 7:311, fjärde och femte stycket

- d. Risken för tillväxtflytbrott skall beaktas.

Råd: Exempel på hur kraven kan uppfyllas finns i *BBK* avsnitt 3.2.3.

Tillväxtflytbrott behandlas i *Betonghandbok – Konstruktion* avsnitt 3.2:25.

3.2.3.3 Fackverksmodeller

Med fackverksmodell avses en statisk modell där jämviktsvillkor uppfylls av tryckkrafter i betong och dragkrafter i armering. Fackverksmodeller kan användas i områden med statistiska och/eller geometriska diskontinuiteter, såsom vid upplag, koncentrerade laster eller tvärsnittsändringar. Fackverksmodeller kan även användas vid plant spänningstillstånd, såsom i skivor, skal eller balkliv. Dimensionering med fackverksmodeller behandlas i t.ex. FIP Recommendations *Practical Design of Structural Concrete* (Sept. 1999). I efterföljande avsnitt ges i vissa fall regler baserade på fackverksmodeller.

3.3 Utmattning

BKR, avsnitt 7:3122

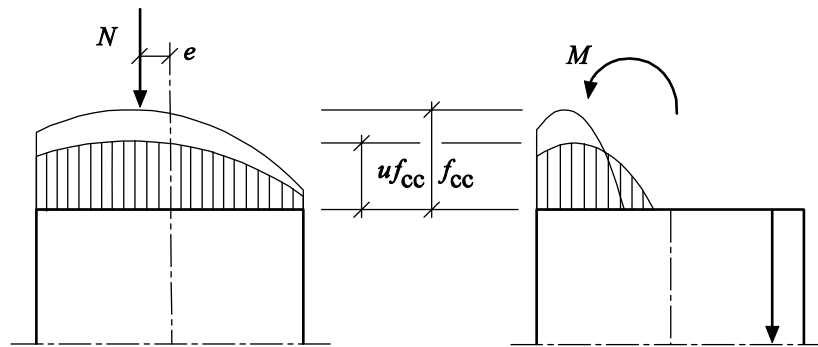
Konstruktioner utsatta för utmattningslast skall utformas och dimensioneras med hänsyn till risken för utmattningsbrott. Armeringspåkänningar för verifiering med hänsyn till utmattning beräknas på samma sätt som i bruksgränstillstånd. För verifiering med hänsyn till utmattning i övrigt används särskilda modeller.

Råd: Exempel på beräkningsmetoder med hänsyn till utmattning finns i *BBK* avsnitt 3.3. Bestämning av hållfasthetsvärden för betong vid utmattning kan göras enligt *BBK* avsnitt 2.4.3. Bestämning av hållfasthetsvärden för armering vid utmattning kan göras enligt *BBK* avsnitt 2.5.3.

Verifiering med hänsyn till utmattning av armering baseras på spänningar beräknade enligt avsnitt 4.3 och hållfasthetsvärden enligt avsnitt 2.5.3. För verifiering med hänsyn till utmattning i övrigt kan särskilda metoder enligt nedan användas.

Utmattning av tryckt betong i böjda tvärsnitt med eller utan normalkraft kan beaktas på följande sätt. Bärförmågan beräknas enligt avsnitt 3.6 för en reducerad tryckhållfasthet $u f_{cc}$ enligt figur 3.3, vilket ger övre gräns för motsvarande inverkan av utmattningslast. Reduktionsfaktorn u bestäms enligt figur 2.4.3. Värdet ges av skärnings-

punkten mellan kurvan för aktuellt antal lastväxlingar och en linje från origo med lutning svarande mot M_1/M_2 , där M_1 och M_2 är minsta respektive största moment av utmattningslasten. Vid moment och normalkraft kan lutningen istället sättas till σ_1/σ_2 , där σ_1 och σ_2 är kantryckspänningar, som i detta sammanhang kan beräknas för osprucket tvärsnitt och med linjär fördelning. Detta gäller även om spänningen växlar mellan drag och tryck, varvid σ_1/σ_2 blir negativt.



Figur 3.3 Förutsättningar för verifikation med hänsyn till utmattning av böjt och/eller tryckt tvärsnitt. Faktorn u motsvarar utmattningsreduktion enligt figur 2.4.3

Utmattningsberäkning med hänsyn till tvärkraft kan göras enligt *Betonghandbok – Konstruktion* avsnitt 3.3:12 (observera att avläst värde i figur 3.3:7 i *Betonghandboken* ska vara 0,68 istället för 0,74). Hållfasthetsvärden för betong och armering kan även bestämmas genom provning (se Boverkets handbok *Dimensionering genom provning*), varvid tillses att provningen inte utförs med gynnsammare förutsättningar än för den aktuella konstruktionen. För betong kan detta exempelvis gälla förekomst av initiala dragspänningar orsakade av krympning. För armeringen kan t.ex. detaljer i kamutformningen (bl.a. radien vid kamroten) ha väsentlig betydelse för utmattningshållfastheten.

Sprickkriteriet enligt avsnitt 4.5.3 kan tillämpas vid utmattning av dragen betong, varvid faktorn ζ väljs till 3,0 för $n \geq 10^6$ och till 2,0 för $n \leq 5 \cdot 10^2$. För mellanliggande värden på n interpoleras rätlinjigt mot $\log n$.

Exempel på lämpliga principer för konstruktiv utformning av utmattningsbelastade konstruktioner:

- Skarpa inåtgående hörn undviks.
- Tvära ändringar av tvärsnitt undviks.
- Koncentrerad avslutning av armering på andra ställen än över upp-lag undviks. Minst hälften av antalet stänger som finns i ett godtyckligt valt snitt förs vidare en sträcka lika med balkhöjden eller mer.

Ofta utgör utmattningslasten en liten del av totallasten, varvid risken för utmattning blir obetydlig. En utmattningsberäkning enligt ovan kan då vara onödigt arbetskrävande. I stället kan nedanstående förenklade metod användas för en överslagsberäkning. Om det därvid visar sig att utmattning inte blir dimensionerande, behöver den noggrannare metoden inte användas. Metoden kan dock endast användas för konstruktioner armerade för böjmoment och dragkrafter.

Den förenklade metoden innebär att konstruktionen beräknas som för icke utmattande last, men med utmattningslastens varierande del förstörad med en faktor μ som beror av antalet lastcykler n enligt tabell 3.3. Den så erhållna lasten behandlas som variabel icke utmattande last och multipliceras med partialkoefficienter 1,3 eller 1,0 enligt *BKR* kapitel 3. Lastkombinationsfaktorn sätts i detta fall till $\psi = 1,0$.

Om krafter och moment i dimensionerande snitt inte avviker mer än 30 % från värden enligt elasticitetsteorin, kan gränslastteorin tillämpas, jämför avsnitt 3.2.3.2.

Tabell 3.3 Faktorn μ för förhöjning av utmattningslast vid beräkning enligt förenklad metod

Spänningsväxling mellan tryck och drag	n					
	$\leq 5 \cdot 10^2$	10^3	10^4	10^5	$6 \cdot 10^5$	$\geq 10^6$
Förekommer	1,0	1,3	2,2	3,2	4,2	4,6
Förekommer inte	1,0	1,0	1,1	1,6	2,1	2,3

3.4 Instabilitet

3.4.1 Allmänt

I avsnitt 3.4.2 nedan ges grundläggande förutsättningar för de redovisade metoderna för dimensionering med hänsyn till instabilitet. I första hand avses knäckning av tryckta konstruktioner (pelare, väggar, ramar, bågar och liknande) samt vippning av böjda konstruktioner (balkar och liknande). I tillämpliga delar avses förutsättningarna gälla även vid andra former av instabilitet.

I avsnitt 6.3.3 ges en förenklad metod för beräkning med hänsyn till knäckning och i avsnitt 6.2.5 ges vissa metoder avseende vippning hos balkar.

3.4.2 Beräkningsförutsättningar

3.4.2.1 Allmänt

Vid beräkning av konstruktionens styvhet skall inverkan av betongens uppsprickning beaktas, om den är av betydelse, se avsnitt 3.2.1.5. Dessutom bör inverkan av eftergivlighet hos inspänningar, avstyvningar och upplag i såväl byggnad som mark beaktas vid beräkning av konstruktionens styvhet. Dimensioneringsförutsättningar finns i avsnitt 2.

Vid analysen bör andra ordningens lasteffekter beräknas med samma förutsättningar som de som gäller vid beräkning av tvärsnittens bärförmåga. Härav följer att om momentberäkningen utförs enligt klassisk elasticitetsteori med rätlinjig spänningsfördelning över tvärsnittet, bör inte någon plasticering av armeringen utnyttjas vid beräkning av bärförmågan. I avsnitt 3.4.2.2 ges uttryck för bestämning av böjstyvhet, som på ett förenklat sätt beaktar inverkan av viss plasticering, eventuell uppsprickning samt krypning.

3.4.2.2 Böjstyvhet

För en konstruktionsdel där betongen är osprucken och medeltryckspänningen inte överstiger $0,6 f_{cc}$ kan, vid dimensionering med hänsyn

till instabilitet, böjstyvheten EI antas vara oberoende av spänningsnivån och sätts till

$$EI = \frac{0,8 E_c I_c}{1 + \varphi_{ef}} \quad (3.4.2.2a)$$

Detta motsvarar arbetskurvan enligt figur 2.4.5b.

Om medeltryckspänningen överstiger $0,6 f_{cc}$, används hälften av värdet enligt ekvation 3.4.2.2a. Beträffande dimensionering i bruksgränstillstånd, se kraven i avsnitt 4.4.1.

För konstruktionsdel där betongen är sprucken beräknas böjstyvheten EI enligt följande ekvationer 3.4.2.2b – d.

För $A_s \geq 0,01A_c$ bestäms böjstyvheten som det största av värdena enligt följande ekvation 3.4.2.2b och 3.4.2.2c.

$$EI = \frac{0,4 E_c I_c}{1 + \varphi_{ef}} \quad (3.4.2.2b)$$

$$EI = E_s I_s + \frac{0,2 E_c I_c}{1 + \varphi_{ef}} \quad (3.4.2.2c)$$

För $A_s = 0$ och $1/6 \leq e/h \leq 1/2$ bestäms böjstyvheten enligt följande ekvation 3.4.2.2d.

$$EI = \frac{0,4 E_c I_c \left(1,5 \left(1 - \frac{2e}{h} \right) \right)^3}{1 + \varphi_{ef}} \quad (3.4.2.2d)$$

För $A_s = 0$ och $e/h > 1/2$ sätts $EI = 0$.

För värden på A_s mellan 0 och $0,01A_c$ utförs rätlinjig interpolation.

I uttrycken ovan gäller att

A_c är betongtvärsnittets totala area

A_s är total armeringsarea

E_c	är dimensioneringsvärdet (i brottgränstillstånd) för betongens elasticitetsmodul
E_s	är dimensioneringsvärdet (i brottgränstillstånd) för armeringens elasticitetsmodul
I_c	är tröghetsmomentet för osprucket betongtvärsnitt
I_s	är armeringens tröghetsmoment med avseende på en axel vinkelrätt mot utböjningsriktningen genom tyngdpunkten på det ospruckna betongtvärsnittet
e	är maximal kraftexcentricitet (maximalt av M_{sd}/N_{sd})
h	är betongtvärsnittets totala höjd
φ_{ef}	är effektivt kryptal enligt avsnitt 2.4.7

I ekvationerna 3.4.2.2a – d är viss inverkan av plasticering beaktad. Om andra ordningens lasteffekter beräknas med formlernas böjstyvheter, kan bärförmågan beräknas med hänsyn till plasticeringens inverkan enligt avsnitt 3.6.

I *Betonghandbok – Konstruktion* avsnitt 6.3:312 ges en mer nyanserad metod för beräkning av EI vid sprucken betong.

Vid beräkning av momentfördelning i statiskt obestämda konstruktioner kan böjstyvheter beräknas på analogt sätt. Se även avsnitt 3.2.1.5.

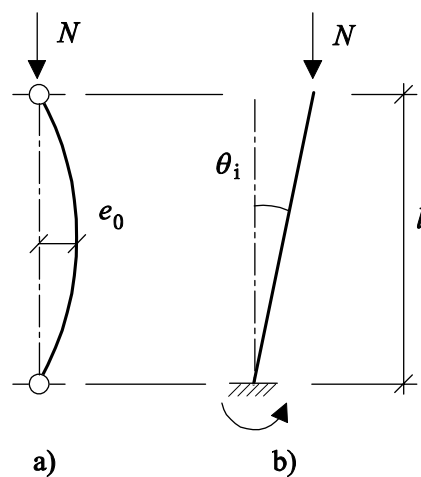
3.4.2.3 Icke avsedd initiallutning, initialkrokighet, excentricitet etc.

Icke avsedd initiallutning, initialkrokighet, excentricitet, initialskevhet etc. bör antas ha värden knutna till givna toleranser enligt principer i avsnitt 2.6.2.

Om normalvärden för utförandetoleranser enligt avsnitt 8.7 används, gäller följande beräkningsförutsättningar för pelare och andra tryckta konstruktionsdelar. I fall större värden på utförandetoleranser skulle tillämpas, bör följande beräkningsförutsättningar justeras i enlighet därmed, se även avsnitt 2.6.3. Mindre värden än de som motsvarar toleranserna i avsnitt 8.7 bör inte utnyttjas beräkningsmässigt, se avsnitt 2.6.2.

- Vid bestämning av kraftfördelning inom konstruktionen antas konstruktionsdelarna ha en icke avsedd initiallutning θ verkande på ogynnsammaste sätt. Initiallutningen θ kan bestämmas enligt ekvation 3.4.2.3a nedan.

- Vid beräkning av krafter inom en konstruktionsdel antas denna ha en icke avsedd initialkrokighet i betraktad utböjningsriktning. Initialkrokigheten bestäms som avståndet mellan verklig och teoretisk systemlinje, jämför figur 3.4.2.3a – b. Krokigheten antas vara sinus- eller parabelformad med ett största värde e_0 lika med $l/300$. För delsträckor av en längre konstruktionsdel kan samma förutsättningar tillämpas. Detta innebär att icke avsedd upplagsexcentricitet om högst $h/30$ kan anses beaktad.
- Vid beräkning av ett tvärsnitts bärförmåga förutsätts normalkraften i tvärsnittet ha en minsta icke avsedd excentricitet enligt avsnitt 3.6.1. Denna excentricitet behöver inte adderas till andra excentriciteter enligt ovan, och behöver inte inkluderas vid beräkning av andra ordningens effekter.
- Böjd balk antas ha avvikelser i sidled, icke avsedda initialskevheter, hos den tryckta eller dragna kanten, varav det ogynnsammaste alternativet väljs. Den tryckta eller dragna kanten bör antas ha en största avvikelse i sidled med e_0 enligt ovan, om l står för längden på den i sidled ostagade delen.



Figur 3.4.2.3a – b Inverkan av imperfektioner på enskilda konstruktionsdelar:
 a. initialkrokighet hos pelare fixerad i båda ändar
 b. lutning hos konsolpelare

Initiallutningen θ_i antas vid normalvärden på toleranser ha följande värde:

$$\theta_i = \theta_0 \alpha_h \alpha_m \quad (3.4.2.3a)$$

där

θ_0 är grundvärde, $\theta_0 = 0,005$

α_h är reduktionsfaktor för längd eller höjd:

$$\alpha_h = 2/\sqrt{l} ; 2/3 \leq \alpha_h \leq 1$$

α_m är reduktionsfaktor för antal konstruktionsdelar:

$$\alpha_m = \sqrt{0,5(1+1/m)}$$

l är längd eller höjd i m, se nedan

m är antal konstruktionsdelar som samverkar i stabilitetshänseende, se nedan

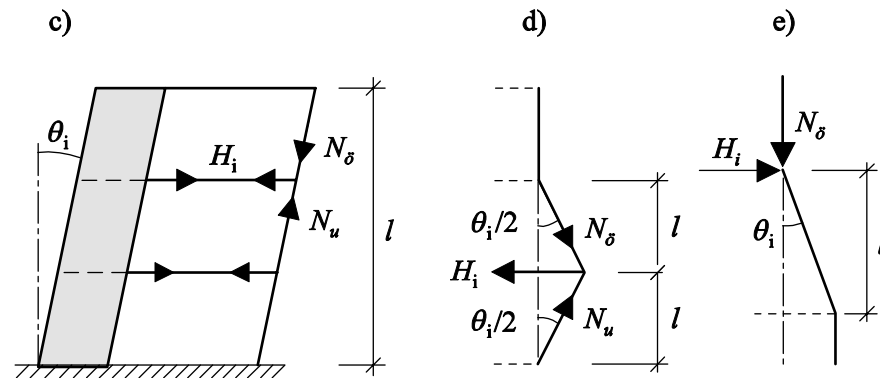
Definitionen av l och m i ekvation 3.4.2.3a beror på vilken inverkan som avses:

- inverkan på enstaka konstruktionsdel, jfr figur 3.4.2.3b:
 l = konstruktionsdelens längd, $m = 1$
- inverkan på stabiliserande system, jfr figur 3.4.2.3c:
 l = byggnadens höjd, m = antal vertikala konstruktionsdelar som bidrar till den totala effekten (normalt konstruktionsdelar inom alla våningar)
- inverkan på bjälklag eller takskiva som fördelar horisontalkrafter:
 l = våningshöjd, m = antal vertikala konstruktionsdelar som bidrar till den totala effekten (för mellanbjälklag normalt konstruktionsdelar inom två våningar och för takbjälklag konstruktionsdelar inom en våning).

De ekvivalenta horisontalkrafter i en stomme som motsvarar inverkan av vertikalkrafter på lutande konstruktionsdelar är, jfr figur 3.4.2.3c – e:

$$H_i = \begin{cases} \theta_i (N_u - N_\delta) & \text{fall c)} \\ \frac{\theta_i}{2} (N_u + N_\delta) & \text{fall d)} \\ \theta_i N_\delta & \text{fall e)} \end{cases} \quad (3.4.2.3b)$$

där N_δ och N_u är de vertikalkrafter över respektive under aktuell nivå, som ger upphov till horisontalkrafter på grund av lutning.



Figur 3.4.2.3c – e Inverkan av strukturimperfectioner på:

- c. stabiliserande system
- d. bjälklagsskiva
- e. takskiva

3.4.3 Beräkning av krafter och moment på avstyvande konstruktionsdelar

Konstruktionsdelar avsedda att stödja eller avstyva annan konstruktionsdel mot knäckning, vippning e.d. dimensioneras för minst de moment, normalkrafter och tvärkrafter som uppträder i anslutningsnitt mellan avstyvande och avstyvade konstruktionsdelar. Härvid beaktas dels den avstyvande eller stödjande konstruktionsdelens eftergivlighet, dels den stödda eller avstyvade konstruktionsdelens imperfectioner i fråga om form, läge, lutning m.m. Inverkan av uppsprickning på avstyvande konstruktionsdelars eftergivlighet skall beaktas, om den är av betydelse, se avsnitt 3.2.1.5.

Exempel på krafter som bör beaktas enligt ovan: horisontalkraften på en vek balk som stöder ena änden av en vertikal pendelpelare beror av dels pelarens initiallutning, dels det lutningstillskott som balkens deformation ger. Beträffande imperfektioner, se avsnitt 3.4.2.

3.5 Armerade och oarmerade konstruktionsdelar

BKR, avsnitt 7:312

Med hänsyn till kravet på seghet i brottgränstillstånd skall betongkonstruktioner utformas så att dragkrafter (t.ex. av ett böjande moment) upptas av armeringen. Undantag från detta krav får dock göras i följande fall:

- a. Konstruktionsdelar i säkerhetsklass 1 får utföras oarmerade.
- b. Konstruktionsdelar får utföras oarmerade om krympning och temperaturvariationer kan förväntas bli små och ett eventuellt dragbrott inte kan förväntas medföra allvarliga konsekvenser.
- c. För konstruktioner som även efter dragbrott (spricka) uppfyller kraven i brottgränstillstånd, erfordras inte armering för de aktuella dragkrafterna.
- d. För speciella dragkrafter vid skjuvning, vridning, förankring, lokalt tryck och fogar.

Råd: För fallet d) finns lämpliga beräkningsmetoder i *BBK* avsnitt 3 och 6

När en konstruktion enligt punkt a) eller b) ovan, utformas helt oarmerad, tillses att konstruktionen under inverkan av dimensioneringslast förblir osprucken i brottgränstillstånd. För verifiering härav kan de i avsnitt 4.5.3 angivna kriterierna användas, varvid koefficienten ζ sätts till 2,0.

Att en konstruktion enligt föreskrifterna ovan får utformas oarmerad innebär inte att detta alltid ger lämpliga konstruktioner (t.ex. med hänsyn till underhåll). I vissa fall kan sådana oarmerade konstruktioner vara direkt olämpliga.

När det gäller fall c) ovan bör man observera att kraven i bruksgränstillståndet kan medföra behov av armering.

Möjligheten att låta betongen ta upp dessa speciella dragkrafter i fall d) ovan bör begränsas till vad som anges i följande avsnitt såvida inte annat kan påvisas vara motiverat: 3.7.3.2, 3.8.3, 3.9.1, 3.9.4.2, 3.10, 3.11.3, 3.12.3, 3.12.4, 6.2.4.2, 6.5.4.3, 6.5.4.4, 6.6.4.4 och 6.6.4.5.

Betong och armering bör inte förutsättas samverka för att uppta dragkrafter annat än i de speciella fall som uttryckligen anges i följande avsnitt, t.ex. vid skjuvning. Sådan samverkan kan förekomma i vissa empiriska beräkningsmodeller, se t.ex. 3.7.4.1, men den är då av rent formell natur.

3.6 Böjande moment med eller utan normalkraft

3.6.1 Minsta moment av normalkraft

BKR, avsnitt 7:3126, femte och sjätte stycket

Normalkraften i ett tvärsnitt skall antas ha en minsta excentricitet, som sätts lika med $l/30$ av tvärmåttet i respektive huvudtröghetsriktning. Excentriciteten räknas från tyngdpunkten för det ospruckna tvärsnittet utan hänsyn till armering och behöver inte antas uppträda samtidigt i två huvudriktningar.

Råd: Mindre excentricitet än 20 mm bör dock inte antas.

Denna excentricitet avses vara icke avsedd.

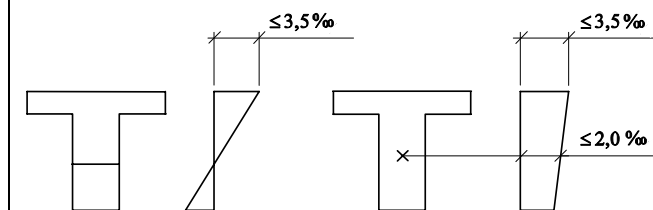
3.6.2 Töjningsfördelning

BKR, avsnitt 7:3126, första och andra stycket

De begränsningar som gäller för betongens och armeringens deformationsförmåga skall beaktas.

Råd: Töjningsfördelningen bör väljas enligt *BBK* avsnitt 3.6.2.

Töjningen kan antas variera rätlinjigt över tvärsnittet, jämför figur 3.6.2. Största betongstukning och medelvärdet för stukningen i osprucket tvärsnitt begränsas till ε_{cu} respektive ε_{c0} enligt avsnitt 2.4.5. Som förenkling kan man i detta sammanhang sätta $\varphi_{ef} = 0$.



Figur 3.6.2 Antagen töjningsfördelning

För lättballastbetong minskas värdena enligt ovan genom multiplikation med

$$0,4 + 0,6 \frac{\rho}{2200} \quad (3.6.2)$$

där ρ är lättballastbetongens ugnstörsta densitet kg/m^3 .

Där betongen kan antas vara osprucken, bestäms töjningen i dragzonen av betongens elasticitetsmodul och av att töjningsfördelningen över tvärsnittet är rätlinjig.

Förutsättningen om rätlinjig töjningsfördelning gäller för armeringens del endast om den är vidhäftande. För icke vidhäftande spännarmering blir töjningen beroende av armeringens totala förlängning mellan förankringarna. I avsaknad av noggrannare beräkning, med

beaktande av deformationer och randvillkor, kan tilläggstöjning utöver töjning av förspänning försummas.

Enligt avsnitt 7:32 i *BKR*, återgett i avsnitt 4.4.1, fordras särskild utredning av krypdeformationernas storlek och deras inverkan om hög tryckspänning uppkommer i betongen vid långtidslast. Särskild utredning fordras inte i de fall där tryckspänningen begränsas enligt avsnitt 4.4.1 och 4.4.2.

3.6.3 Beräkning vid osprucken betong

BKR, avsnitt 7:3126, fjärde stycket, andra meningen

Råd: Beräkning av osprucken betong bör ske enligt *BBK* avsnitt 3.6.3.

Beräkning av osprucken betong kan ske med arbetskurva enligt figur 2.4.5a eller 2.4.5b, eller med någon annan kurva som är likvärdig med avseende på tryckkraftens storlek och läge. Konstruktionsdel som enligt punkt a) och b) i avsnitt 7:312 i *BKR*, återgett i avsnitt 3.5, får utföras oarmerad, dimensioneras vad beträffar böjdragspänning av sprickkriteriet i avsnitt 4.5.3 med $\zeta = 2$.

Armering i dragen zon bör inte medräknas som dragkraftsupptagande. Armering i tryckt zon kan medräknas med den spänning som motsvarar betongstukningen på armeringens nivå, dock högst med dimensioneringsvärdet för tryckhållfastheten enligt avsnitt 2.3.1 och 2.5.2.

3.6.4 Beräkning vid sprucken betong

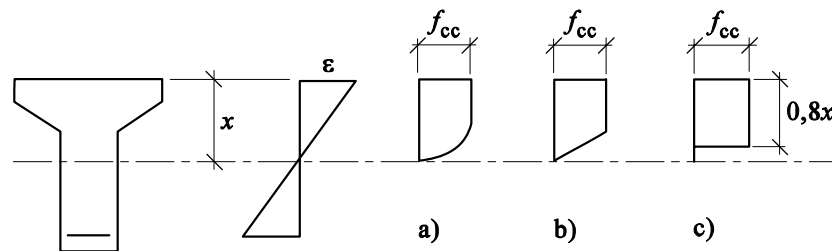
BKR, avsnitt 7:3126, tredje stycket och fjärde styckets första mening

Vid beräkning av sprucken betong skall betongen normalt inte förutsättas ta upp dragkrafter.

Råd: Tryckpåkänningens fördelning kan väljas enligt *BBK* avsnitt 3.6.4.

Tryckspänningens fördelning baseras på en arbetskurva enligt figur 2.4.5a eller 2.4.5b, eller på någon annan arbetskurva som är likvärdig med avseende på tryckkraftens storlek och läge.

Som förenkling vid dimensionering av tvärsnitt kan även betongtryckspänningen antas konstant och lika med f_{cc} inom höjden $0,8x$ räknad från den mest tryckta randen. Här är x tryckzonshöjden (om hela tvärsnittet är tryckt är x totala tvärsnittshöjden). Se figur 3.6.4a – c.



Figur 3.6.4a – c Töjningsfördelning och olika spänningsfördelningar enligt avsnitt 3.6.4 för dimensionering av ett sprucket betongtvärsnitt:
a. spänningsfördelning enligt figur 2.4.5a
b. spänningsfördelning enligt figur 2.4.5b och
c. konstant spänning på 0,8 gånger tryckzonshöjden x

Dragspänning i armeringen baseras på arbetskurva enligt avsnitt 2.5.5. För kallbearbetad armering bör inte förutsättas större töjning än ϵ_g minskad med termen 0,01, där ϵ_g är fordrat värde på armeringens gränstöjning. För icke vidhäftande spännarmering begränsas stålets dragspänning enligt avsnitt 3.6.2.

Armering i tryckt zon kan medräknas med den spänning, som motsvarar betongstukningen på armeringens nivå. Spänningen bör inte överstiga det dimensionerande värdet för tryckhållfastheten enligt avsnitt 2.3.1 och 2.5.2.

3.7 Tvärkraft

3.7.1 Allmänt

Vid bestämning av tvärkraftskapacitet bör bl.a. följande beaktas:

- betongens hållfasthet
- tvärsnittsform, tvärsnittsmått och håltagningar
- upplags utbredning (speciellt i samband med genomstansning)
- mängd böjdragarmering
- normalkraft
- fördelning av moment och tvärkraft
- lastangrepp i över- eller underkant
- lastangrepp nära eller längre ifrån upplag
- tvärkraftsarmering.

BKR, avsnitt 7:3127

Risken för sprött brott skall beaktas.

Råd: Exempel på dimensioneringsmetoder för tvärkraft finns i *BBK* avsnitt 3.7 och exempel på dimensioneringsmetoder för vridande moment finns i avsnitt 3.8.

Risk för sprött brott är aktuellt bl.a. då mängden tvärkraftsarmering understiger ett visst värde.

I detta avsnitt ges en metod för beräkning av tvärkraftskapacitet hos balkar, ramar och liknande konstruktionsdelar, samt transversalbelastade plattor och väggar som bär huvudsakligen i en riktning. Metoden gäller endast konstruktionsdelar, där förhållandet l/h mellan spännvidd och total höjd är större än 3 vid tvåsidig uppläggning och 1,5 vid konsol.

Yttre last och upplagsreaktion förutsätts angripa så att tvärkraften kan anses jämnt fördelad på konstruktionsdelens hela bredd vinkelrätt mot spännvidden.

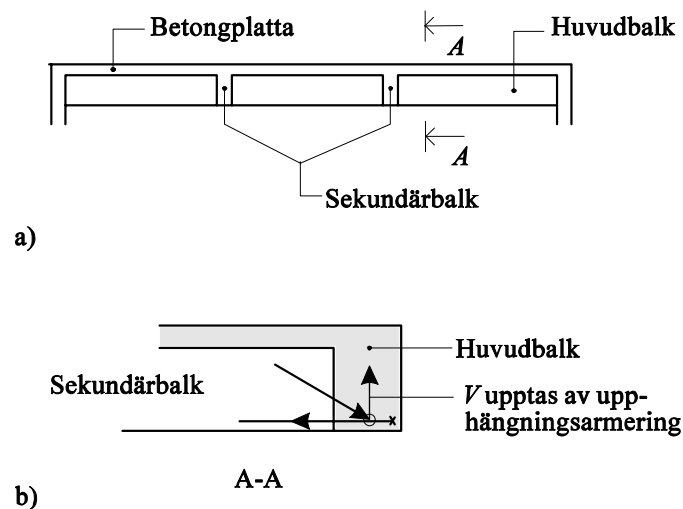
Dimensionering med hänsyn till genomstansning behandlas i avsnitt 6.5.

Inverkan av tvärkraft på skivor och väggbalkar med last i skivans eller väggbalkens plan behandlas i avsnitt 6.6. Där ges även ett mer nyanserat giltighetsområde beträffande l/h än enligt ovan. Det kan därför i vissa fall vara möjligt att tillämpa metoderna i avsnitt 6.6 för en balk med $l/h > 3$. Detta förutsätter att metoderna i avsnitt 6.6 tillämpas konsekvent på konstruktionsdelen, varmed här avses delen mellan ett upplag och ett snitt där tvärkraften är noll eller byter tecken.

Dimensionering av korta konsoler behandlas i avsnitt 6.8.

Om last eller upplagsreaktion angriper så att den orsakar dragkraft i sin egen riktning, t.ex. om nedåtriktad kraft angriper i en balks underkant, såsom i figur 3.7.1a – b, läggs armering in (upphängningsarmering). Denna skall kunna överföra hela kraften till konstruktionsdelens motsatta sida utan att hållfasthetsnedsättande eller på annat sätt störande töjning uppkommer, jämför avsnitt 6.6.3.2.

Sneda sprickor i balklivet medför att dragkraften i böjarmeringen ökar, vilket beaktas enligt avsnitt 3.9.2.



Figur 3.7.1a – b Exempel på lastangrepp i underkant av balk:

- visar vy av huvudbalk belastad av två sekundärbalkar och en betongplatta
- visar schematiskt var last från sekundärbalken bör förutsättas angripa huvudbalken.

3.7.2 Oarmerad betong

För oarmerad betong gäller kraven i avsnitt 7:312 i *BKR*, återgivna i avsnitt 3.5. All samtidig inverkan beaktas, som utöver tvärkraft kan vara böjande moment, normalkraft och vridande moment, jämför avsnitt 3.8.2. Beräkning kan ske enligt ekvation 4.5.3c med $\zeta = 2$.

3.7.3 Armerad betong utan statiskt verksam tvärkraftsarmering

3.7.3.1 Tvärkraftskapacitet

Tvärkraftskapaciteten i ett snitt kan anses vara tillräcklig om

$$V_{Sd} \leq V_c + V_i \quad (3.7.3.1a)$$

där

V_{Sd} är tvärkraft av dimensioneringslast. Där förväxling är utesluten kan beteckningen förenklas till V_d

V_c är betongens tvärkraftskapacitet enligt avsnitt 3.7.3.2 – 5

V_i är inverkan av variabel effektiv höjd enligt avsnitt 3.7.3.6

3.7.3.2 Betongens tvärkraftskapacitet V_c

För konstruktionsdel med konstant tvärsnitt och ej påverkad av dragkraft kan tvärkraftskapaciteten beräknas ur

$$V_c = b_w d f_v \quad (3.7.3.2a)$$

där

b_w är balklivets minsta bredd inom effektiva höjden i aktuellt tvärsnitt

d är effektiv höjd

f_v är betongens formella skjuvhållfasthet, som beräknas enligt nedan

och

$$f_v = 0,30 \xi (1 + 50\rho) f_{ct} \quad (3.7.3.2b)$$

där

$$\xi = \begin{cases} 1,4 & \text{för } d \leq 0,2 \text{ m} \\ 1,6 - d & \text{för } 0,2 \text{ m} < d \leq 0,5 \text{ m} \\ 1,3 - 0,4d & \text{för } 0,5 \text{ m} < d \leq 1,0 \text{ m} \\ 0,9 & \text{för } 1,0 \text{ m} < d \end{cases}$$

$$\rho = \frac{A_{s0}}{b_w d} \leq 0,02$$

och

A_{s0} är minsta böjarmeringsarea i dragzonen i betraktad balkdel mellan momentets nollpunkt och dess maximipunkt. Som alternativ kan den armering som har en längd av minst $(d + l_b)$ förbi aktuellt snitt medräknas. l_b motsvarar den sträcka som erfordras för att förankra dimensionerande dragkraft

Utnyttjat f_{ct} begränsas i ekvation 3.7.3.2b till det värde som svarar mot $f_{ctk} = 2,7 \text{ MPa}$.

Betongens tvärkraftskapacitet vid utmattning kan bestämmas enligt *Betonghandbok – Konstruktion* avsnitt 3.3:125.

3.7.3.3 Inverkan på V_c av lastangrepp nära upplag

Den gynnsamma inverkan av lastangrepp på konstruktionsdelens översida nära upplag kan beaktas enligt *Betonghandbok – Konstruktion* avsnitt 3.7:33, varvid det förhöjda värdet av betongens formella skjuvhållfasthet f_{vr} inte får sättas högre än f_{ct} .

Med översida menas allmänt den sida som kommer uppåt, om konstruktionsdelen tänkes vriden så att den blir horisontell och lasterna nedåtriktade.

Till last som angriper på översidan av t.ex. en horisontell balk kan räknas nedåtriktad last från en betongplatta som är hopgjuten med balken och vars översida sammanfaller med balkens, likaså egentygnd av balken.

3.7.3.4 Inverkan på V_c av spännkraft eller tryckande normalkraft

Vid effektiv spännkraft eller tryckande normalkraft kan en term V_p adderas till V_c enligt avsnitt 3.7.3.2. V_p kan beräknas enligt nedan, varvid tryckande normalkraft förutsätts angripa centriskt och moment av dess eventuella excentricitet medräknas i yttre momentet M_d .

$$V_p = \frac{V_d}{1,2\gamma_n} \left(\frac{M_0}{M_d} \right)_{\min} \quad (3.7.3.4a)$$

där

M_d är böjande moment av yttre last

M_0 är nolltöjningsmomentet, dvs. det moment som tillsammans med spännkraften respektive normalkraften skulle ge nollspänning i den tvärsnittskant där annars dragspänning uppträder. M_0 bestäms för osprucket tvärsnitt

γ_n beror av aktuell säkerhetsklass, se avsnitt 1.1.1.4

$\left(\frac{M_0}{M_d} \right)_{\min}$ är minsta värdet på kvoten M_0/M_d för alla snitt inom betraktad balkdel. Varje del (= del mellan momentnollpunkt och momentmaximipunkt) studeras för sig

Som alternativ kan kvoten $(M_0/M_d)_{\min}$ bestämmas vid snittet med största moment inom betraktad balkdel. Termen V_p beräknad på detta sätt multipliceras med $0,9P_0/P_s$, där P_s är effektiv spännkraft i snitt med största moment och P_0 är effektiv spännkraft i snittet vid momentnollpunkten.

Tvärkraftskapaciteten V_c enligt avsnitt 3.7.3.2 ökad med V_p enligt ovan begränsas till

$$V_c \leq b_w d (f_{ct} + 0,3\sigma_{cm}) \quad (3.7.3.4b)$$

där σ_{cm} är medeltryckspänningen i osprucket tvärsnitt av effektiv spännkraft eller normalkraft dividerad med $1,2\gamma_n$. Effektiv spännkraft på överföringssträckan vid förespänd armering bestäms enligt avsnitt 3.9.1.3, dock används lägst värdet på avståndet $h/2$ från upplag. Medeltryckspänningen beräknas normalt på grundval av total betongarea.

3.7.3.5 Inverkan på V_c av dragande normalkraft

Vid dragande normalkraft minskas V_c med $0,1N_d$, dock ej till lägre värde än noll. N_d är normalkraftens dimensioneringsvärde.

3.7.3.6 Inverkan V_i av variabel effektiv höjd

V_i är komponent i tvärkraftens riktning av tryck- och dragkrafter i aktuellt snitt, inberäknat effektiva spännkraften vid lutande spännarmering. V_i är positiv om den har samma riktning som V_d . Exempel på hur V_i kan beräknas ges i *Betonghandbok - Konstruktion* avsnitt 3.7:36.

3.7.3.7 Alternativ modell för betongens tvärkraftskapacitet

För beräkning av tvärkraftskapacitet i konstruktioner utan statiskt verksam tvärkraftsarmering kan följande användas som alternativ till metoderna i avsnitten 3.7.3.1 till 3.7.3.5. V_{Rdc} enligt följande kan dock inte ersätta V_c i avsnitt 3.7.4.1.

$$V_{Rdc} = \left(\frac{0,18k}{1,5\gamma_n} \sqrt[3]{100\rho f_{ck}} + 0,15\sigma_{cm} \right) b_w d \quad (3.7.3.7a)$$

dock lägst

$$V_{Rdc} = (v_{\min} + 0,15\sigma_{cm}) b_w d \quad (3.7.3.7b)$$

$$v_{\min} = \frac{0,035}{\gamma_n} \sqrt{k^3 f_{ck}} \quad (3.7.3.7c)$$

där

$$k = 1 + \sqrt{\frac{0,2}{d}} \leq 2,0$$

$$\rho = \frac{A_{s0}}{b_w d} \leq 0,02$$

och

f_{ck} är karakteristiskt värde för betongens tryckhållfasthet i MPa
 b_w är balklivets minsta bredd inom den effektiva höjden i aktuellt tvärsnitt

d är effektiv höjd i m

σ_{cm} enligt avsnitt 3.7.3.4 (positiv vid tryck)

I områden utan böjsprickor bestäms tvärkraftskapaciteten istället enligt ekvation 3.7.3.7d. Denna kapacitet bör även gälla som övre gräns i spruckna områden.

$$V_{Rdc} = \frac{b_w I}{S} \sqrt{f_{ct}^2 + \sigma_{cm} f_{ct}} \quad (3.7.3.7d)$$

där

I är tröghetsmoment för medräknat tvärsnitt, jfr definition av σ_{cm} i avsnitt 3.7.3.4

S är statiskt moment av arean ovanför tyngdpunkten för medräknat tvärsnitt

För tvärsnitt med varierande bredd beräknas V_{Rdc} enligt ekvation 3.7.3.7b för den nivå som ger lägsta kapacitet (kan vara en annan än tyngdpunktsnivån).

Vid beräkning av dimensionerande tvärkraft för jämförelse med tvärkraftskapacitet enligt ekvation 3.7.3.7a respektive 3.7.3.7b, får last som angriper på översidan och inom avståndet $0 \leq a \leq 2d$ från upp lagets kant reduceras med faktorn $\alpha_a = a/2d \geq 0,25$. Tvärkraft beräknad för oreducerad last bör inte överstiga

$$V_{Rdc,max} = 0,5 \nu b_w d f_{cc} \quad (3.7.3.7e)$$

där

$$\nu = 0,6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right)$$

3.7.4 Armerad betong med statiskt verksam tvärkrafts- armering

3.7.4.1 Tvärkraftskapacitet

Tvärkraftskapaciteten i ett snitt kan anses vara tillräcklig om

$$V_{sd} \leq V_c + V_i + V_s \quad (3.7.4.1a)$$

V_c bestäms enligt avsnitt 3.7.3.2-5, varvid ξ inte behöver sättas mindre än 1,0. V_i bestäms enligt avsnitt 3.7.3.6. V_s bestäms enligt avsnitt 3.7.4.2.

Risken för tryckbrott i balklivet ger en övre gräns för tvärkraftskapaciteten enligt

$$V_d - V_i \leq 0,25 b_w d f_{cc} \quad (3.7.4.1b)$$

3.7.4.2 Tvärkraftsarmeringens bidrag V_s

V_s är summan av komponenterna i tvärkraftens riktning av krafterna i den tvärkraftsarmering, som korsas av ett 45°-snitt mellan tryck- och dragresultanterna (vid flera armeringslager det understa lagrets tyngdpunkt i stället för dragresultanten), jämför figur 3.7.4.2.

För armeringsenheter, t.ex. byglar, med lika delning s i konstruktionsdelens längdriktning och area A_{sv} per enhet gäller

$$V_s = A_{sv} f_{sv} \frac{0,9d}{s} (\sin \beta + \cos \beta) \quad (3.7.4.2a)$$

där β är vinkeln mellan tvärkraftsarmeringen och balkaxeln (en balkaxel vinkelrät mot tvärkraftens riktning).

Den tvärkraft som upptas av en enskilda armeringsenhet med arean A_{sv} beräknas ur

$$V_s = A_{sv} f_{sv} \sin \beta \quad (3.7.4.2b)$$

Den draghållfasthet f_{sv} som utnyttjas för tvärkraftsarmeringen enligt ekvation 3.7.4.2a – b sätts lika med dimensioneringsvärdet f_{st} för tvärkraftsarmeringens draghållfasthet, dock inte högre än $f_{st} = 520/(1,15\gamma_n)$ MPa, jämför avsnitt 2.3.1 och 2.5.1.

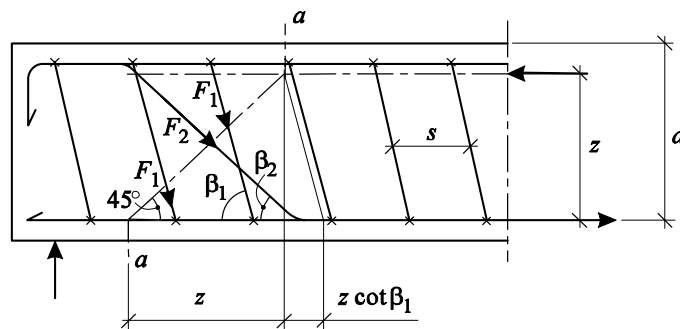
För att tvärkraftsarmeringen skall få räknas som statiskt verksam krävs vid dimensionering enligt detta avsnitt att följande villkor är uppfyllt

$$V_s \geq 0,2 b_w d f_{ct} \quad (3.7.4.2c)$$

Om både byglar och uppbockade stänger används som skjuvarmering, se snitt a – a i figur 3.7.4.2, kan armeringens tvärkraftskapacitet bestämmas enligt ekvation 3.7.4.2d – e.

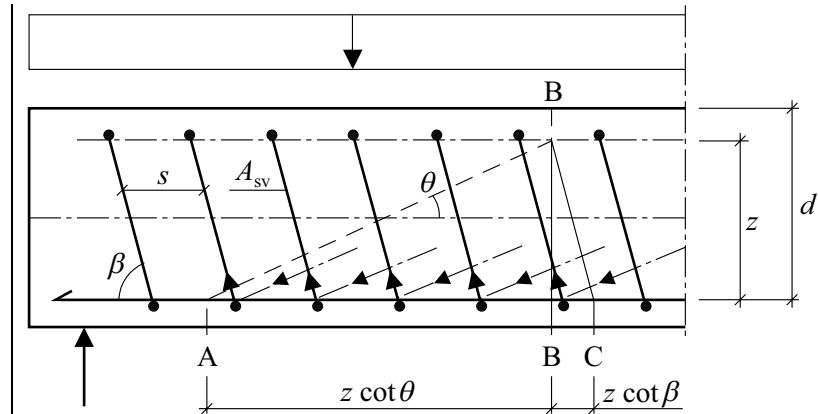
$$V_s = F_1 \frac{z}{s} (\sin \beta_1 + \cos \beta_1) + F_2 \sin \beta_2 \quad (3.7.4.2d)$$

$$\begin{cases} F_1 = A_{sv1} f_{sv1} & (\text{Byglar med lika delning } s) \\ F_2 = A_{sv2} f_{sv2} & (\text{Uppbockad armering}) \\ z = 0,9 d \end{cases} \quad (3.7.4.2e)$$



Figur 3.7.4.2 Princip för beräkning av V_s i ett snitt på en balk

- 3.7.4.3 Alternativ metod för dimensionering av tvärkraftsarmering**
Som alternativ till metoden i avsnitt 3.7.4.1-2 kan följande metod användas, baserad på s.k. fackverksmodell. Tvärkraften förutsätts härvid tas upp av dragkrafter i tvärgående armering och betong tryckkrafter med lutning θ , se figur 3.7.4.3a.



Figur 3.7.4.3a Grundläggande parametrar i fackverksmodell

Dimensioneringsvillkor:

$$V_{Sd} - V_i \leq V_{Rd} \quad (3.7.4.3a)$$

Tvärkraftskapacitet:

$$V_{Rd} = \min \{ V_{Rds}, V_{Rd,max} \} \quad (3.7.4.3b)$$

Kapacitet för tvärkraftsarmering mellan A och C i figur 3.7.4.3a:

$$V_{Rds} = A_{sv} f_{sv} \frac{z}{s} (\cot \theta + \cot \beta) \sin \beta \quad (3.7.4.3c)$$

Kapacitet med hänsyn till tryckbrott i sneda betongsträvor:

$$V_{Rd,max} = \alpha_c \nu b_w z f_{cc} \frac{\cot \theta + \cot \beta}{1 + \cot^2 \theta} \quad (3.7.4.3d)$$

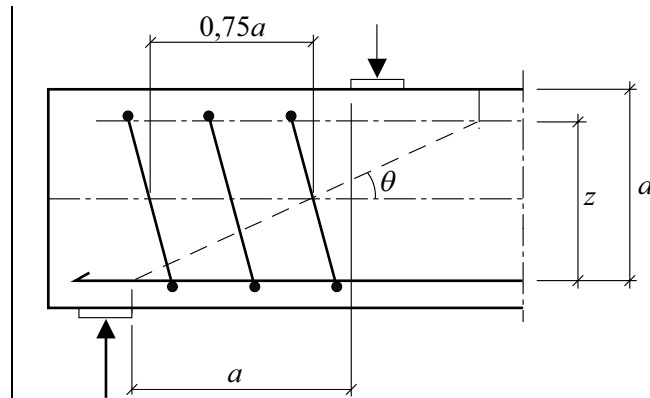
där	
V_{Sd}	dimensionerande tvärkraft i snitt B i figur 3.7.4.3a
V_i	är inverkan av ev. variabel effektiv höjd, se avsnitt 3.7.3.6 (visas ej i figur 3.7.4.3a)
f_{sv}	utnyttjad spänning i tvärkraftsarmering; se ekvation 3.7.4.3f-g och anslutande text
z	inre hävarm; i avsaknad av noggrannare beräkning kan $0,9d$ användas
θ	trycksträvornas lutning i förhållande till en balkaxel vinkelrät mot tvärkraftens riktning, se figur 3.7.4.3a; begränsningar, se nedan
β	vinkel mellan tvärkraftsarmering och balkaxel, se figur 3.7.4.3a
α_c	faktor för inverkan av spännkraft eller annan tryckkraft enligt ekvation 3.7.4.3e
ν	utnyttjad andel av betongens tryckhållfasthet enligt ekvation 3.7.4.3f-g

Utöver vad som ges av ekvation 3.7.4.3c skall tvärkraftsarmeringen även dimensioneras för upphängning av eventuell last som angriper i balkens underkant mellan A och B i figur 3.7.4.3a.

Lutningen θ begränsas så att $1,0 \leq \cot\theta \leq 2,5$ vid ospänd och $1,0 \leq \cot\theta \leq 3,0$ vid förspänd armering. Kapaciteten $V_{Rd,max}$ enligt ekvation 3.7.4.3d kontrolleras även för tvärkraft i snitt nära upplag, varvid $\cot\theta = 1$ får användas. Alternativt kan upplagsområdet dimensioneras med generell fackverksmodell, se avsnitt 3.2.3.3.

Vid dimensionering av tvärkraftsarmering väljs normalt den flackaste lutningen enligt ovan. Om detta ger otillräcklig kapacitet $V_{Rd,max}$ enligt ekvation 3.7.4.3d väljs ett lägre värde på $\cot\theta$. Om $V_{Rd,max}$ blir otillräcklig även för $\cot\theta = 1,0$ fordras större tvärsnitt och/eller högre betonghållfasthet.

För lutande snitt som utgår från upplag armeras även för α_a ggr tvärkraften av eventuell koncentrerad last på ett avstånd $a > 0,5d$ från upplagets kant, där $\alpha_a = a/2d$, dock $0,25 \leq \alpha_a \leq 1,0$. Denna armering koncentreras inom centrala $0,75 \cdot a$. Se figur 3.7.4.3b. Alternativt kan generell fackverksmodell användas, se avsnitt 3.2.3.3.



Figur 3.7.4.3b Lutningsbegränsning vid upplag

För faktorn α_c används värden enligt nedan:

$$\alpha_c = \begin{cases} 1 + \frac{\sigma_{cn}}{f_{cc}} & \text{för } 0 < \frac{\sigma_{cn}}{f_{cc}} < 0,25 \\ 1,25 & \text{för } 0,25 \leq \frac{\sigma_{cn}}{f_{cc}} \leq 0,5 \\ 2,5 \left(1 - \frac{\sigma_{cn}}{f_{cc}} \right) & \text{för } 0,5 < \frac{\sigma_{cn}}{f_{cc}} < 1,0 \end{cases} \quad (3.7.4.3e)$$

där

σ_{cn} = N_{Sd}/A_c (positiv vid tryck)

N_{Sd} är dimensioneringsvärde för spännkraft eller annan tryckkraft

A_c är area för medräknat tvärsnitt (jfr definition av σ_{cm} i avsnitt 3.7.3.4)

Den andel av tryckhållfastheten som kan utnyttjas i trycksträvor beror av betongkvaliteten och av utnyttjad spänning i tvärkraftsarmering enligt nedan:

för $f_{sv} = f_{st}$

$$\nu = 0,6 \left(1 - \frac{f_{cck}}{250} \right) \quad (3.7.4.3f)$$

för $f_{sv} = 0,8f_{st}$

$$\nu = 0,6 \quad (3.7.4.3g)$$

I båda ekvationerna 3.7.4.3f – g begränsas den utnyttjade armerings-
spänningen f_{sv} till 520/1,15 γ_n . Den gynnsammaste kombinationen av
 f_{sv} och ν kan användas. Normalt används $f_{sv} = f_{st}$ och ekvation 3.7.4.3f,
men vid stor tvärkraft kan $f_{sv} = 0,8f_{st}$ och ekvation 3.7.4.3g ge högre
kapacitet.

3.7.4.4 Anordning av tvärkraftsarmering

Som tvärkraftsarmering medräknas byglar och uppbockad längsarmering med vinkeln β enligt figur 3.7.4.2 minst lika med 30°. För utformning av byglar i balkar, se avsnitt 6.2.6.

För avståndet s i konstruktionens längdriktning mellan byglar eller uppbockade stänger, jämför figur 3.7.4.2, gäller

$$s \leq 0,75d(1 + \cot \beta) \quad \text{dock} \leq 1,5d \quad (3.7.4.4)$$

Om den längd av konstruktionen där tvärkraftsarmering erfordras är mindre än det maximalt tillåtna värdet på s enligt ovan, kan tvärkraftsarmeringen utgöras av enbart en enhet. Denna enhet placeras så att den skärs av alla möjliga 45°-snitt inom området, jämför figur 3.7.4.2.

3.8 Vridande moment

3.8.1 Allmänt

Vid beräkning av vridmomentkapacitet bör bl.a. följande beaktas:

- betongens hållfasthet
- tvärsnittsform och tvärsnittsmått
- anordning av armering

- armeringsmängd
- armeringens hållfasthet
- böjande moment, normalkraft och tvärkraft.

BKR, avsnitt 7:3127

Risken för sprött brott skall beaktas.

Råd: Exempel på dimensioneringsmetoder för tvärkraft finns i *BBK* avsnitt 3.7 och exempel på dimensioneringsmetoder för vridande moment finns i avsnitt 3.8.

I detta avsnitt ges en metod för beräkning av vridmomentkapacitet i tvärsnitt med slutet skjuvflöde. Inverkan av förhindrad välvning, som har betydelse i öppna tunnväggiga tvärsnitt, behandlas därför inte.

För rektangulära tvärsnitt med försumbar tvärsnittsvälvning (Vlasovsk vridning) medräknas inte större tvärsnitt än vad som motsvarar ett sidoförhållande ≤ 5 . För flänsförsatt tvärsnitt medräknas en flänsbredd av högst tre gånger flänsens tjocklek.

Risken för tvärsnittsvälvning kan kontrolleras genom parametern λL enligt *Vridning och lastfördelning* av Tage Petersson och Håkan Sundquist, rapport nr 15, Brobyggnad 1995 (KTH). Om $\lambda L > 3$ är de Vlasovska välvspänningarna vanligen försumbara.

Vridning i plattor behandlas i avsnitt 6.5 och påtvingad vridning i balkar i avsnitt 6.2.3.

3.8.2 Oarmerad betong

För oarmerad betong gäller kraven i *BKR* avsnitt 7:312, återgivna i avsnitt 3.5. All samtidig inverkan beaktas, som utöver vridning kan vara tvärkraft, böjande moment och normalkraft. Vridspänningen begränsas enligt ekvation 4.5.3c med $\zeta = 2$. Vridspänning kan beräknas enligt plasticitetsteori.

3.8.3 Armerad betong utan vridarmering

I konstruktionsdel utan statiskt verksam tvärkraftsarmering, jämför avsnitt 3.7.4.2, kan vridmomentkapaciteten anses vara tillräcklig om

$$\frac{V_{Sd}}{V_c + V_i} + \frac{T_{Sd}}{Z f_t} \leq 1 \quad (3.8.3a)$$

där

V_{Sd} är tvärkraft

T_{Sd} är vridande moment av dimensioneringslast. Där förväxling är utesluten kan beteckningarna förenklas till V_d respektive T_d

V_c och V_i bestäms enligt avsnitt 3.7.3

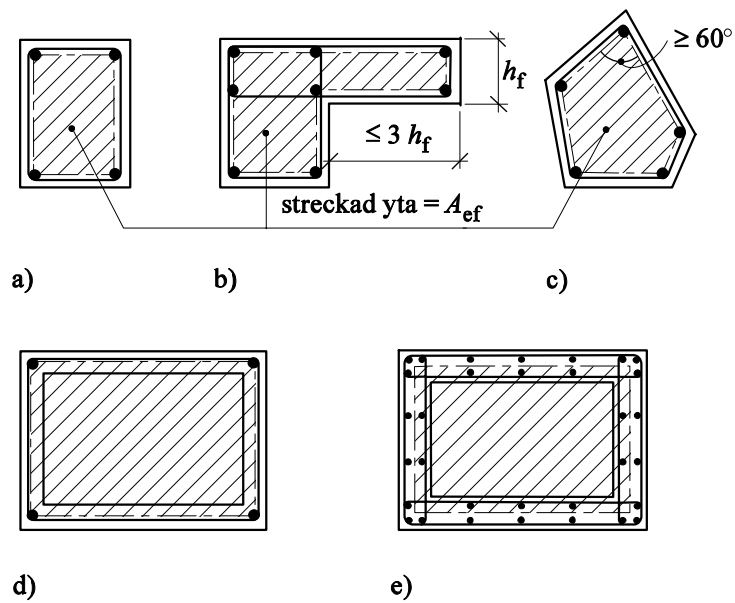
Z är betongtvärsnittets vridmotstånd enligt plasticitetsteori

f_t är betongens formella vridhållfasthet, som beräknas enligt ekvation 3.8.3b

$$f_t = 0,4 f_{ct} + 0,2 \sigma_{cm} \quad \text{dock} \leq f_{ct} \quad (3.8.3b)$$

där σ_{cm} är medeltryckspänning av effektiv spännkraft eller normalkraft dividerad med $1,2\gamma_n$ där γ_n är partialkoefficient enligt avsnitt 1.1.1.4.

För lådtvärsnitt tillämpas ekvation 3.8.3a på alla ingående väggar, med värden på V_{Sd} , V_c och V_i för respektive vägg. Vidare ersätts $T_{Sd}/(Z f_t)$ med $q_d/(h f_t)$, där q_d är skjuvflöde enligt ekvation 3.8.3c samt h är väggjocklek och f_t formell vridhållfasthet för respektive vägg.



Figur 3.8.3a – e Exempel på slutna byglar och hur arean A_{ef} beräknas

För encelligt lådtvärsnitt beräknas skjuvflödet q_d ur

$$q_d = \frac{T_d}{2 A_{ef}} \quad (3.8.3c)$$

där A_{ef} är area innesluten av lådväggarnas medellinjer, se figur 3.8.3d – e.

I konstruktionsdel med tvärkraftsarmering, som räknas statiskt verksam enligt avsnitt 3.7.4.2 och är utformad som slutna byglar vinkelrätt mot längdriktningen, kan vridmomentkapaciteten anses vara tillräcklig om

$$T_d \leq 0,3 Z f_{ct} \quad (3.8.3d)$$

För inverkan av enbart vridning i icke böjsprucket tvärsnitt kan som alternativ till det ovanstående vridmomentkapaciteten beräknas enligt *High Performance Concrete Structures - Design Handbook*, avsnitt 3.8.3.

3.8.4 Armerad betong med vridarmering

Om vridmomentkapaciteten inte är tillräcklig enligt avsnitt 3.8.3, läggs armering in för hela vridmomentet. I lådtvärsnitt läggs armering in för hela skjuvflödet av vridmoment i de väggar där vridmomentkapaciteten inte är tillräcklig.

Vridarmering, bestående av längsgående stänger och slutna byglar vinkelrätt mot längdriktningen, adderas till övrig armering och beräknas enligt nedan.

$$\frac{A_{st}}{s} \geq \frac{T_d}{2 A_{ef} f_{sv}} \tan \theta \quad (3.8.4a)$$

$$\frac{A_{sl}}{u_{ef}} \geq \frac{T_d}{2 A_{ef} f_{sl} \tan \theta} \quad (3.8.4b)$$

där

A_{ef} är för massivt tvärsnitt och encelligt enkelarmerat lådtvärsnitt den area som innesluts av räta linjer mellan närbelägna hörnstängers tyngdpunkter, se figur 3.8.3a – d och för encelligt dubbelarmerat lådtvärsnitt den area som innesluts av lådväggarnas medellinjer, se figur 3.8.3e

A_{sl} är area för längsgående vridarmering

A_{st} är area för en bygelstång

f_{sl} är dimensionerande draghållfasthet för längsgående vridarmering

f_{sv} är dimensionerande draghållfasthet för byglar, dock inte högre än $f_{st} = 520/(1,15\gamma_n \text{ MPa})$

s är avstånd i längdriktningen mellan byglar

u_{ef} är omkrets för A_{ef}

θ är vinkel mellan den sneda tryckspänningen och längdriktningen. För $\tan \theta$ godtas värden mellan 3/5 och 5/3, normalt väljs värdet $\tan \theta = 1$

A_{sl} fördelas jämnt utefter omkretsen av A_{ef} , så att den del av u_{ef} som motsvarar en stång blir ungefär proportionell mot stångarean.

För tryckt tvärsnitt eller tvärsnittsdel kan A_{sl} reduceras med arean N/f_{sl} , där N är tryckkraft i tvärsnittet eller tvärsnittsdel, exempelvis tryckzonen i en böjd balk. I det nämnda fallet beaktas tryckkraftens minskning på grund av eventuella skjuvsprickor, jämför avsnitt 3.9.2.

För tvärsnitt med inåtgående hörn och som kan delas upp i ett antal deltvärsnitt med enbart utåtgående hörn (t.ex. T-tvärsnitt som kan delas upp i två eller tre rektanglar), erhålls ett värde på h_{ef} för varje deltvärsnitt. Villkor 3.8.4a och 3.8.4b kan tillämpas på varje deltvärsnitt. Kapaciteten för hela tvärsnittet är summan av deltvärsnittens kapacitet.

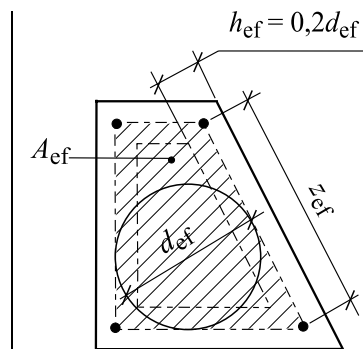
3.8.5 Övre gräns för vridmomentkapacitet

Risken för tryckbrott i balksidorna ger en övre gräns för vridmomentkapaciteten enligt

$$\left| \frac{V_{Sd} - V_i}{b_w d} + \frac{T_d}{2 A_{ef} h_{ef}} \leq 0,25 f_{cc} \right. \quad (3.8.5)$$

där h_{ef} är väggjocklek i tänkt lådtvärsnitt enligt figur 3.8.5, för lådtvärsnitt dock högst verklig väggjocklek.

För tvärsnitt med inåtgående hörn och som kan delas upp i ett antal deltvärsnitt tillämpas samma princip för uppdelning av tvärsnitt och summering av deltvärsnittens kapacitet som vid dimensionering av vridarmering enligt avsnitt 3.8.4.



Figur 3.8.5 Exempel på hur väggjockleken h_{ef} bestäms. d_{ef} är diametern för den största cirkel som kan inskrivas i ytan A_{ef}

I konstruktionsdel med höga normaltryckspänningar begränsas bärformågan av den sneda huvudtryckspänningen. Detta kan t.ex. inträffa i en nära centriskt belastad pelare påverkad av vridande moment eller i

tryckzonen i ett böjt och vridet lådtvärsnitt. Tryckspänningen begränsas till f_{cc} . Där vridsprickor förväntas uppkomma (enligt ekvation 4.5.3c med $\zeta = 2$) bör dock spänningen begränsas till $0,5f_{cc}$.

3.8.6 Alternativ dimensionering av vridarmering

Tvärgående armering kan dimensioneras enligt avsnitt 3.7.4.3 för den kombinerade inverkan av vridmoment och tvärkraft. Massivt tvärsnitt kan härvid behandlas som ett fiktivt lådtvärsnitt enligt figur 3.8.5. Inverkan av vridning i form av en skjuvkraft V_{Td} adderas till tvärkraften i aktuell lådvägg, med beaktande av riktning. För encelligt lådtvärsnitt gäller

$$V_{Td} = \frac{T_{Sd} z_{ef}}{2A_{ef}} \quad (3.8.6)$$

där

T_{Sd} är dimensionerande vridmoment
 A_{ef} är effektiv area enligt avsnitt 3.8.4
 z_{ef} är effektiv areas sidlängd för aktuell lådvägg

Längsgående vridarmering dimensioneras enligt avsnitt 3.8.4, med samma värde på θ som det som använts för dimensionering av tvärgående armering.

3.8.7 Anordning av armering

För bygelavståndet s gäller

$$s \leq d_{ef} \quad \text{dock högst 400 mm} \quad (3.8.7a)$$

Dessutom gäller om T_d/Z eller q_d/h_{ef} är större än f_{ct}

$$s \leq 0,125 u_{ef} \quad (3.8.7b)$$

Längsgående armering bör omslutas av byglar. En längsgående stång bör finnas i varje brytpunkt på byglarna. Avstånd mellan längsgående stänger bör vara högst 400 mm. Exempel på utformning av slutna byglar ges i figur 3.8.3. Förankring och skarvning av bygelstång utförs enligt avsnitt 3.9.1, 3.9.3 och figur 6.2.6.2a – e.

3.9 Förankring och anordning av armering

3.9.1 Förankring av armering

3.9.1.1 Allmänna principer

BKR, avsnitt 7:3128, första och andra stycket

För undvikande av sprött brott skall armering förankras och anordnas så att dess övre sträckgräns eller 0,2-gräns med minst 95 % sannolikhet kan uppnås innan förankringsbrott eller skarvbrott inträffar.

Råd: Exempel på dimensioneringsmetoder för armeringens förankring finns i *BBK* avsnitt 3.9.1.

Följande metoder kan tillämpas:

- Armeringens förankring dimensioneras för 10 % större kraft än den som beräknas uppträda vid dimensioneringslast
- Skarvar, som är beroende av betongens hållfasthet, dimensioneras för 10 % större kraft än den som svarar mot dimensioneringsvärdet f_{std} för armeringen.

Den angivna marginalen på 10 % är beaktad i efterföljande dimensioneringsmetoder.

Förankring kan åstadkommas genom

- a. en över armeringens yta fördelad vidhäftningsspänning enligt avsnitt 3.9.1.2 eller 3.9.1.3
- b. koncentrerade förankringar vid påsvetsade tvärtrådar eller tvärpin-nar enligt avsnitt 3.9.1.4
- c. ändankare enligt avsnitt 3.9.1.5

Förankring av dragen armeringsstång kan ske genom enbart vidhäftning enligt punkt a för kamstänger, för profilerade stänger, för tråd och linor som spännarmering samt för icke kalldragna släta stänger med $\varnothing \leq 10$ mm och $f_{yk} \leq 270$ MPa. I övriga fall förankras armering-

en med tvärtrådar eller tvärpinnar enligt punkt b eller ändankare enligt punkt c.

Vid kombination av förankring enligt punkterna a, b och c kan full samverkan mellan de olika komponenterna normalt ej tillgodoräknas. Vid en kombination kan man utnyttja inverkan av hela den största och hälften av de övriga av dessa komponenter.

3.9.1.2 Förankring genom vidhäftning vid ospänd armering

Vidhäftningsspänningen antas jämnt fördelad över armeringens yta med ett högsta värde (vidhäftningshållfasthet) av

$$f_b = \eta_1 \eta_2 \eta_3 \eta_4 f_{ct} + \Delta f_b \quad (3.9.1.2a)$$

där

η_1 beror av armeringens ytbeskaffenhet, enligt a nedan

η_2 beaktar undergjutningshöjd och tvärgående dragspänningar, enligt b nedan

η_3 beaktar eventuell buntning enligt c nedan

η_4 beaktar inverkan av täcksikt och stångavstånd, enligt d nedan

f_{ct} är dimensioneringsvärde för betongens draghållfasthet, dock högst vad som svarar mot $f_{ctk} = 2,7$ MPa

Δf_b beaktar inverkan av tvärarmering, enligt e nedan

Dessutom gäller övre gränser för vidhäftning enligt f nedan.

Mer nyanserade metoder finns i *Betonghandbok – Konstruktion* avsnitt 3.9:122.

a. Armeringens ytbeskaffenhet

Följande värden på faktorn η_1 i tabell 3.9.1.2a kan användas, förutsatt att avsnitt 3.9.5 (täckande betongskikt) och avsnitt 3.9.6 (avstånd mellan stänger) tillämpas.

Tabell 3.9.1.2a Värden på faktorn η_1

Typ av armering	η_1
Slät kalldragen tråd	0,5 ¹
Slät varmvalsad stång	0,9
Profilerad stång	1,3
Kamstång	1,4

¹ Gäller endast armeringsnät.

b. *Undergjutningshöjd och tvärgående dragspänningar*

Faktorn η_2 kan beräknas enligt

$$\eta_2 = 1 - \frac{\alpha(u - 100)}{150} \quad \text{och} \quad 1 - \alpha \leq \eta_2 \leq \eta_t \quad (3.9.1.2b)$$

där

η_t = 1,0 om betongen är osprucken enligt nedan, 0,8 i annat fall

α = 0,3 för kamstänger, 0,5 för övrig armering

u är undergjutningshöjd i mm (motsvarar c_1 i figur 3.9.1.2a – b)

Värdet på η_t beror på om betongen kan betraktas som osprucken för tvärgående dragspänningar vid kontroll i brottgränstillstånd enligt avsnitt 4.5.3 och $\zeta = 2$.

För underkantsarmering i flera lager med fritt avstånd högst $3\emptyset$ och högst 100 mm kan värdet på u för det understa lagret tillämpas för samtliga lager. Vid större avstånd används värden på u för respektive lager.

Om armeringen lutar mer än 20° mot horisontalplanet behöver undergjutning inte beaktas, dvs. $\eta_2 = \eta_t$.

c. *Buntning*

För buntad armering beräknas vidhäftande area som för rund stång med samma tvärsnittsarea som buntens. Vidare gäller $\eta_3 = 0,8$ för bunt av två stänger och $\eta_3 = 0,7$ för tre stänger. Utan buntning gäller $\eta_3 = 1$. Övriga regler för buntning, se avsnitt 3.9.7.

d. *Täckande betongskikt och avstånd mellan stänger*

För kamstänger och profilerade stänger (även i nät) kan faktorn η_4 enligt ekvation (3.9.1.2c) användas; för annan armering gäller $\eta_4 = 1$.

$$\eta_4 = \frac{\beta}{3} \left(1 + \frac{2c}{\varnothing} \right) \quad (3.9.1.2c)$$

där

c är det minsta av måtten c_1 , c_2 och $(s_1 - \varnothing)/2$ enligt figur 3.9.1.2a – b

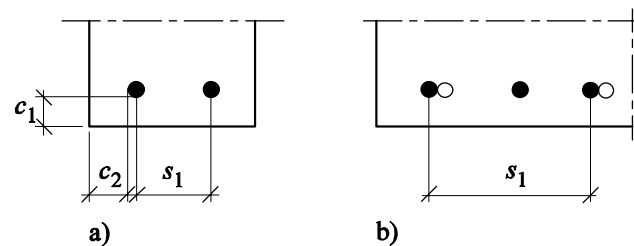
β är faktor för gles armering i ett lager:

$$= 1,0 \text{ om } s_1 < \max \{ 5\varnothing, 3c + \varnothing \}$$

$$= 1,6 \text{ om } s_1 > \max \{ 9\varnothing, 6c + \varnothing \}$$

rätlinjig interpolering för mellanliggande värden

Avståndet s_1 är avståndet mellan stänger för vilka vidhäftning utnyttjas på samma sträcka.



Figur 3.9.1.2a – b Exempel på täcksikt och stängavstånd

e. *Tvärarmering*

Inverkan av tvärarmering kan beräknas som ett tillskott till vidhäftningen enligt:

$$\Delta f_b = k \frac{A_{st}}{s_2 \varnothing} \quad \text{dock } \leq 1,5 \text{ MPa} \quad (3.9.1.2d)$$

där

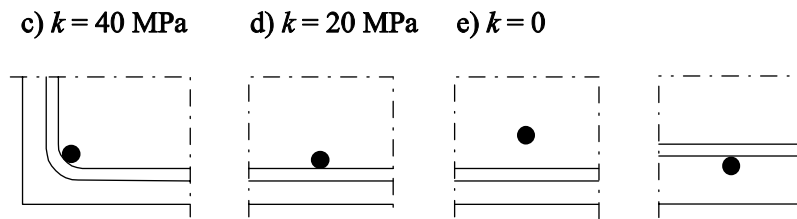
A_{st} är area för en tvärarmeringsstång

s_2 är centrumavstånd mellan tvärarmeringsstänger

\varnothing är diameter för förankrad stång

k är konstant med värden enligt nedan och figur 3.9.1.2c – e

För $k = 40$ MPa c) förutsätts böckad armering med villkor 3.9.4.2b – c uppfyllt. För $k = 20$ MPa d) förutsätts rak tvärarmering utanför och i kontakt med den förankrade armeringen, i annat fall gäller $k = 0$ e).



Figur 3.9.1.2c – e Värden på k i ekvation 3.9.1.2d

f. Övre gränser för vidhäftning

För kamstänger och profilerade stänger gäller följande begränsning, oavsett täcksikt, stångavstånd eller tvärrarmering:

$$f_b \leq \eta_2 \eta_b f_{ct} \quad (3.9.1.2e)$$

där

$\eta_b = 3,0$ för kamstänger, $2,5$ för profilerade stänger

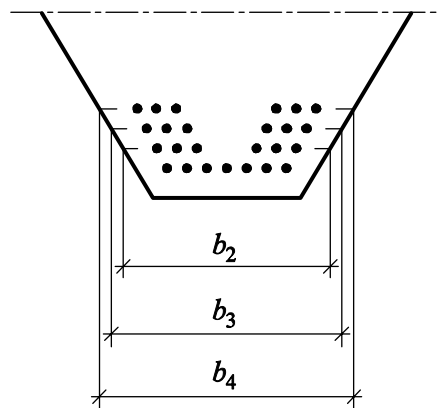
För en grupp dragna armeringsstänger i flera lager, där förankringsbrott kan ske genom spjälkning utefter något av armeringsplanen, gäller dessutom följande begränsning:

$$f_b \leq 1,4 \eta_2 f_{ct} \frac{b}{\sum \pi \varnothing} \quad (3.9.1.2f)$$

där

b är tvärsnittsbredd i nivå med gruppens övre armeringslager
 $\sum \pi \varnothing$ är summa omkrets för förankrade eller skarvade stänger i gruppen

Om bredden varierar med tvärsnittshöjden enligt figur 3.9.1.2f gäller det lägsta värde på f_b som kan beräknas för olika nivåer.



Figur 3.9.1.2f Exempel på olika nivåer för bestämning av lägsta vidhäftning enligt ekvation 3.9.1.2f vid varierande bredd. b_2 är breddmått för de två understa armeringslagren, b_3 för de tre understa etc

3.9.1.3 Förankring genom vidhäftning vid spännarmering

Vid förespänd armering antas spännkraften bli överförd till betongen utefter en sträcka l_b . Om överföringssträckan bestäms genom provning bör överföringszonen beträffande utformning och spänningstillstånd så nära som möjligt likna den aktuella konstruktionen.

Kraftöverföringen antas vara konstant inom en sträcka l_b enligt

$$l_b = \beta_0 \varnothing \quad (3.9.1.3a)$$

där

\varnothing är spännarmeringens nominella diameter

och

$$\beta_0 = \frac{\alpha_1 \alpha_2 \sigma_{pi}}{\eta_p \eta_2 f_{ct}(t)} \quad (3.9.1.3b)$$

där

α_1 = 1,0 vid långsam avspänning, 1,25 vid snabb avspänning

α_2 = 0,25 för profilerad tråd eller stång, 0,19 för lina

σ_{pi} är initiell förspänning

η_p = 2,7 för profilerad tråd eller stång, 3,2 för lina

η_2 beaktar undergjutning enligt avsnitt 3.9.1.2 (här med $\eta_t = 1$)

$f_{ct}(t)$ är dimensionerande draghållfasthet svarande mot betongens hållfasthet vid tiden för avspänning

Som dimensioneringsvärde på överföringssträckan används ett högt eller lågt värde enligt ekvation 3.9.1.3c respektive ekvation 3.9.1.3d, beroende på vilket som är ogynnsammast. Normalt är ett lågt värde ogynnsammast med hänsyn till spjälkspänningar i samband med avspänning, och ett högt värde med hänsyn till förankring, tvärkraft m.m. i brottgränstillstånd.

$$l_{bd} = 0,8l_b \quad (3.9.1.3c)$$

$$l_{bd} = 1,2l_b \quad (3.9.1.3d)$$

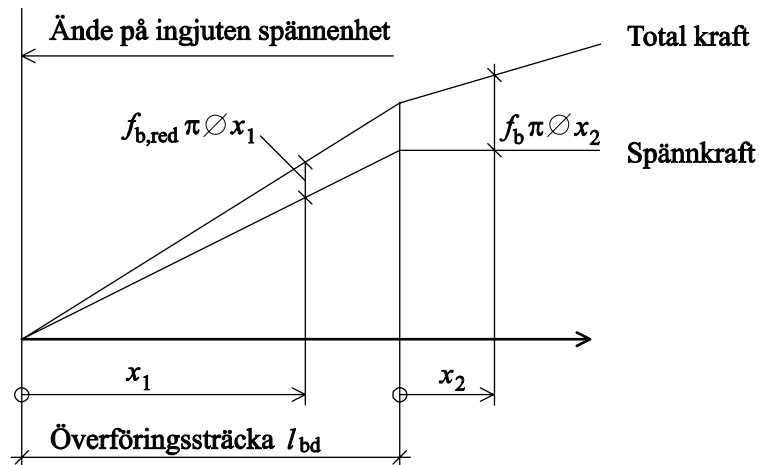
För förankring av dragkraft utöver kraft av förspänning kan vidhäftningen beräknas enligt regler för ospänd armering, varvid η_1 sätts till 1,2 för lina. Inom överföringssträckan begränsas vidhäftningen $f_{b,red}$ enligt ekvation 3.9.1.3e, jfr figur 3.9.1.3:

$$f_{b,red} = f_b \left(1 - \frac{\sigma_p}{f_{st}} \right) \quad (3.9.1.3e)$$

där σ_p är effektiv förspänning efter förluster.

Vid efterspänd armering som genom injektering i kabelrör gjorts vidhäftande bör den beräknade vidhäftningsspänningen vara högst 1,2 MPa.

Vidhäftningen mellan kabelrör och kringgjuten betong respektive injekteringsbruk kan bestämmas enligt avsnitt 3.9.1.2 med $\eta_1 = 1,3$.



Figur 3.9.1.3 Kraftvariation vid änden av förespänd armeringsenhet

3.9.1.4 Förankring genom tvärtrådar eller tvärpinnar

Den koncentrerade förankringskraft ΔF , som kan tas upp av påsvetsade tvärtrådar eller tvärpinnar t.ex. vid armeringsnät kan antas vara högst lika med fordrat värde på den kraft svetsförbindningarna kan ta upp, dividerat med $1,3 \gamma_n$, där γ_n beror av aktuell säkerhetsklass enligt avsnitt 1.1.1.4. Med hänsyn till risken för spjälkning bör dock förankringskraften begränsas till

$$\Delta F \leq 200 \varnothing_t^2 f_{ct} \quad (3.9.1.4)$$

där \varnothing_t är tvärtrådarnas diameter eller tvärpinnarnas tvärmått vinkelrätt mot kraftriktningen.

3.9.1.5 Förankring genom ändankare

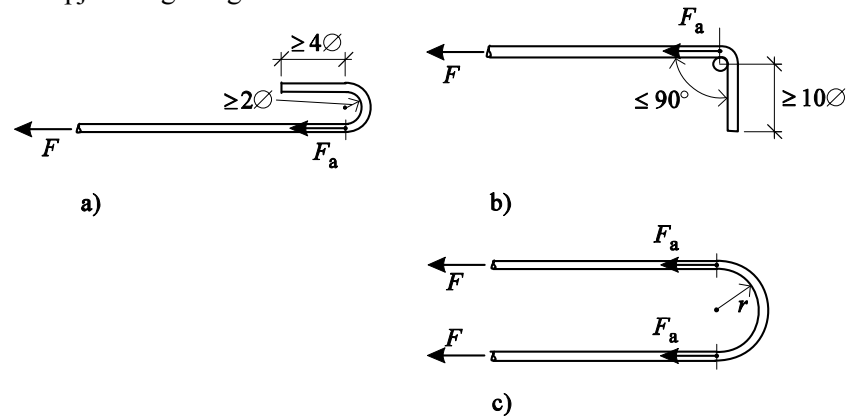
Den koncentrerade förankringskraft, som kan tas upp av ändkrok eller armeringsbock över hörnstång, kan för dragen stång beräknas ur

$$F_a = A_s \xi f_{ct} \quad (3.9.1.5a)$$

där

A_s är tvärsnittsarea för förankrad stång
 ξ = 90 för ändkrok på slät stång, se figur 3.9.1.5a
 ξ = 60 för armeringsbock över hörnstång med diameter minst lika med den bockade stångens diameter, se figur 3.9.1.5b.
 Vid armeringsbock typ b) i figur 3.9.1.5 kan vidhäftning tillgodoräknas mot stängdelen bortom bocken

Armeringsslinga enligt figur 3.9.1.5c bör dimensioneras med hänsyn till spjälkning enligt ekvation 3.9.4.2a.



Figur 3.9.1.5a – c Ändankare bestående av
 a. ändkrok,
 b. armeringsbock över hörnstång och
 c. slinga

Vid förankring av tryckt stång kan ovan behandlade förankringstyper inte förutsättas ta upp kraft. Däremot kan tryckt stångande antas att i full samverkan med vidhäftning överföra kraften

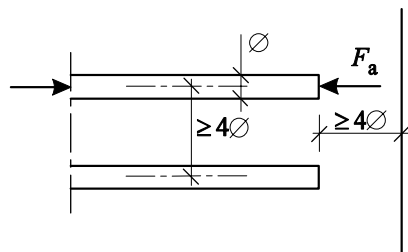
$$F_a = A_s \xi f_{cc} \quad (3.9.1.5b)$$

där

A_s är stångens tvärsnittsarea
 och

$$\xi = \begin{cases} 2,5 & \text{för vanlig eller tung betong} \\ 1,0 & \text{för lättballastbetong} \end{cases}$$

Det ovanstående förutsätter att avståndet mellan stångände och betongyta är så stort att utstansning inte sker. Avståndet $4\varnothing$ vid stänger med inbördes centrumavstånd $\geq 4\varnothing$ kan anses tillräckligt, se figur 3.9.1.5d.



Figur 3.9.1.5d Ändförankring av tryckt stång

Den till stångänden koncentrerade förankringskraft F_a som tas upp av ankringsringar o.d., kan antas vara lika med fordrat värde på den kraft förbandet mellan stång och ankringsring kan ta upp, dividerat med $1,2\gamma_n$, där γ_n beror av aktuell säkerhetsklass enligt avsnitt 1.1.1.4. Därutöver beaktas prägling och spjälkning av betongen enligt avsnitt 3.10. Se även *Betonghandbok – Konstruktion* avsnitt 3.10.

3.9.2 Avslutning av armering

BKR, avsnitt 7:3128, tredje och fjärde stycket

Armering skall i varje snitt kunna uppta den kraft som uppträder vid dimensioneringslast, med beaktande av sneda sprickors inverkan.

Råd: Exempel på metoder för avslutning av armering finns i *BBK* avsnitt 3.9.2.

Den kraft som kan tas upp i ett snitt beror av armeringens hållfasthet och tvärsnittsarea samt i vissa snitt även av dess förankring.

Kraften som kan tas upp i en armeringsstång, i ett snitt inom stångens förankringslängd, beror av avståndet från stångänden (eller från annat snitt där dragkraften är noll) enligt avsnitt 3.9.1.

Ökningen av dragkraften till följd av sneda sprickor kan beaktas genom en förskjutning a_1 av dragkraftskurvan enligt figur 3.9.2a – b. För konstruktionsdel med statiskt verksam vertikal tvärkraftsarmering enligt avsnitt 3.7.4.2 och lika delning mellan byglar, kan a_1 beräknas ur

$$a_1 \geq \frac{s V_d}{2 A_{sv} f_{sv}} \quad (3.9.2a)$$

där

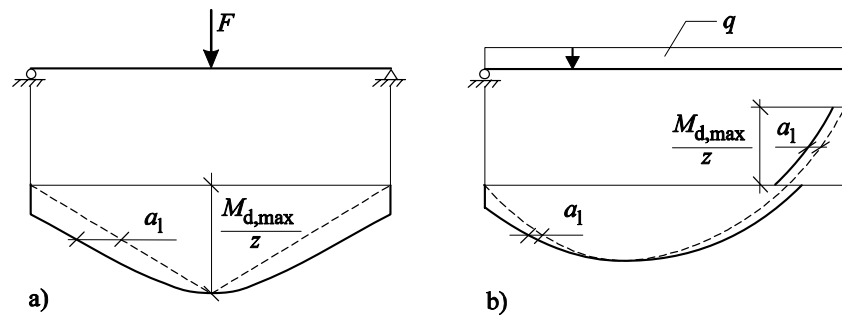
A_{sv} är area för en bygelarmeringsenhet (stångarea gånger antal bygelskänklar per bygel)

f_{sv} är byglarnas utnyttjningsbara draghållfasthet, se avsnitt 3.7.4.2

s är bygelavstånd i konstruktionsdelens längdriktning.

a_1 behöver inte ges större värde än 1,5 gånger tvärsnittets effektiva höjd d och bör vid vertikala byglar inte understiga $0,5d$. För icke tvärkraftsarmerad konstruktionsdel kan antas att $a_1 = 1,5d$.

Invid lastangrepp i fält där tvärkraften byter tecken och invid upp-
lag för inspänd eller kontinuerlig konstruktionsdel begränsas drag-
kraften till $M_{d,max}/z$, se figur 3.9.2a – b.



Figur 3.9.2a – b Exempel på dragkraftsvariation i böjarmeringen i balkar där skjuvarmering erfordras i
a. balk med punktlast och
b. balk med jämnt fördelad last. Streckad linje är dragkrafts-
variation enligt momentdiagrammet utan hänsyn till sneda
sprickor

Inom icke böjsprucket område av konstruktionsdel utan statistiskt verksam tvärkraftsarmering kan antas att $a_1 = 0$. Detta värde kan dock tillämpas först på det avstånd från böjsprucket område som krävs för förankring av kraften ($F_2 - F_1$) i armeringen enligt figur 3.9.2c. Gränsen för böjsprucket område beräknas enligt avsnitt 4.5.3 med $\zeta = 2,0$.

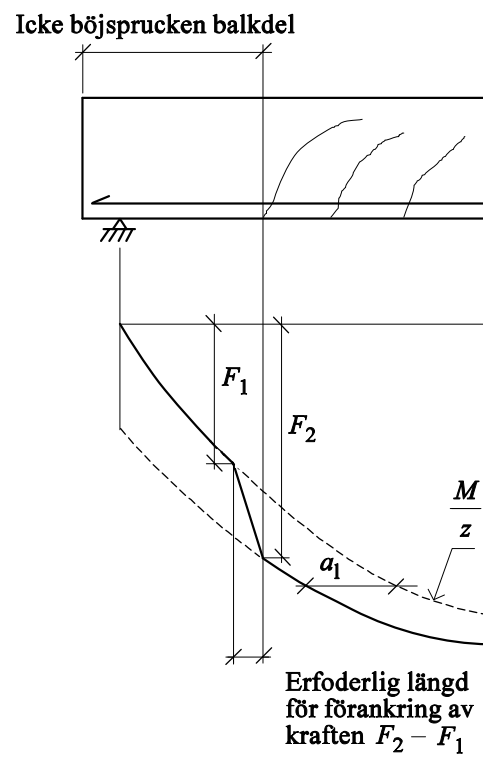
Ett noggrannare värde på dragkraften i böjarmeringen i konstruktionsdel med statistiskt verksam tvärkraftsarmering kan erhållas på följande sätt. Konstruktionsdelen betraktas som ett fackverk, där lutningen hos de tryckta betongsträvorna (lika med lutningen hos tänkt skjuvspricka) bestäms av att hela tvärkraften tas upp av tvärkraftsarmering, se figur 3.9.2d. Om tvärkraftsarmering har dimensionerats enligt avsnitt 3.7.4.3 är lutningen lika med θ som använts vid denna dimensionering. Brantare lutning än 45° bör inte förutsättas. Dragkraften F_t i böjarmeringen bestäms ur en momentekvation. Kraften F_w är resultant till krafterna i den tvärkraftsarmering som skärs av den tänkta skjuvsprickan, vid spänning lika med f_{sv} enligt avsnitt 3.7.4.2. Dragkraften F_t behöver inte ges större värde än vad som motsvarar $a_1 = 1,5d$, se figur 3.9.2a – b.

Dragkraften kan beräknas förenklat enligt nedan (svarande mot att last ovanför skjuvsprickan försummas):

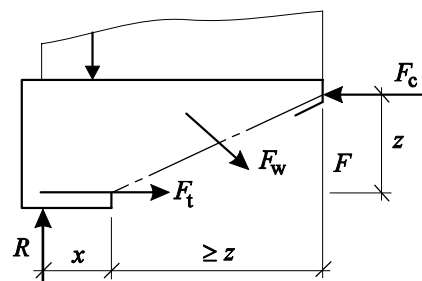
$$F_s = \frac{M_d}{z} + 0,5V_d (\cot \theta - \cot \beta) \quad \text{dock } F_s \leq \frac{M_{d,\max}}{z} \quad (3.9.2b)$$

där

M_d	är moment i det snitt för vilket dragkraften beräknas
V_d	är tvärkraft i samma snitt
z	är inre hävarm
θ	är lutning enligt ovan
β	är tvärkraftsarmeringens lutning enligt 3.7.4.2 – 3



Figur 3.9.2c Dragkraftens variation mellan böjsprucket och icke böjsprucket område i en balk utan skjuvarmering



Figur 3.9.2d Balkdel med angripande krafter för bestämning av dragkraften i böjarmeringen i snitt x från upplag

3.9.3 Omlottskarvning av armering

BKR, avsnitt 7:3128, femte och sjätte stycket

Omlottskarvar skall utformas så att stångändarna får erforderlig förankring och så att aktuell kraft kan överföras från den ena stången till den andra. Den ökade spjälkningsrisken vid närliggande skarvar skall beaktas.

Råd: Exempel på metoder för omlottskarvning av armering finns i *BBK* avsnitt 3.9.3.

Skarvlängden kan bestämmas enligt metoderna för förankring i avsnitt 3.9.1, om nedanstående villkor a till c uppfylls.

- a. I samma tvärsnitt skarvas inte mer dragarmering än vad som svarar mot den minsta arean av följande: halva armeringsarean eller arean för ett armeringslager (det med största arean). (Skarvar anses ligga i samma tvärsnitt om avståndet mellan skarvcentra är mindre än skarvlängden.) I ett armeringslager skarvas högst varannan stång. Armeringsnät i ett lager med minsta avståndet $15\varnothing$ mellan stängerna får dock skarvas i samma snitt.
- b. För armeringsnät medräknas endast tvärstänger som med minst 20 mm överlappar yttersta tvärstången i det andra nätet. Skarvlängden är minst 200 mm, räknat från den yttersta tvärstången i varje nät, och omfattar minst två tvärstänger.
- c. Större skarvlängd än $80\varnothing$ tillgodoräknas inte.

Avsteg från villkor a får göras om följande två villkor båda är uppfyllda.

- Speciella åtgärder föreskrivs på ritning, för att säkra att täckskikt och avstånd mellan stänger inte blir mindre än enligt avsnitt 3.9.5 respektive 3.9.6.
- Tvärarmering dimensionerad enligt ekvation 3.9.1.2d, för $\Delta f_b = 0,25$ gånger utnyttjat värde på f_b anordnas inom skarvlängdsområdet. Denna tvärarmering får inte tillgodoräknas för reduktion av skarvlängden. Vid armering i ett lager och med minsta avståndet $15\varnothing$ mellan stängerna behöver inte tvärarmering anordnas.

Om det av praktiska skäl är svårt att tillämpa metoderna för skarvning i samma tvärsnitt t.ex. för upphängningsarmering i skivkonstruktioner, kan skarvningen göras exempelvis med mötande slingor.

Omlottskarvning kan även beräknas enligt mer nyanserade metoder i *Betonghandbok – Konstruktion* avsnitt 3.9:3. Beträffande svetsade och mekaniska skarvar, se avsnitt 7.5.3 och 7.5.4.

Skarvning av buntad armering kan utföras enligt *Betonghandbok - Utförande*, avsnitt 3:3.6.2.

3.9.4 Bockningsradier

BKR, avsnitt 7:3128, sjunde och åttonde stycket

Bockningsradier skall vara tillräckligt stora med hänsyn till armeringens bockbarhet och till risken för spjälkning i betongen.

Råd: Exempel på metoder för bestämning av bockningsradier finns i *BBK* avsnitt 3.9.4.

3.9.4.1 Armeringens bockbarhet

Med hänsyn till armeringens bockbarhet bör bockningsradien – den inre krökningsradien – inte understiga 0,75 gånger den vid bockprovning använda dorndiametern, förutsatt att bockningen utförs vid plusgrader, se avsnitt 8.6.1.

3.9.4.2 Bockningsradie med hänsyn till risken för spjälkning i betongen

Med hänsyn till risken för spjälkning i betongen bör bockningsradien r uppfylla följande villkor 3.9.4.2a. För c/\emptyset får inte sättas in större värden än 3,5.

$$\frac{r}{\emptyset} \geq 0,028 \frac{f_{st}}{f_{ct}} - 0,5 - \frac{1}{\sin(\beta/2)} \left(\frac{c}{\emptyset} + 0,5 \right) \quad (3.9.4.2a)$$

där

c är täckande betongskikt vinkelrätt mot bockningens plan, dock inte större än halva centrumavståndet vid flera parallella bockade stänger

\emptyset är stångdiameter

β är bockningsvinkel

Minsta bockningsradie anpassas till närmast större standardiserad bockningsradie enligt tabell 3.9.4.2a. I tabellen ges även tillhörande standardiserade dorndiametrar.

Tabell 3.9.4.2a. Standardiserade bockningsradier med tillhörande dorndiametrar i mm

Standardiserad bockningsradie	12	16	24	32	64	100	125	160	200	250	320
Motsvarande dorndiameter	22	28	44	58	116	180	225	290	360	450	570

Spjälkning behöver inte befaras, om en armeringsstång med minst samma dimension som den bockade stången passerar på insidan av bocken och vinkelrätt mot dess plan och är förankrad för dragkraft som motsvarar f_{st} .

Byglar och andra bockade stänger med hörnstänger bör utföras så att de ger en tillfredsställande fixering av hörnstängerna vilket är fallet om följande villkor 3.9.4.2b eller 3.9.4.2c är uppfyllt.

För $\varnothing_b \leq 12$ mm:

$$r \leq \varnothing_1 + 10 \text{ mm} \quad (3.9.4.2b)$$

För $\varnothing_b > 12$ mm:

$$r \leq \varnothing_1 + 50 \text{ mm} \quad (3.9.4.2c)$$

där

r är bygelns bockningsradie

\varnothing_1 är hörnstängens diameter

\varnothing_b är bygelns diameter

Byglar kan utföras med större bockningsradie än enligt villkor 3.9.4.2b och 3.9.4.2c, om istället tre längsgående stänger läggs in i bygelns krök. En längsgående stång placeras där bygelns krök startar, en stång i krökens mitt och en där bygelns krök slutar. De tre längsgå

ende stängerna bör ha en diameter som är minst lika stor som bygelns diameter. Bygelns bockningsradie bör vid det här utförandet uppfylla följande villkor.

$$5\varnothing_b \leq r \leq 10\varnothing_b \quad (3.9.4.2d)$$

3.9.5 Täckande betongskikt

BKR, avsnitt 7:3128, nionde och tionde stycket

Täckande betongskikt skall ha tillräcklig tjocklek med hänsyn till förankring och skarvning av armering samt ge erforderligt skydd mot korrosion och i vissa fall brand.

Råd: Täckande betongskikt bör väljas enligt SS 13 70 10.

Täckande betongskikt med hänsyn till förankring och skarvning samt korrosionsskydd ges i SS 13 70 10. Täcksiktstjocklekar med hänsyn till korrosionsskyddet gäller även för monteringsarmering.

För val av mått för täckande betongskikt med hänsyn till brandskydd hänvisas till litteraturen, t.ex. *Handbok för Brandteknisk dimensionering av betongkonstruktioner* av Yngve Anderberg och Ove Pettersson, Statens Råd för Byggnadsforskning 1992.

3.9.6 Minsta avstånd mellan parallella armeringsenheter

BKR, avsnitt 7:3128, elfte och tolfte stycket

Avstånd mellan parallella armeringsenheter skall vara tillräckligt stora med hänsyn till förankring och skarvning av armeringen samt med hänsyn till gjutning och bearbetning av betongen.

Råd: Lämpliga avstånd mellan parallella armeringsenheter anges i *BBK* avsnitt 3.9.6.

Med hänsyn till förankring och skarvning bör inte mindre basmått för fria avstånd mellan parallella armeringsenheter tillämpas än de minsta basmått som anges i följande tabell 3.9.6a – b.

Vid koncentrerade ändankarkrafter måste spjälkning beaktas särskilt, se avsnitt 3.10 och *Betonghandbok – Konstruktion* avsnitt 3.10.

Med hänsyn till gjutning och bearbetning bör fria avståndet mellan armeringsenheter överstiga ballastens största stenstorlek med minst 5 mm. Dessutom bör i erforderlig utsträckning spalter fria från armering och annat ingjutningsgods ordnas exempelvis enligt figur 3.9.6. Spalterna ges en bredd ≥ 100 mm. Se även *Betonghandbok – Konstruktion* avsnitt 3.9:5. Vid behov anordnas gjut- och vibreringsluckor.

Tabell 3.9.6a – b Minsta basmått för fria avstånd mellan parallella armeringsenheter

a. Ospänd armering

Armeringstyp	Fritt avstånd mm	
	I samma lager ¹	I olika lager
Kamstänger och profilerade stänger	2 \emptyset	1,5 \emptyset
Övrig armering	1,5 \emptyset	

b. Spännarmering

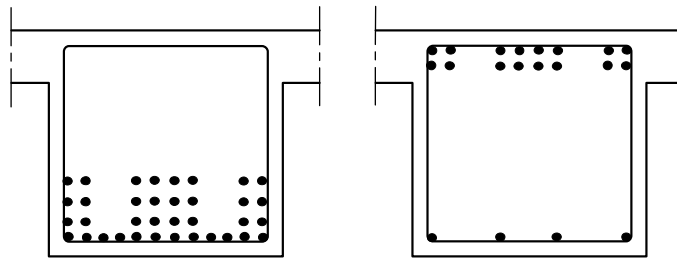
Armeringstyp	Fritt avstånd mm
Bunt av n st trådar eller linor ²	$\sqrt{n} \emptyset$
Enskilda trådar i förankringszon ³	\emptyset
Enskilda linor i förankringszon ^{3, 4}	3 \emptyset
Ursparingsrör vid efterspänd armering	30

¹ Avståndet mellan omlottskarvar får vara 0,5 \emptyset mindre.

² \emptyset är diameter för enskild tråd eller lina.

³ Gäller även om armeringen är buntad utanför förankringszonerna.

⁴ För betong av kvalitet C 45/55 eller högre kan minsta fria avstånd med hänsyn till förankring minskas till 2 \emptyset .



Figur 3.9.6 Anordning av armering med hänsyn till gjutning och bearbetning av betongen

3.9.7 Buntning av armering

BKR, avsnitt 7:3128, trettonde och fjortonde stycket

För armeringsbunt gäller samma krav som för enskild stång. Bunt skall utformas så att alla ingående stänger kan kringgjutats och eventuella mellanrum fyllas ut. Spjälkningsrisken vid bockning och vid placering av flera stänger i samma plan skall beaktas.

Råd: Exempel på metoder för buntning av armering finns i *BBK* avsnitt 3.9.7.

Krav och metoder för enskild armeringsstång finns i avsnitt 3.9.1 – 6. Vid tillämpning av dessa behandlas varje bunt som en enstaka rund stång med samma tvärsnittsarea som armeringsbunten och med en ekvivalent stångdiameter \varnothing_n . Buntens tvärsnittsarea A_{sn} och ekvivalenta stångdiameter \varnothing_n kan då beräknas ur ekvation 3.9.7a – b nedan.

$$A_{sn} = n A_s \quad (3.9.7a)$$

$$\varnothing_n = \varnothing \sqrt{n} \quad (3.9.7b)$$

där

n är antal stänger i bunten
 A_s är enskild stångs tvärsnittarea
 \varnothing är enskild stångs diameter

Detta är tillämpligt för bunt av ospänd armering om följande förutsättningar är uppfyllda:

- Högst tre kamstänger eller högst två stänger av annat slag är buntade. Fler än två stänger bör normalt inte vara buntade i samma plan.
- I armeringsnät är endast stänger i en riktning buntade. Tvärstängernas diameter är minst 0,8 gånger de buntade stängernas diameter.

För bunt av förespänd armering om högst fyra späntrådar eller spännlinor kan samma minsta fria avstånd, se tabell 3.9.6b, samt täckande betongskikt, se tabell 3.9.5a, som för enskild tråd eller lina tillämpas med ekvation 3.9.7a – b.

3.10 Prägling och spjälkning under lokalt tryck

BKR, avsnitt 7:3129, första och andra stycket

Lokalt tryck skall begränsas så att

- prägling inte inträffar i sådan omfattning att konstruktionen blir störd av den lokala deformationen, och
- spjälkning inte inträffar i sådan omfattning att spjälkning medför störd funktion eller nedsatt bärförmåga eller beständighet för konstruktionen.

Råd: Exempel på dimensioneringsmetoder finns i *BBK* avsnitt 3.10.

3.10.1 Prägling

Med prägling avses en lokal krossning av betongen direkt under tryckkraften. Prägling förutsätts inte inträffa om den lokala tryckspänningen begränsas enligt nedan.

För normal eller tung betong:

$$\sigma \leq f_{cc} \sqrt{\frac{A_1}{A_0}} \quad \text{dock högst } 3 f_{cc} \quad (3.10.1a)$$

För lättballastbetong:

$$\sigma \leq f_{cc} \left(\frac{A_1}{A_0} \right)^{4400} \quad \text{dock högst } 3 f_{cc} \frac{\rho}{2200} \quad (3.10.1b)$$

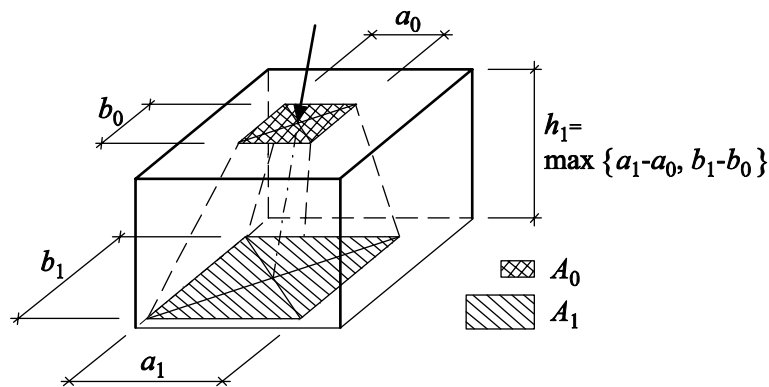
där

A_0 är den lokala tryckytans area, se figur 3.10.1

A_1 är maximal fördelningsarea enligt nedan

ρ är lättballastbetongens densitet ($\leq 2200 \text{ kg/m}^3$)

Fördelningsarean A_1 är likformig med tryckytan A_0 , centrisk kring kraftens verkningslinje och begränsad av konstruktionens kanter på ett avstånd h_1 från tryckytan, där $h_1 = \max \{a_1 - a_0, b_1 - b_0\}$. Se figur 3.10.1. Större fördelningsarea än $9A_0$ medräknas inte.



Figur 3.10.1 Tryckyta A_0 och fördelningsarea A_1

3.10.2 Spjälkning

Med spjälkning avses uppsprickning i betongen på grund av tvärgående dragspänningar på visst avstånd från tryckkraften. Spjälkning förutsätts inte inträffa om elasticitetsteoretiskt beräknad sammanlagd dragspänning är högst lika med $f_{ct}/2$, eller om tryckkraften F_S är högst lika med en kapacitet F_R , som är det största av följande värden:

$$F_R = 0,75 a b f_{ct} \quad (3.10.2a)$$

$$F_R = (0,5 + \beta) A f_{cc} \quad (3.10.2b)$$

där

- a är längden av den kortaste spjälksprickan genom tyngdpunkten för tryckytan, se exempel i figur 3.10.2a
- b är dubbla avståndet från tryckytans tyngdpunkt till konstruktionens närmaste kant, se figur 3.10.2a. Avståndet mäts vinkelrätt mot spjälksprickan genom tryckytan. Dock behöver inte b i formel 3.10.2a ges mindre värde än 8 gånger tryckytans längd b_1 i samma riktning. Dessutom gäller att b inte bör sättas in med större värde än $30b_1$ i ekvation 3.10.2a
- A är tryckytans storlek
- β är den andel av tryckytan som faller innanför en symmetrisk placerad yta A_2 , vars sidor har en längd av 0,6 gånger längden av konstruktionsytans sidor, se figur 3.10.2b. Dock får β högst sättas lika med 0,5

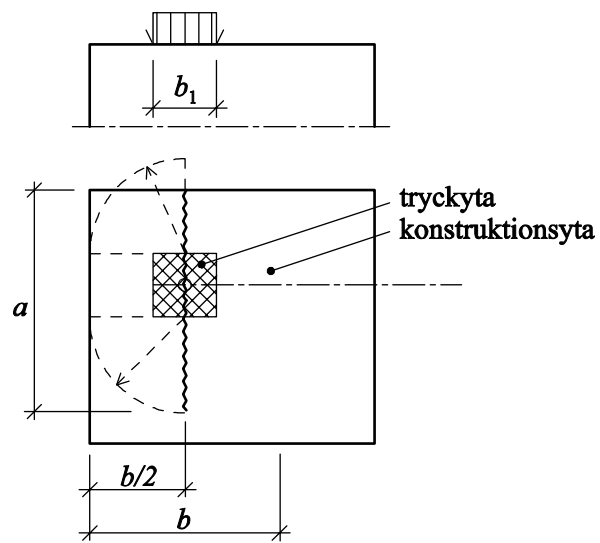
Om kriterierna ovan ger att spjälkning inte kan undvikas förutsätts att konstruktionen armeras så att jämviktsvillkoren efter uppsprickning kan uppfyllas, och så att eventuella spjälksprickor begränsas i erforderlig utsträckning.

Kraftspelet efter spjälkning kan ofta åskådliggöras genom tryckta betongsträvor och dragna armeringsstänger. Lämplig princip ges i figur 3.10.2c – d. Ekvationerna i figuren förutsätter att kraften angriper vinkelrätt mot tryckytan. Avståndet b_3 i figuren kan bestämmas av att tryckspänningen parallellt med ytan inte bör överstiga f_{cc} . I många fall kan principer för höga balkar tillämpas.

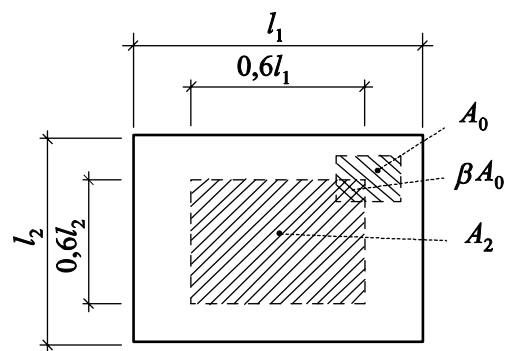
Armering erfordras ofta i två riktningar. Vid dimensionering bör inte utnyttjas högre spänning än vad som svarar mot $f_{st} = 520/(1,15\gamma_n)$ MPa.

För att begränsa sprickbredderna utanför tryckytan bör spjälkarmeringen kompletteras med ytarmering över hela konstruktionens yta l_1/l_2 enligt figur 3.10.2b. Ytarmering kan dimensioneras enligt avsnitt 4.5.6.

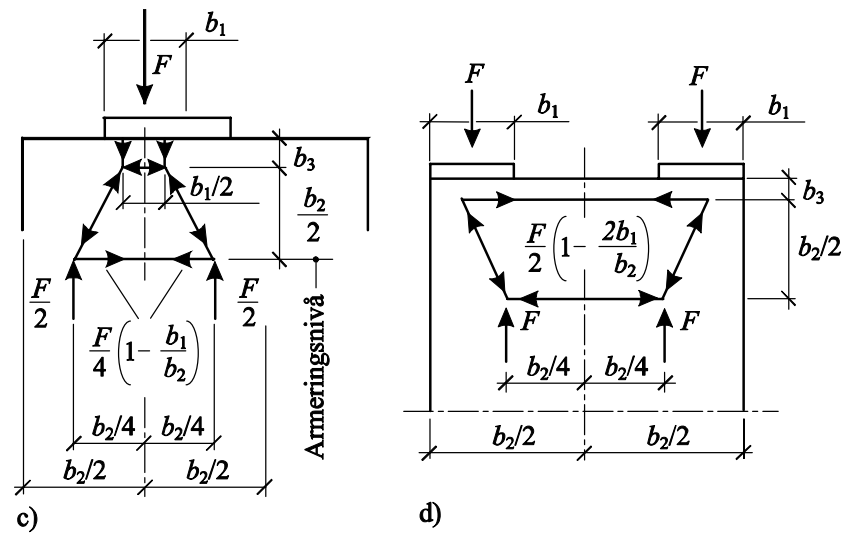
Se även *Betonghandbok – Konstruktion* avsnitt 3.10.



Figur 3.10.2a Spjälkspricka med definition av måtten a och b i ekvation (3.10.2a). Vid behov inläggsspjälkarmoring vinkelrätt mot sprickan. Spjälkning i vinkelräta riktningen kontrolleras på analogt sätt



Figur 3.10.2b Definition av faktorn β vid excentrisk tryckyta



Figur 3.10.2c – d Exempel på kraftspel för beräkning av spjälkarmering

3.11 Kraftöverföring genom fogar

3.11.1 Fogtyper

I detta avsnitt behandlas kraftöverföring genom följande slag av fogar:

- fog i platsgjuten betong
- fog mellan prefabricerat element och senare på- eller motgjuten betong
- fog mellan två prefabricerade element eller mellan platsgjuten betong och ett senare monterat element
- fog med vattenbilad fogyta.

3.11.2 Beräkning av krafter och moment i fogar

BKR, avsnitt 7:3129, tredje stycket

Vid beräkning av krafter och moment i fogar skall beaktas att hållfasthet och deformationsegenskaper kan vara olika för fogar och element, för olika fogar och för olika delar av samma fog.

3.11.3 Dimensionering

BKR, avsnitt 7:3129, fjärde och femte stycket

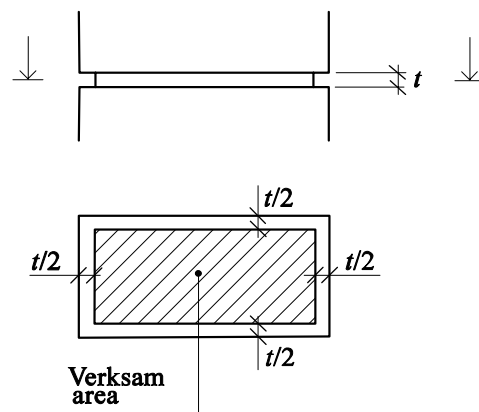
Dimensioneringen skall baseras på fogtypens funktionssätt vid kraftöverföring.

Råd: Exempel på dimensioneringsmetoder finns i *BBK* avsnitt 3.11.

Vid överföring av tryckkraft kan avsnitt 3.6 tillämpas. Avsnitt 3.6.3 tillämpas dock endast om tryck råder i hela fogen. Som dimensionerande tryckhållfasthet används det lägsta värdet för i fogen ingående betong och eventuellt fogbruk. Armeringsstänger kan medräknas, om de på båda sidor om fogen är godtagbart förankrade för tryck enligt avsnitt 3.9.

Vid fog som fylls med bruk genom understoppning eller jämförbar metod blir ofta den verksamma fogarean mindre än bruttoarean, dvs. den area som motsvarar de hopfogade delarnas mått. Detta kan beaktas genom att den verksamma fogarean beräknas ur bruttoareans mått minskade med fogtjockleken enligt figur 3.11.3a.

Om fogbruket inte kan förutsättas fylla ut fogen jämnt, eller om tryckkraften kan komma att överföras genom kilar av stål eller liknande anordning använd vid montage, bör elementen på båda sidor om fogen dimensioneras för lokalt tryck enligt avsnitt 3.10.



Figur 3.11.3a Verksam fogarea beräknad genom minskning av bruttoarea runt om med halva fogtjockleken t

Om kraftöverföring i fog sker genom direkt anliggning, fall c) enligt avsnitt 3.11.1, kan dimensioneringen utföras enligt avsnitt 6.8.

Vid överföring av dragkraft kan avsnitt 3.6.4 tillämpas. Härvid medräknas endast armeringsstänger som på båda sidor om fogen är godtagbart förankrade för dragning enligt avsnitt 3.9.

Vid överföring av skjuvkraft genom motgjuten fog eller bruksfog kan följande metod tillämpas. Skjuvspänningen i en fog begränsas till det lägsta av följande värden på fogsjuvuhållfastheten f_f (i MPa) för aktuell fogyta.

Slät yta:

$$f_f = 0,7(\rho f_{st} + \sigma_{fc}) \quad (3.11.3a)$$

$$f_f = 0,4f_{cc} \quad (3.11.3b)$$

Skrovlig rengjord yta:

$$f_f = 1,2(\rho f_{st} + \sigma_{fc}) \quad (3.11.3c)$$

$$f_f = \frac{f_{cc}}{25} + 0,8(\rho f_{st} + \sigma_{fc}) \quad (3.11.3d)$$

$$f_f = 0,4 f_{cc} \quad (3.11.3e)$$

Vattenbilad rengjord yta:

Som för skrovlig rengjord yta, dock kan man i detta fall alltid räkna med minst 0,4 MPa, oavsett armering och eventuell tryckkraft.

Yta med förtagningar enligt figur 3.11.3b:

$$f_f = 2,0(\rho f_{st} + \sigma_{fc}) \quad (3.11.3f)$$

$$f_f = 1,5k f_{ct} + 0,8(\rho f_{st} + \sigma_{fc}) \quad (3.11.3g)$$

$$f_f = 0,4 f_{cc} \quad (3.11.3h)$$

där

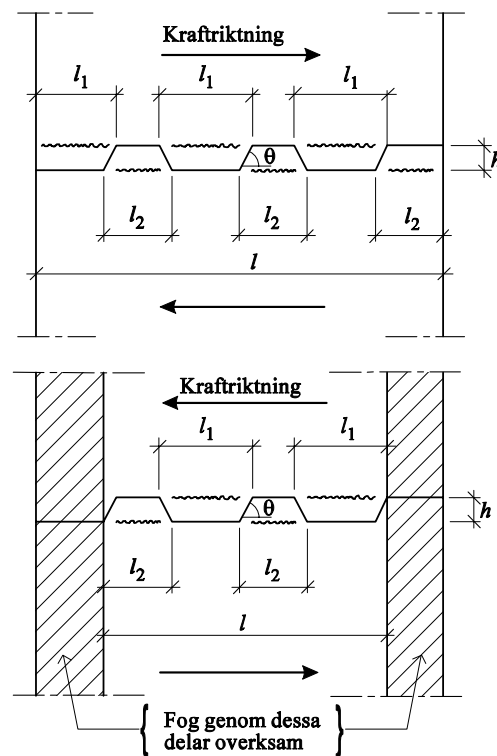
$$k = \min\left(\frac{\sum A_1}{A}, \frac{\sum A_2}{A}\right) \quad (3.11.3i)$$

och

- A_1 är basarea på förtagning med längden l_1 enligt figur 3.11.3b
- A_2 är basarea på förtagning med längden l_2 enligt figur 3.11.3b
- A är fogens area på längden l , se figur 3.11.3b
- f_{ct}, f_{cc} är betongens eller fogbrukets dimensionerande draghållfasthet respektive tryckhållfasthet (kan vara olika för delarna)

- ρ är fogens innehåll av genomgående armering, dvs. den sammanlagda tvärsnittsarean hos alla inom en yta A befintliga stänger dividerad med A
- σ_{fc} är tryckkraft per ytenhet genom fogen, bestämd för lägsta värde på normalkraften dividerad med $1,2\gamma_n$ (γ_n enligt avsnitt 1.1.1.4)

Vid bestämning av ρf_{st} medräknas endast armering som på båda sidor om fogen är godtagbart förankrad enligt avsnitt 3.9 och som inte tar upp yttre dragkraft.



Figur 3.11.3b Principskiss av fog med förtagningar. Verksamma snitt på förtagningar har markerats med \sim . Förtagningarnas baser l_1 och l_2 väljs så att $2,5 \leq l_1/h \leq 5$ och $2,5 \leq l_2/h \leq 5$ samt så att det finns minst två verksamma förtagningar av både längden l_1 och l_2 . Vinkeln θ väljs $\geq 60^\circ$ och $h \geq 10$ mm

En yta anses skrovlig om dess råhet mätt enligt SIS 81 20 05 uppgår till minst $s = 1,5$ mm. Detta uppnås normalt genom borstning. Värdet för skrovlig rengjord yta enligt ovan kan användas endast om det på ritning anges att ytan skall vara fri från smuts och hårdnat cementslam.

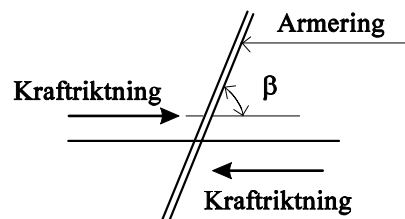
Om armeringen bildar vinkeln β mot kraftriktningen enligt figur 3.11.3c multipliceras ρ i ekvationerna 3.11.3a – g med

$$\sin \beta + \frac{\cos \beta}{\mu}$$

där μ är faktorn framför parentesen $(\rho f_{st} + \sigma_{fc})$.

För fog med vattenbilad fogyta förutsätts att utförandet särskilt kontrolleras.

Risken för brott utanför fogen (t.ex. att skjuvsprickor bildas med viss lutning mot fogen) beaktas för sig.

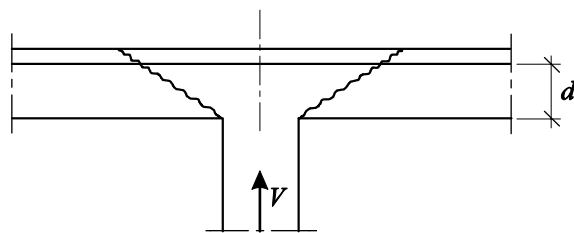


Figur 3.11.3c Fog med korsande armering

3.12 Genomstansning och skjuvning vid koncentrerade laster

3.12.1 Förutsättningar

I platta understödd av pelare eller annat koncentrerat stöd kan genomstansningsbrott inträffa, vilket innebär att en stympad kon stansas ur plattan vid pelaren, se figur 3.12.1.



Figur 3.12.1 Genomstansning i platta på pelare

I följande avsnitt 3.12.2 – 3.12.5 ges förenklade metoder för dimensionering med hänsyn till genomstansning av plattor utan skjuvarmering. För mer nyanserade metoder, som även gör det möjligt att beakta skjuvarmering, hänvisas till *Betonghandbok – Konstruktion* avsnitt 6.5:34.

Metoderna förutsätter att följande båda villkor är uppfyllda:

- Inga stora koncentrerade laster förekommer i närheten av stödet.
- Böjarmeringen över stödet består av rutarmering med konstant delning i bägge riktningarna. Vid innerpelare läggs rutarmeringen in inom en kvadrat med sidan c , varvid $c/2$ är avståndet från stödets centrum till det radiella momentets nollpunkt. Böjarmeringen förankras utanför denna kvadrat för en kraft $=A_s f_{st}$. Approximativt gäller att

$$c = 0,5 \sqrt{\frac{F_{Sd}}{q_d}} \quad (3.12.1)$$

där

F_{Sd} är stödreaktionens dimensioneringsvärde och

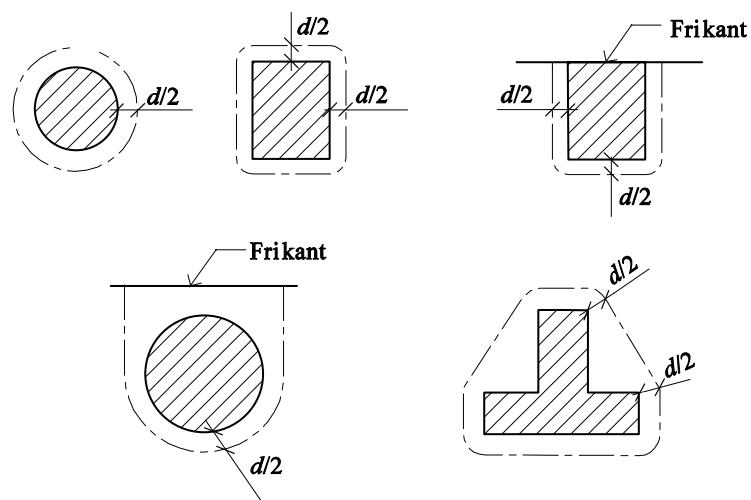
q_d är dimensioneringsvärdet för lasten per ytenhet på plattan

Vid kant- och hörnpelare beräknas c på motsvarande sätt.

3.12.2 Dimensioneringsnitt

Bärförmågan med hänsyn till genomstansning bestäms i ett dimensioneringsnitt med snittytan vinkelrät mot plattan. Reglerna i det följande är baserade på ett dimensioneringsnitt placerat på avståndet $d/2$ från stödkanten, och i övrigt bestämt så att snittytans längd u blir så liten som möjligt, se exempel i figur 3.12.2a. Dimensioneringsnittet är ett formellt snitt som valts för kalibrering av de skjuvhållfastheter f_{v1} som anges i det följande. Snittet säger ingenting om brottets karaktär.

Om stödet utgörs av en innerpelare med cirkulärt tvärsnitt med radien r , blir snittytans längd $u = \pi(2r + d)$ om $r/d \leq 1,75$.

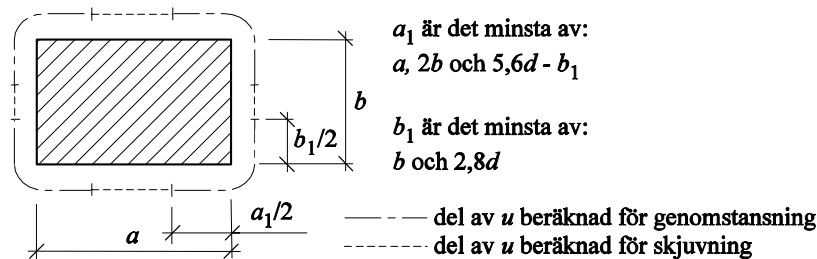


Figur 3.12.2a Exempel på dimensioneringsnitt

Om pelaren har ett rektangulärt tvärsnitt med sidorna a och b ($a \geq b$), är snittytans längd lika med snittytans längd för en cirkulär pelare med radien $(a + b)/\pi$ under förutsättning att $(a + b) \leq 5,6d$ och $a/b \leq 2$.

Vid stora eller avlånga pelartvärsnitt som innebär att de angivna förutsättningarna inte är uppfyllda kan snittytan delas upp i delar enligt figur 3.12.2b. Bärförmågan beräknas härvid som summan av två delar.

Den ena delen beräknas enligt principerna för genomstansning med den formella skjuvhållfastheten f_{v1} och den andra delen beräknas enligt principerna för skjuvning med den formella skjuvhållfastheten f_v enligt avsnitt 3.7.3.2. I figur 3.12.2b markeras de delar av snittytan som dimensioneras för genomstansning med punktstreckad linje.



Figur 3.12.2b Uppdelning av dimensioneringssnitt vid stort eller avlångt pelartvårsnitt

För en cirkulär pelare med $r/d > 1,75$ beräknas bärförmågan enligt samma princip, varvid principerna för genomstansning tillämpas för en sammanlagd snittyta med längden $4,5\pi d$ och principerna för skjuvning för resterande del av snittytan.

För andra tvärsnittsformer beräknas bärförmågan enligt analoga principer.

3.12.3 Bärförmåga vid innerpelare och kantpelare

Bärförmågan för de delar av dimensioneringssnittet som beräknas för genomstansning bestäms ur

$$V_u = \eta u_1 d f_{v1} \quad (3.12.3a)$$

där

$$d = 0,5(d_x + d_y)$$

d_x och d_y är effektiv höjd för armering i riktning x respektive y
 f_{v1} är formell skjuvhållfasthet enligt ekvation 3.12.3b

u_1 är längden av den del av snittytan som beräknas för genomstansning
 η är excentricitetsfaktor enligt ekvation 3.12.3c – e nedan

$$f_{v1} = 0,45\xi(1 + 50\rho)f_{ct} \quad (3.12.3b)$$

där

$$\xi = \begin{cases} 1,4 & \text{för } d \leq 0,2 \text{ m} \\ 1,6 - d & \text{för } 0,2 \text{ m} < d \leq 0,5 \text{ m} \\ 1,3 - 0,4d & \text{för } 0,5 \text{ m} < d \leq 1,0 \text{ m} \\ 0,9 & \text{för } 1,0 \text{ m} < d \end{cases}$$

och

$$\rho = \sqrt{\rho_x \rho_y} \text{ dock högst } 0,01$$

ρ_x och ρ_y är innehåll av överkantsarmering i riktning x respektive y
 f_{ct} är dimensioneringsvärde för betongens draghållfasthet, dock högst vad som svarar mot $f_{ctk} = 2,7 \text{ MPa}$

Excentricitetsfaktorn η bestäms enligt nedan:

Vid cirkulärt pelartvärsnitt med diameter b och stödreaktion med excentricitet e gäller:

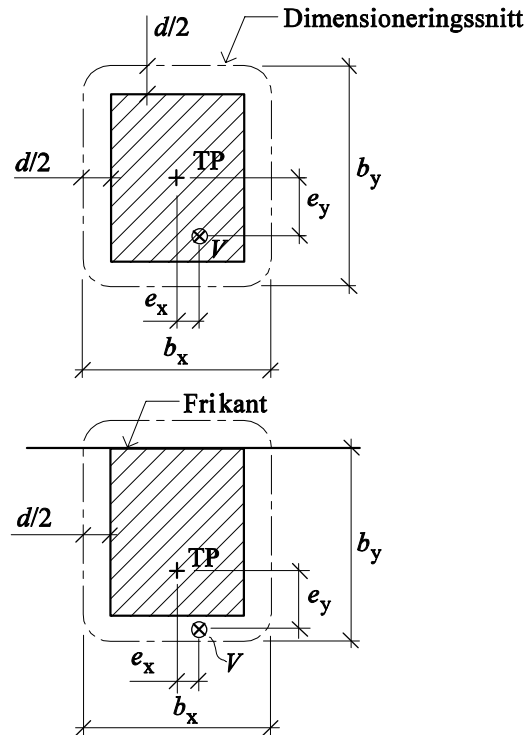
$$\eta = \frac{b + d}{b + d + 2|e|} \quad (3.12.3c)$$

Vid rektangulärt pelartvärsnitt med måtten b_x och b_y enligt figur 3.12.3 och stödreaktion med excentriciteterna e_x och e_y gäller:

$$\eta = \frac{\sqrt{b_x b_y}}{\sqrt{b_x b_y} + 1,5(|e_x| + |e_y|)} \quad (3.12.3d)$$

$$\text{dock } \sqrt{b_x b_y} \leq 1,5 \min \{b_x, b_y\}$$

Vid pelare med rektangulärt tvärsnitt intill fri kant gäller värdet för excentricitetsfaktorn enligt ekvation 3.12.3d, om excentriciteterna e_x och e_y bestäms med avseende på tyngdpunkten för den linje som beskriver dimensioneringssnittet enligt figur 3.12.3.



Figur 3.12.3 Excentriciteterna e_x och e_y bestäms från tyngdpunkten TP för den linje som beskriver dimensioneringssnittet

3.12.4 Bärförmåga vid hörnpelare

Bärförmågan V_u beräknas för ett snitt A – B enligt figur 3.12.4, ur

$$V_u = \eta b_w d f_{v2} \quad (3.12.4a)$$

där

η är excentricitetsfaktor enligt ekvation 3.12.4c

b_w är snittyttans längd enligt figur 3.12.4

d är effektiv höjd enligt avsnitt 3.12.3

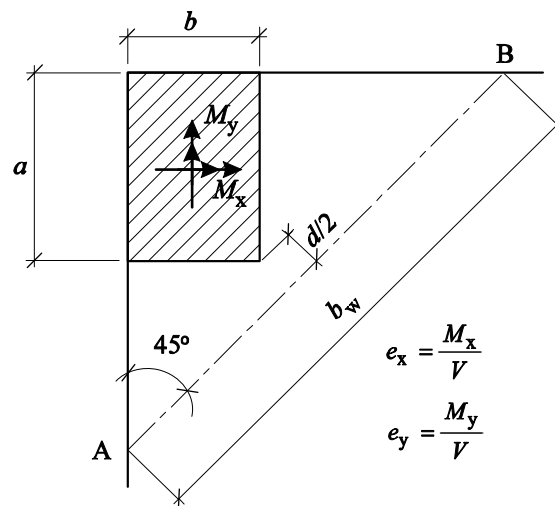
f_{v2} är formell skjuvhållfasthet enligt ekvation 3.12.4b

$$f_{v2} = 0,33\xi(1+50\rho)f_{ct} \quad (3.12.4b)$$

där ξ och ρ är enligt avsnitt 3.12.3.

För rektangulärt pelartvärsnitt enligt figur 3.12.4 och $1 \leq a/b \leq 2$ gäller

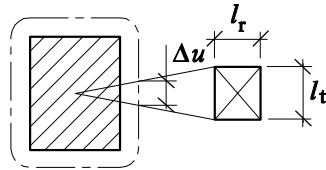
$$\eta = \frac{b_w}{b_w + 1,5|e_x - e_y + 0,5(a-b)|} \quad (3.12.4c)$$



Figur 3.12.4 Dimensioneringssnitt samt excentriciteter e_x och e_y för hörn-pelare. Inspänningsmomenten M_x och M_y räknas positiva om de verkar med angivna riktningar på pelaren. V är tvärkraften som överförs från platta till pelare

3.12.5 Inverkan av hål i platta

Dimensionering enligt detta avsnitt 3.12 förutsätter att inverkan av hål i plattan på ett avstånd mindre än $5d$ från pelaromkretsen beaktas. Den del Δu av snittyttans längd u , som innesluts av radiella projektlinslinjer mot pelarcentrum enligt figur 3.12.5, får inte medräknas vid bestämning av bärförmågan. Om $l_r > l_t$ beräknas Δu för ett fiktivt kvadratisk hål med samma area som det verkliga, dvs. l_t ersätts med $\sqrt{l_r l_t}$.



Figur 3.12.5 Reduktion Δu av snittyttans längd u vid hål invid innerpelare

4 Dimensionering i bruksgränstillstånd

4.1 Giltighet

BKR, avsnitt 7:32, första stycket

Reglerna i detta avsnitt (*avsnitt 7:32*) avser balkar, pelare, ramar, bågar, plattor, väggar, skivor, fundament och liknande konstruktionsdelar av normal typ och med vanlig tvärsnitts- och detaljutformning.

Begränsningar för giltigheten av särskilda beräkningsmodeller och regler ges i vissa fall i efterföljande avsnitt. För fall som ligger utanför angivna gränser hänvisas till litteraturen eller särskild utredning.

BKR, avsnitt 7:32, andra stycket

Råd: Dimensionering i bruksgränstillstånd avser i första hand deformationer och sprickbildning, men kan i speciella fall gälla även andra förhållanden, t.ex. avnötning.

4.2 Beräkning av krafter och moment

4.2.1 Beräkningsmodell

BKR, avsnitt 7:32, tredje stycket

Råd: Beräkningsmodeller bör i tillämpliga delar väljas enligt avsnitt 7:311. Krafter och moment bör dock bestämmas enligt elasticitetsteori.

Avsnitt 7:311 i *BKR* behandlar beräkning av krafter och moment i brottgränstillstånd och finns återgivet i avsnitt 3.2. För val av beräkningsmodell se avsnitt 3.2.1.

BKR, avsnitt 7:311, sjätte stycket

Uppsprickning av konstruktionen skall beaktas om den är av betydelse.

I detta sammanhang åsyftas uppsprickningens betydelse för krafter, moment och deformationer.

4.2.2 Beräkning av tvångskrafter orsakade av deformationspåverkan

BKR, avsnitt 2:31, andra styckets andra mening

Vid beräkning av tvångskrafter skall konstruktionens verkningssätt i aktuellt gränstillstånd beaktas.

Normalt beräknas tvångskrafters storlek enligt elasticitetsteori. Inverkan av krypning och sprickbildning kan tillgodoräknas. Vanligen erhålls högre värde på tvångskrafter om betongen antas ha hög draghållfasthet, jämför avsnitt 2.3.1 och 2.3.2.

4.2.3 Tillämpning av elasticitetsteori och gränslastteori

BKR, avsnitt 2:31, första stycket

Beräkningar skall baseras på en beräkningsmodell som i rimlig utsträckning beskriver konstruktionens verkningssätt i aktuella gränstillstånd. Vald beräkningsmodell och ingångsparametrar skall redovisas.

Vanligen tillämpas elasticitetsteori.

Beträffande definitioner av begreppen elasticitetsteori och gränslastteori se avsnitt 3.2.3.1.

4.3 Beräkning av spänningar

Plana tvärsnitt kan antas förbli plana vid deformation orsakad av böjning med eller utan normalkraft, om tvärsnittshöjden är högst 1/3 av fria spännvidden.

Spänningar beräknas normalt med värden på elasticitetsmoduler enligt avsnitt 2.3.1 och 2.3.2. Betongens krypning kan beaktas genom användning av en fiktiv elasticitetsmodul med dimensioneringsvärdet

$$E_{\text{ef}} = \frac{E_c}{1 + \varphi_{\text{ef}}} \quad (4.3a)$$

med φ_{ef} enligt avsnitt 2.4.7.

Betongens krympning kan beaktas genom metod i *Betonghandbok – Konstruktion* avsnitt 4.6:22 – 23.

Om betongen enligt villkoren i avsnitt 4.5.3 kan förutsättas osprucken, och om krafter och moment beräknas enligt elasticitetsteori, kan både betong och armering antas ta upp dragspänningar. I annat fall antas betongen inte ta några dragspänningar alls.

Vid beräkning av spänningar bör förhållandet α mellan armeringens och betongens elasticitetsmoduler baseras på aktuella materialvärden och med eventuell inverkan av krypning enligt ekvation 4.3a, dvs $\alpha = E_s/E_{cf}$.

Vid plant spänningstillstånd (i skivor, skal, höga balkliv o.d.) kan armeringsspänningar bestämmas approximativt ur villkoret att de efter uppsprickning är i jämvikt med spänningar beräknade för osprucken betong, se vidare avsnitt 6.7.3. I balkliv och liknande kan en representativ armeringsspänning även beräknas med utgångspunkt från jämvikt med tvärkraften enligt fackverksmodell, se avsnitt 3.7.4.3. Härvid bör användas en lutning θ som svarar mot riktningen för huvuddragspänningssprickor på nivån för tvärsnittets tyngdpunkt.

Armeringsspänningar vid plant spänningstillstånd beräknade enligt ovan kan i bruksgränstillstånd reduceras med faktorn ν enligt ekvation 4.3b nedan.

$$\nu = 1 - \frac{\beta}{2,5 \kappa_1} \cdot \frac{f_{ctk}}{\zeta \sigma_{c1}} \quad \text{dock} \quad \nu \geq 0,4 \quad (4.3b)$$

där

- β definieras i anslutning till ekvation 4.5.5c
- κ_1 definieras i anslutning till ekvation 4.5.5c
- ζ är spricksäkerhetsfaktor enligt avsnitten 4.5.3 och 4.5.4
- σ_{c1} är huvuddragspänning i betong beräknad för osprucket stadium; vid användning av fackverksmodell beräknas spänningen på nivån för tvärsnittets tyngdpunkt

4.4 Begränsning av spänningar

4.4.1 Betongtryckspänningar vid långtidslast

BKR, avsnitt 7:32, sjunde och åttonde stycket

Om hög tryckpåkänning uppkommer i betongen vid långtidslast erfordras särskild utredning av krypdeformationernas storlek och deras inverkan.

Råd: I de fall tryckpåkänningen begränsas enligt *BBK* avsnitten 4.4.1 och 4.4.2 erfordras ej särskild undersökning.

Om ett eller båda av följande villkor är uppfylla erfordras ingen särskild undersökning.

- Medeltryckspänningen vid långtidslast understiger $0,1f_{ck}$ under inverkan av yttre normalkraft och eventuell effektiv spännkraft.
- Kanttryckspänningen, orsakad av långtidslast, understiger $0,6f_{ck}$ för vanlig betong och $0,5f_{ck}$ för lättballastbetong.

4.4.2 Betongtryckspänningar vid spännbetongkonstruktioner

Tryckspänningen i spännbetongkonstruktioner bör inte överstiga det lägsta av värdena $0,6f_{ck}$ (f_{ck} enligt avsnitt 2.4.1) och $0,85f_{cca}$ där f_{cca} är den karakteristiska hållfasthet som svarar mot hållfastheten vid aktuell tidpunkt. I annat fall utreds krypningens inverkan på effektiv spännkraft, se avsnitt 4.4.1.

4.4.3 Spänning i spännarmering vid uppspänning

BKR, avsnitt 7:32, nionde och tionde stycket

Påkänningen i spännarmeringen skall vid uppspänning begränsas så att spännkraften kan kontrolleras på ett tillförlitligt sätt genom förlängningsmätning och så att det inte föreligger risk för armeringsbrott.

Råd: Lämpliga gränsvärden vid uppspänning finns i *BBK* avsnitt 4.4.3.

Före låsning av efterspänd armering eller före avspänning av förespänd armering bör spänningen inte överstiga något av värdena $0,85f_{st}$ och $0,75f_{stu}$.

De relaxationsvärden som anges i avsnitt 2.5.6 förutsätter att spänningen i spännarmeringen omedelbart efter låsning eller avspänning begränsas till det lägsta av värdena $0,80f_{st}$ och $0,70f_{stu}$.

f_{st} och f_{stu} är dimensioneringsvärden i bruksgränstillstånd för 0,2-gräns respektive brottgräns enligt ekvation a i avsnitt 2.3.2.

4.5 Sprickbildning och rostskydd

4.5.1 Allmänt

Om miljö- och beständighetskrav så fordrar, begränsas sprickbildning enligt avsnitt 4.5.4. Speciellt bör böjdragzoner, spjälkningszoner och områden för sneda skjuv- och vridskjuvsprickor uppmärksammas.

Med hänsyn till armeringens korrosionsskydd kan i övrigt fordras åtgärder beträffande

- täckande betongskikt, se SS 13 70 10
- begränsning av kloridhalt, se SS-EN 206-1 och SS 13 70 03
- betongsammansättning, se SS-EN 206-1 och SS 13 70 03.

I extrema fall kan ytterligare åtgärder vara nödvändiga.

En begränsning av betongens sprickbildning kan även erfordras av andra skäl, t.ex. med hänsyn till krav på täthet och risk för skador på ytskikt.

4.5.2 Armeringstyper

I enlighet med SS 13 70 10 indelas armering från korrosionssynpunkt i två typer; korrosionskänslig armering och föga korrosionskänslig armering.

4.5.3 Sprickkriterier

Nedan angivna sprickkriterier kan tillämpas antingen i brottgränstillstånd eller i bruksgränstillstånd. Vad som gäller i det enskilda fallet beror på vilket gränstillstånd som behandlas i det avsnitt där sprickkriteriet återopas.

För platta, balk, pelare och liknande utsatt för böjande moment och normalkraft antas betongen osprucken om följande villkor är uppfyllt.

Vid dragande normalkraft

$$k \sigma_n + \sigma_m \leq k \frac{f_{ct}}{\zeta} \quad (4.5.3a)$$

Vid tryckande normalkraft

$$\sigma_n + \sigma_m \leq k \frac{f_{ct}}{\zeta} \quad (4.5.3b)$$

där

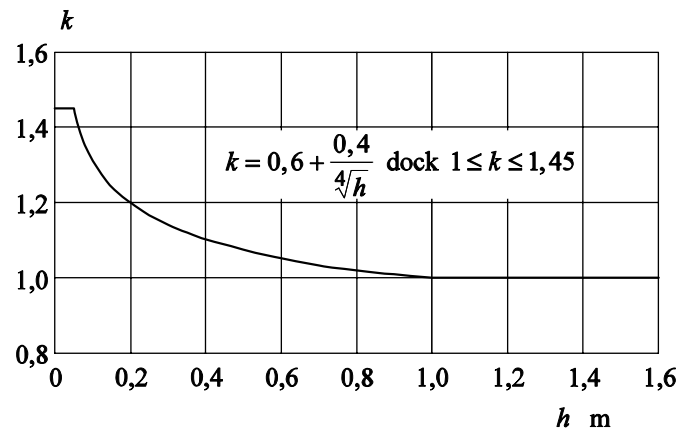
σ_n är spänning av enbart normalkraft (positiv vid dragning)

σ_m är spänning av enbart moment (positiv vid dragning)

f_{ct} är dimensioneringsvärde för draghållfasthet enligt ekvation a i avsnitt 2.3.1 eller 2.3.2 beroende på gränstillstånd

ζ är en faktor varmed spricksäkerheten kan varieras och som anges särskilt vid olika tillämpningar av sprickkriteriet

k är en dimensionsberoende koefficient som beror av tvärsnittets totalhöjd h enligt figur 4.5.3



Figur 4.5.3 Koefficienten k som funktion av tvärsnittets totalhöjd h

För huvuddragspänning σ i balkliv, orsakad av skjuvspänning i kombination med normalspänning, eller för huvuddragspänning σ i annan typ av konstruktionsdel än platta, balk, pelare eller liknande, såsom skiva och skal, antas betongen osprucken om följande villkor är uppfyllt.

$$\sigma \leq \frac{f_{ct}}{\zeta} \quad (4.5.3c)$$

med samma beteckningar som ovan.

Om betongen beräknas spricka i någon lastkombination, kan sprickorna antas vara slutna i en lastkombination där enbart tryckspänningar uppträder vid beräkning med förutsättning om osprucken betong.

Om ett högt värde på spricklasten (sprickmomentet) är ogynnsamt ersätts f_{ct} i ekvationerna ovan med f_{cth} ($= f_{ctd}$ enligt ekvation c i avsnitt 2.3.1 och 2.3.2).

Vid användning av sprickkriterierna beaktas att egenspanningar av temperatur, krympning etc. kan medföra att endast en del av betongens draghållfasthet kan utnyttjas för spänning av yttre last. Detta kan beaktas genom faktorn ζ i ekvationerna 4.5.3a – c. Konsekvenserna av sprickbildning på grund av en felbedömning av utnyttjningsbar draghållfasthet kan också beaktas genom faktorn ζ .

Värden för ζ för tillämpning i bruksgränstillstånd med hänsyn till beständighet ges i SS 13 70 10. Vid tillämpning av ovanstående sprickkriterier för bedömning av konstruktions täthet eller dess böjdeformation bör koefficienten ζ väljas med hänsyn till vad en felbedömning betyder. Om en felbedömning av tätheten eller böjdeformationen inte medför personskada, allvarlig förstörelse eller stor ekonomisk förlust av andra skäl kan koefficienten ζ sättas lika med 1,0.

Då sprickfrihet tillgodoräknas för att påvisa bärförmåga i brottgränstillstånd bör ζ väljas till 2,0.

4.5.4 Erforderlig spricksäkerhet och begränsning av sprickbredder

Om betongen inte kan antas vara osprucken enligt avsnitt 4.5.3 vid farligaste lastkombination i bruksgränstillstånd och med värden på ζ enligt SS 13 70 10, bör den karakteristiska sprickbredden w_k begränsas för långtidslast. Lämpliga värden på ζ och w_k med hänsyn till beständighet ges i SS 13 70 10.

För konstruktioner påverkade av ensidigt vattentryck bör sprickbredden w_k vid rimliga krav på vattentäthet inte överstiga 0,20 mm.

Sprickbredd kan beräknas enligt avsnitt 4.5.5.

4.5.5 Beräkning av sprickbredder

Följande metod kan tillämpas för beräkning av sprickbredd i närheten av armering vars riktning avviker högst 15° från huvuddragspänningsriktningen i betongen. Metoden förutsätter att armeringen uppfyller villkoren i avsnitt 4.5.6 om minimiarmering.

Sprickbreddens karakteristiska värde w_k och medelvärde w_m beräknas ur

$$w_k = 1,7w_m \quad (4.5.5a)$$

$$w_m = \nu \frac{\sigma_s}{E_s} s_{rm} \quad (4.5.5b)$$

$$\nu = 1 - \frac{\beta}{2,5} \frac{\sigma_{sr}}{\kappa_1 \sigma_s} \quad \text{dock } \nu \geq 0,4 \quad (4.5.5c)$$

där	
E_s	är armeringens elasticitetsmodul $E_s = E_{sk} = 200$ GPa enligt avsnitt 2.5.4
s_{rm}	är sprickavståndets medelvärde bestämt enligt ekvation 4.5.5d nedan
β	är en koefficient som beaktar inverkan av långtidslast eller lastupprepping med $\beta = 1,0$ för första pålastningen $\beta = 0,5$ för långtidslast eller mångfaldig lastupprepping
κ_1	är en koefficient som beaktar inverkan av armeringens vidhäftning med $\kappa_1 = 0,8$ för kamstänger $\kappa_1 = 1,2$ för profilerade stänger $\kappa_1 = 1,6$ för släta stänger För profilerade stänger kan κ_1 sättas till 0,8, om stängerna har en specifik kamarea $\geq 0,15d$ för nominell stängdiameter $d \leq 10$ mm och $\geq 0,20d$ för $d > 10$ mm
ν	är en koefficient som beaktar medverkan av dragen betong mellan sprickor. Om σ_s är reducerad med ν enligt avsnitt 4.3 används $\nu = 1$ i ekvation 4.5.5b
σ_s	är för ospänd armering spänningen i sprickan beräknad enligt avsnitt 4.3. För spännarmering medräknas endast den del av spänningen som överstiger det värde som motsvarar effektiv spännkraft
σ_{sr}	är värdet på σ_s vid beräknad spricklast, dvs. omedelbart efter det spricka antas ha bildats. Om det förekommer både moment och normalkraft kan härvid förutsättas att dessa har samma förhållande vid spricklasten som vid aktuell last.

Medelsprickavståndet s_{rm} i mm bestäms ur

$$s_{rm} = 50 + \kappa_1 \kappa_2 \frac{\emptyset}{\rho_r} \quad (4.5.5d)$$

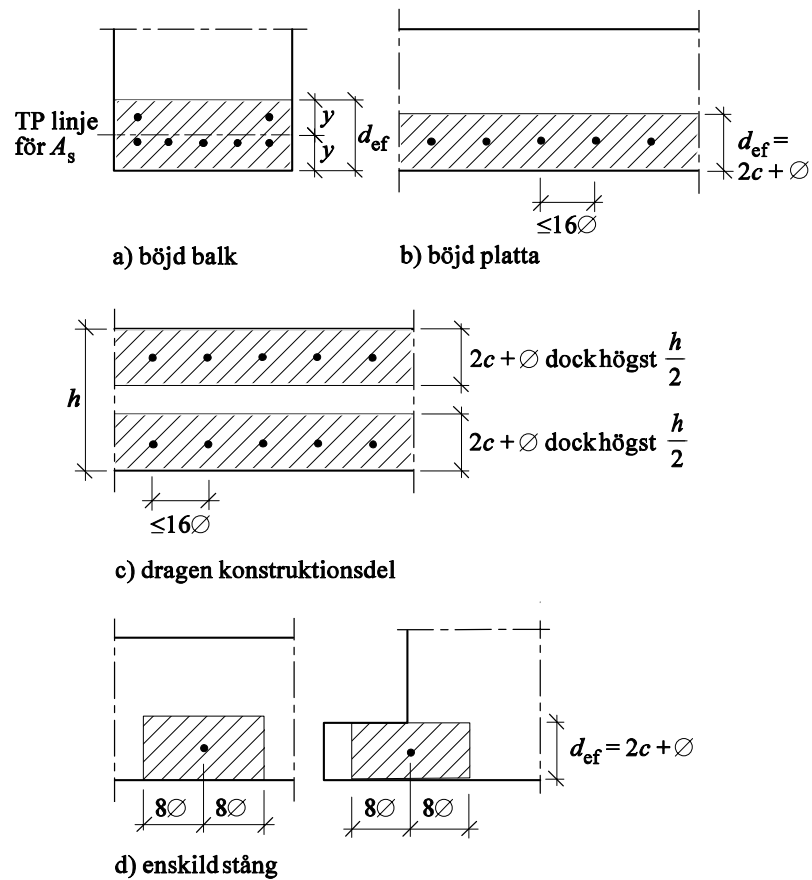
där	
A_{ef}	är effektiv betongarea enligt figur 4.5.5a – d, dvs. den del av dragzonen som har samma tyngdpunkt som den vidhäftande armeringen
A_s	är area för direkt vidhäftande dragarmering (hit räknas inte efterspänd armering i ursparingskanaler e.d.)

κ_1 är koefficient enligt ekvation 4.5.5c
 κ_2 är koefficient som beaktar töjningsfördelningen enligt ekvationerna 4.5.5e och 4.5.5f nedan
 $\rho_r = A_s/A_{ef}$
 \emptyset är stångdiameter i mm

$$\kappa_2 = 0,125 \frac{\varepsilon_1 + \varepsilon_2}{\varepsilon_1} \quad (4.5.5e)$$

Med ε_1 och ε_2 enligt figur 4.5.5e ($\varepsilon_1 > \varepsilon_2$). Med beteckningen d_{ef} för höjden av effektiv betongarea A_{ef} enligt figur 4.5.5a – d och med töjningsfördelning enligt figur 4.5.5e kan ekvationen för κ_2 ovan skrivas om till

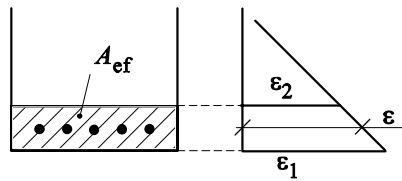
$$\kappa_2 = 0,25 - \frac{d_{ef}}{8(h - x)} \quad (4.5.5f)$$



Figur 4.5.5a – d Bestämning av effektiv betongarea A_{ef} (A_{ef} = streckad yta)

- d_{ef} = höjd av effektiv betongarea
- c = basmått för täckande betongskikt
- h = konstruktionens totala höjd

För böjd konstruktionsdel med armering i ett lager begränsas d_{ef} till $(h-x)/3$. x = avstånd från den tryckta kanten till neutrala lagret Om stångavståndet i figur b) och c) överstiger $16\varnothing$ betraktas stängerna som enskilda stänger enligt figur d)



Figur 4.5.5e Töjningarna ε_1 och ε_2 för bestämning av koefficienten κ_2

Om armeringen är mycket ojämnt fördelad mellan olika delar av tvärsnittets dragzon bör värdet på s_{rm} beräknas för var del för sig.

Vid armering i två vinkelräta riktningar, som båda avviker mer än 15° från huvuddragspänningen i betongen, kan sprickavståndet beräknas enligt följande:

$$s_{rm} = \frac{1}{\frac{\cos \theta}{s_{rm,y}} + \frac{\sin \theta}{s_{rm,x}}} \quad (4.5.5g)$$

där

$s_{rm,x/y}$ är sprickavstånd enligt ekvation (4.5.5d) för armering i respektive riktning

θ är vinkel mellan huvuddragspänningsriktningen och armering y

Detta sprickavstånd används för beräkning av sprickbredd enligt ekvation 4.5.5a – c, varvid σ_s är den största av armeringsspänningarna för respektive riktning.

För armering med fasta tvärstänger med inbördes avstånd s (t.ex. armeringsnät) behöver medelsprickavståndet s_{rm} inte sättas större än

$$s_{rm} = s \quad (4.5.5h)$$

För buntad armering kan A_{sn} ($= A_s$ för bunt) och en ekvivalent diameter \varnothing_n beräknas ur formel 3.9.7a – b, om förutsättningarna i avsnitt 3.9.7 är uppfyllda.

Metoden kan även användas för höga balkar under förutsättning att A_{ef} kan definieras.

4.5.6 Minimiarmering för sprickfördelning

Följande villkor 4.5.6 kan tillämpas vid dimensionering av minimiarmering för begränsning av sprickor orsakade av tvång, t.ex. krympning, samt andra sprickor för vilka beräkningsmetoden i avsnitt 4.5.5 inte är direkt tillämplig.

$$A_s \sigma_s \geq A_{ef} f_{cth} \quad (4.5.6)$$

där

A_s är armeringsarea

A_{ef} är effektiv betongarea enligt 4.5.5

σ_s är dragspänning i armering, begränsad till 420 MPa eller f_{yk} , om detta är lägre

f_{cth} är högt värde för draghållfasthet enligt ekvation 2.3.2c för den aktuella betongen (dvs. den betong som även uppfyller eventuella krav på vct eller annat som kan påverka hållfastheten)

För platta på mark med friktion kan minimiarmeringen minskas till 0,7 gånger värdet på A_s enligt ekvation 4.5.6, om friktionskoefficienten mellan betongplatta och underlag kan visas uppgå till minst 1,0.

Den effektiva betongarean A_{ef} bestäms enligt figur 4.5.5a – d. Vid en dubbelarmerad konstruktionsdel påverkad av dragkraft, fall c) i figur 4.5.5a – d, bör det mått som i figuren motsvaras av $(2c + \emptyset)$ inte sättas mindre än 100 mm, dock högst $h/2$. Om armeringen anordnas enkelsidigt bör A_s inte väljas mindre än summan av A_s för motsvarande dubbelarmerad konstruktion.

Om inte sprickbredds begränsande armering fordras, kan deformationskrav dimensionera minimiarmering.

4.6 Deformationer

4.6.1 Beräkning av böjdeformation

4.6.1.1 Beräkningsförutsättningar

Beräkningsmetoderna i detta avsnitt avser deformation på grund av böjning i konstruktionsdel, vars teoretiska spännvidd är minst lika med 3 gånger höjden. Som beräkningsförutsättning gäller att plana tvärsnitt förblir plana vid deformation.

Beräkningen förutsätts baserad på materialegenskaper enligt avsnitt 2. Inverkan av betongens krypning vid långtidslast kan beaktas genom användning av en fiktiv elasticitetsmodul E_{ef} enligt ekvation 4.3a.

Om betongen enligt avsnitt 4.5.3 kan anses osprucken eller förekommande sprickor slutna, kan krökningen beräknas enligt följande avsnitt 4.6.1.2, i annat fall enligt följande avsnitt 4.6.1.3.

4.6.1.2 Beräkning av krökning vid osprucken betong

Krökning orsakad av krympningsskillnad $\Delta\epsilon_{cs}$ (jämför figur 2.4.6) kan vid litet armeringsinnehåll beräknas ur

$$\frac{1}{r_s} = \frac{\Delta\epsilon_{cs}}{h} \quad (4.6.1.2a)$$

där h är tvärsnittets höjd.

Krökning orsakad av krypning i spännbetongkonstruktion kan beräknas ur

$$\frac{1}{r_p} = \frac{1}{E_c I_1} (M_y - F_t e) \phi_{ef} \quad (4.6.1.2b)$$

där
 $E_c I_1$ är böjstyvhetsmoment i osprucket stadium
 M_y är moment av yttre långtidslast
 F_t är aktuell kraft i spännarmering med hänsyn tagen till tidsberoende effekter
 e är dragkraftens excentricitet
 φ_{ef} är betongens effektiva kryptal enligt avsnitt 2.4.7

4.6.1.3 Beräkning av krökning vid sprucken betong

Krökning i tvärsnitt med spricka kan beräknas enligt följande ekvation 4.6.1.3a.

$$\frac{1}{r_f} = \frac{M}{EI_2} \quad (4.6.1.3a)$$

där
 M är böjande moment
 $E I_2$ är böjstyvhetsmoment i sprucket stadium, beräknad under förutsättning att betongen inte tar upp böjdragspänning

Genomsnittlig inverkan av dragen betong mellan sprickor kan beaktas genom att krökningen enligt ekvation 4.6.1.3a multipliceras med faktorn ν enligt ekvation 4.5.5c. Beräknad krökning förutsätts inte vara mindre än den som beräknas för osprucken betong.

För tvärsnitt med ospänd armering och enbart böjande moment kan inverkan av krympning beaktas på ett förenklat sätt; till krökningen enligt ovan adderas en krökning enligt följande ekvation 4.6.1.3b.

$$\frac{1}{r_s} = \frac{\varepsilon_{cs}}{d} \quad (4.6.1.3b)$$

4.6.1.4 Beräkning av deformation

Deformation beräknas med utgångspunkt från krökning med beaktande av kontinuitetsvillkor.

I *Betonghandbok – Konstruktion* avsnitt 4.6:2 ges en mera ingående beskrivning av metoder för beräkning av böjdeformationer.

4.6.2 Beräkning av vriddeformation

4.6.2.1 Beräkningsförutsättningar

Inverkan av förhindrad välvning är inte beaktad i nedanstående beräkningsmetoder.

Vridvinkeländringen ψ per längdenhet beräknas ur

$$\psi = \frac{T}{G_c C} \quad (4.6.2.1)$$

där

$G_c C$ är vridstyvhet

T är vridmoment

I övrigt gäller i princip samma förutsättningar om hänsynstagande till krypning och till om betongen är osprucken eller sprucken som enligt avsnitt 4.6.1.1.

4.6.2.2 Beräkning av vridstyvhet vid osprucken betong

Vridstyvheten $G_c C_0$ vid osprucken betong kan beräknas för homogent tvärsnitt.

Skjuvmodulen G_c kan antas vara lika med $0,4E_c$. C_0 är vridtröghetsmomentet.

Inverkan av betongens krypning kan beaktas genom att G_c ersätts med

$$G_{\text{ef}} = \frac{G_c}{1 + \varphi_{\text{ef}}} \quad (4.6.2.2)$$

där φ_{ef} är effektivt kryptal enligt avsnitt 2.4.7.

4.6.2.3 Beräkning av vridstyvhet vid sprucken betong

Om endast böjsprickor förekommer kan vridstyvheten beräknas ur

$$G_c C_1 = 0,3 G_c C_0 \quad (4.6.2.3a)$$

Om skjuv- eller vridsprickor förekommer kan vridstyvheten beräknas ur

$$G_c C_2 = 0,1 G_c C_0 \quad (4.6.2.3b)$$

Inverkan av betongens krypning kan beaktas genom att $G_c C_1$ respektive $G_c C_2$ divideras med $(1 + 0,3 \varphi_{ef})$, där φ_{ef} är effektivt kryptal enligt avsnitt 2.4.7.

4.6.2.4 Beräkning av deformationer

I *Betonghandbok – Konstruktion* avsnitt 4.6:3 finns en beskrivning av metoder för beräkning av vriddeformationer.

5 Dimensionering genom provning

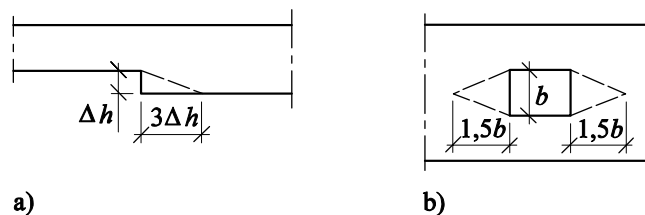
Dimensionering genom provning behandlas i Boverkets handbok med samma namn.

6 Beräkningsmetoder för olika konstruktionstyper

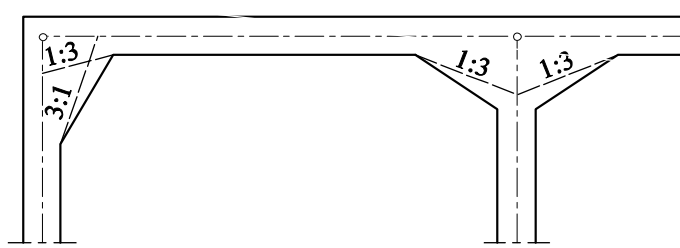
6.1 Allmänt

I detta avsnitt ges exempel på beräkningsmetoder för dimensionering av balkar, pelare, väggar, ramar, plattor, skivor, skal, upplagskonstruktioner, grundplattor och fundament i anslutning till föreskrifter och allmänna råd i *BKR*, återgivna i avsnitt 1 – 4. Metoderna i varje avsnitt 6.2 – 6.9 utgör en enhet som förutsätts bli tillämpad i sin helhet tillsammans med principerna för tvärsnittsändringar nedan.

Inverkan av sprängvis ändrat mått antas bli utjämnad på en sträcka lika med 3 gånger måttändringen, se figur 6.1a. Inverkan av hål antas försumbar på ett avstånd lika med 1,5 gånger hålets bredd (höjd), se figur 6.1b. Den största höjd som kan utnyttjas vid vot bestäms analogt, dvs. så att höjdändringen blir maximalt 1:3, se figur 6.1c.



Figur 6.1a – b a. Utjämnning vid sprängvis ändrat mått
b. Utjämnning vid hål.



Figur 6.1c Systemlinjer och tvärsnittshöjd vid hörn och knutpunkter med voter. Större höjd bör inte utnyttjas i ett hörn än den som erhålls vid höjdändring 1:3

6.2 Balkar

6.2.1 Begränsningar

En balk som dimensioneras enligt detta avsnitt skall ha en fri spännvidd l minst lika med 3 gånger totala höjden h . För konsolbalk gäller $l \geq 1,5h$. Som fri spännvidd räknas avståndet mellan två närliggande upplags kanter, respektive avståndet från upplagets kant till änden på en konsolbalk. För andra fall se avsnitt 6.6, där mer nyanserade metoder ges beträffande giltighetsområde för l/h . Därför är det i vissa fall möjligt att tillämpa metoderna i avsnitt 6.6 på en balk med $l/h \geq 3$, varvid dock metoderna i avsnitt 6.6 skall tillämpas konsekvent på konstruktionsdelen. (Med konstruktionsdel avses här delen mellan ett upplag och ett snitt där tvärkraften är noll eller byter tecken.)

Balk med större bredd än 5 gånger totala höjden räknas som platta, se avsnitt 6.5.

6.2.2 Momentfördelning enligt gränslastteori

6.2.2.1 Beräkning i brottgränstillstånd

Exempel på metod för att visa att en kontinuerlig eller inspänd balk eller platta har tillräcklig deformationsförmåga enligt punkt b) i avsnitt 3.2.3.2 finns i *Betonghandbok – Konstruktion* avsnitt 6.2:331 och 6.2:332. Vid tillämpning av metoden kan inverkan av ogynnsam last-

ställning vid fackvis jämnt fördelad last anses beaktad genom momenttillägg enligt nedan.

Tillägg till fältmoment ΔM_f på grund av avlastning av ett intilliggande fack kan beräknas som

$$\Delta M_f = 0,024 p_r l^2 \quad (6.2.2.1a)$$

där

l är teoretisk spännvidd för det fack som avlastas

p_r är intensiteten hos den fördelade last, som avlägsnas för att ge ΔM_f , normalt den fria lastandelen

För innerfack fås ett momenttillägg ΔM_f enligt ekvation 6.2.2.1a för avlastning inom vart och ett av de intilliggande facken.

Tillägg till stödmoment ΔM_s på grund av avlastning av ett fack närmast bortom nästa stöd kan beräknas som

$$\Delta M_s = -0,016 p_r l^2 \quad (6.2.2.1b)$$

Angivna värden kan användas även om beräkning för full last på alla fack görs enligt elasticitetsteori.

6.2.2.2 Beräkning i bruksgränstillstånd

Ogynnsam lastställning i bruksgränstillstånd kan beaktas enligt den förenklade metoden i avsnitt 6.2.2.1.

6.2.3 Vridning påtvingad från anslutande balkar eller plattor

Vridande moment som fordras för en konstruktions jämvikt skall alltid beaktas, se avsnitt 3.2.3.1. Påtvingade vridmoment som inte är nödvändiga för konstruktionens jämvikt, t.ex. oavsiktlig inspanning mellan sekundär- och primärbalk, behandlas nedan.

Vid beräkning av påtvingade vridmoments storlek beräknas vridstyvhet och böjstyvhet med hänsyn till om betongen är sprucken eller osprucken, se avsnitt 4.6.

Balkar påverkade av utmattningslast eller balkar med krav på sprickbredds begränsning enligt avsnitt 4.5.4 bör alltid dimensioneras för påtvingade vridmoment. I övriga fall kan inverkan av påtvingad vridning anses beaktad om balken dimensioneras för ett reducerat vridmoment $T_{Sd}T_r/T_{d,max}$, dock inte större än T_{Sd} , där T_{Sd} är påtvingat vridmoment i aktuellt snitt och T_r bestäms enligt följande ekvation 6.2.3.

$$T_r = Z (f_{cth} + 0,3\sigma_{cm}) \quad (6.2.3)$$

där

- Z är betongtvärsnittets vridmotstånd enligt plasticitetsteori
 f_{cth} är högt värde för betongens draghållfasthet = f_{ctd} enligt ekvation c i avsnitt 2.3.1 och 2.3.2
 σ_{cm} är medeltryckspänningen av effektiv spännkraft eller normalkraft
 $T_{d,max}$ är maximalt påtvingat vridmoment i aktuell balkdel, varmed avses del mellan snitt där vridmomentet har maximum och där det är noll eller byter tecken

Vridarmering dimensionerad enligt ovan kan tillgodoräknas som tvärkraftsarmering, om denna bestäms under förutsättning att $V_c = 0$ i ekvation 3.7.4.1a.

Om variabel lastandel inte överstiger 50 % av totallasten och om krav på sprickbredds begränsning inte föreligger, behöver påtvingade vridmoment endast beaktas om de orsakas av en ensidigt ansluten balk eller platta.

Konstruktionsdelar anslutna till balk med påtvingad vridning och som orsakar eller tar upp vridmoment, dimensioneras för böjande moment i anslutningssnitten, motsvarande de vridmoment balken med påtvingad vridning dimensioneras för enligt ovan.

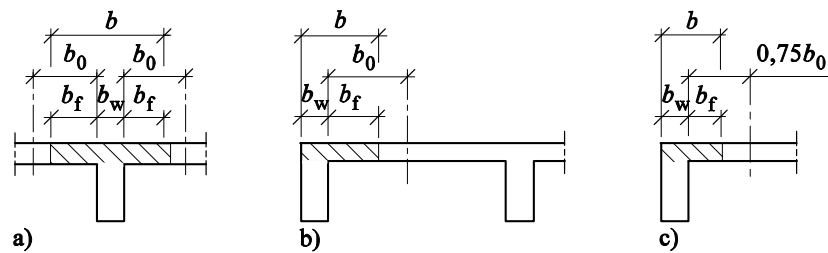
6.2.4 Dimensionering

6.2.4.1 Medverkande flänsbredd

Vid dimensionering av flänsförsedda tvärsnitt enligt figur 6.2.4.1a – c bestäms medverkande flänsbredd b_f med beaktande av nedanstående villkor:

- $b_f \leq b_0$, där b_0 är 1/10 av avståndet mellan momentnollpunkterna för studerad balkdel, dock högst halva avståndet mellan två närliggande balkliv eller verklig flänsbredd vid fri fläns.
- $b_f \leq 0,75b_0$ för tvärsnitt med ensidig fläns som inte är styrd i sidled, se figur 6.2.4.1c.

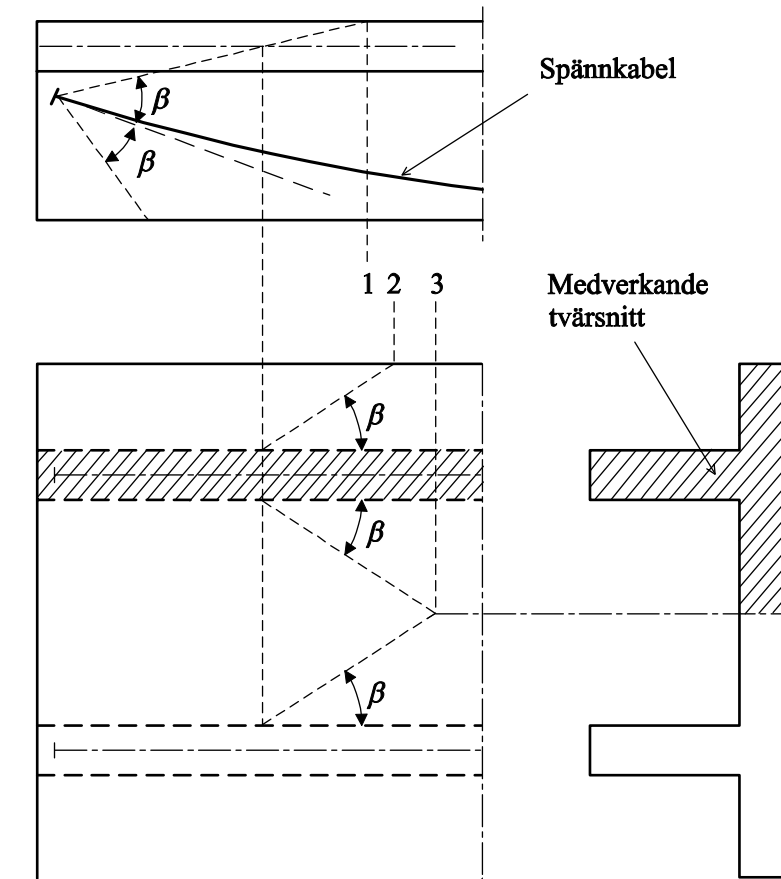
För tvärsnitt med ensidig fläns som inte är styrd i sidled, se figur 6.2.4.1c, beaktas även skev böjning och eventuell vridning. Ovanstående villkor gäller i förekommande fall för såväl tryckt som dragen fläns.



Figur 6.2.4.1a – c Medverkande flänsbredd
 a. symmetriska flänsar
 b. ensidig fläns som är styrd i sidled och
 c. ensidig fläns som inte är styrd i sidled

Inom det enligt ovan bestämda verksamma tvärsnittet, där b_f kan komma att variera utefter balkens längd, kan betong och armering räknas verksamma enligt vanliga metoder.

Medverkande flänsbredd enligt ovan avser normalt inverkan av last inom respektive spännvidd, inklusive tvärgående inverkan av eventuell spännkraft. Längsgående inverkan av spännkraft kan fördelas inom ett spridningsområde med växande bredd ut på den totala tvärsektionen, jfr figur 6.2.4.1d, varvid spridningsvinkeln β kan sättas till $\arctan(2/3) \approx 34^\circ$. För övrig längsgående påverkan bestäms medverkande flänsbredd i varje särskilt fall.



Figur 6.2.4.1d Spridning av längsgående inverkan av spännkraft nära förankring. Medverkande tvärsnitt enligt markering gäller för aktuellt balkliv till höger om den av linjerna 1, 2 och 3 som ligger längst från förankringen.

6.2.4.2 Skjuvarmering i fläns

Om fläns förutsätts medverka i brottgränstillstånd för att öka tryckzonen eller för att ge plats åt erforderlig dragarmering, läggs vid behov tvärrarmering in enligt nedan.

Erforderlig tvärrarmering per längdenhet för en balk med konstant höjd beräknas ur

$$A_t = \left(\frac{A_f}{A} \cdot \frac{V_d}{z} - h_f f_v \right) \frac{1}{f_{st}} \quad (6.2.4.2)$$

där

A	är total tryckzonsarea om den studerade flänsen är tryckt och total böjarmeringsarea om den är dragen
A_f	är den del av tryckzonsarea respektive böjarmeringsarea som befinner sig inom bredden b_f enligt figur 6.2.4.1 a – c
f_v	= $0,35f_{ct}$
h_f	är flänstjocklek
z	är tvärsnittets inre hävarm som kan sättas till 0,9 gånger balkens effektiva höjd d

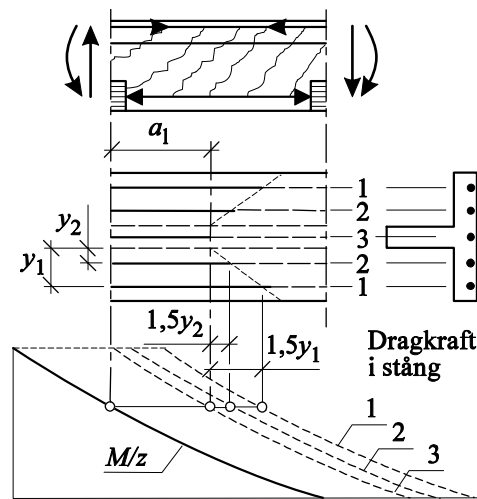
Tvärarmeringen förankras utanför medverkande flänsbredd eller utanför medräknad dragarmering. Om A_t enligt ekvation 6.2.4.2 blir negativt fordras ingen tvärgående skjuvarmering.

Tvärarmeringens läge i flänsen utefter balklängden beror av kraftspelet i flänsen. Sneda sprickor i balklivet medför enligt avsnitt 3.9.2 en förskjutning av dragkraftskurvan för balken i förhållande till momentkurvan, vilket också påverkar tvärarmeringens läge i dragen fläns.

Om ingen särskild utredning görs kan följande principer tillämpas. Tvärarmering läggs in i studerad balkfläns på en sträcka från upplag till det snitt där A_t blir noll eller negativt, ökad med $(1,5b_f + a_t)$. Här är b_f medverkande flänsbredd enligt avsnitt 6.2.4.1 och a_t , förskjutning av dragkraftskurvan enligt avsnitt 3.9.2.

6.2.4.3 Förlängning av huvudarmering i dragen fläns

Armeringsstång i dragen fläns förlängs, utöver vad som avsnitt 3.9.2 ger, med en sträcka lika med 1,5 gånger stängens avstånd till flänsens inspänningssnitt, se figur 6.2.4.3 och även avsnitt 6.2.6.1.

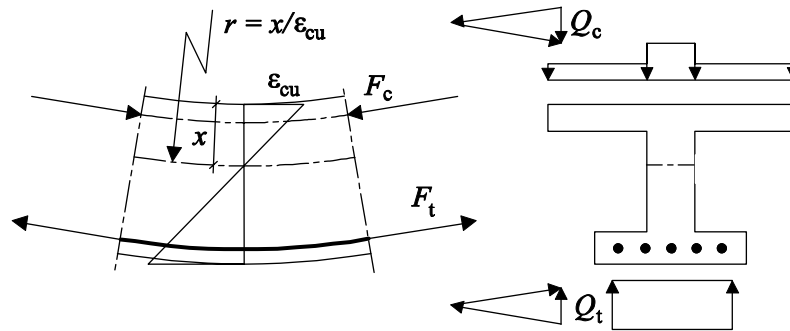


Figur 6.2.4.3 Armering i medverkande fläns. y_1 och y_2 är avståndet från stång nummer 1 respektive 2 till balklivet

6.2.4.4 Tvärgående böjarmering i fläns

I tryckt eller dragen fläns som medräknas i brottgränstillstånd uppstår tvärgående böjmoment genom de längsgående tryck- och dragresultanternas avlänkning vid balkens krökning. Böjmomenten kan beräknas för en ekvivalent last Q , verkande i krökningsplanet och riktad mot neutrala lagret, se även figur 6.2.4.4. Kraften fördelas i tvärlid på samma sätt som tryck- respektive dragresultanten.

Storlek och fördelning av Q kan beräknas genom noggrann tvärsnittsanalys med beaktande av arbetskurvor, böjmoment, krökning m.m. Kraftens storlek blir starkt beroende av böjmomentet i förhållande momentkapaciteten, och kan anses försumbar redan vid mindre än 90 % utnyttjande av momentkapaciteten.



Figur 6.2.4.4 Tvärgående krafter i flänsar på grund av balkens krökning

I avsaknad av noggrann analys kan följande enkla regler tillämpas. Den ekvivalenta lasten Q per längdenhet längs balken beräknas enligt

$$Q = \alpha F \frac{\epsilon_{cu}}{x} \quad (6.2.4.4a)$$

där

$$\alpha = 10 \left(\frac{M_d}{M_u} - 0,9 \right) \quad \text{dock } \alpha \geq 0 \quad (6.2.4.4b)$$

och

M_d dimensionerande moment i längsled i aktuellt snitt

M_u motsvarande momentkapacitet

F total tryck- eller dragresultant (beroende på om flänsen är tryckt eller dragen)

ϵ_{cu} betongens formella brottstukning enligt 2.4.5

x tryckzonshöjd vid fullt utnyttjad momentkapacitet

Tvärgående böjmoment i fläns bestäms med hänsyn till den ekvivalenta lasten Q (Q = total tryck- eller dragresultant F) fördelning i tvärlid. Momentets fördelning i längsled kan baseras på medelvärdet av α inom det område där $M_d/M_u > 0,9$.

6.2.4.5 Begränsning av skjuvsprickor i fläns

I exponeringsklass XD1 – XD3 och XS1 – XS3 bör betongens upp-
sprickning på grund av flänsskjuvning i bruksgränstillstånd begränsas.
Detta kan ske genom att tvärgående armering A_t läggs in med en min-
sta mängd per längdenhet.

$$A_t = \frac{V_d A_f y_f}{f_{st} I_x} \quad (6.2.4.5)$$

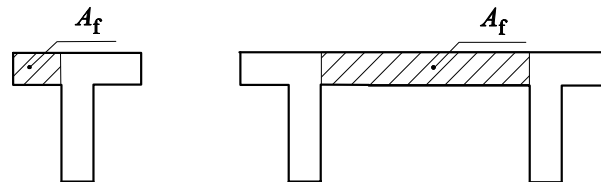
där

V_d är dimensionerande tvärkraft i bruksgränstillstånd

A_f är total area av aktuell fläns enligt figur 6.2.4.5

y_f är avståndet mellan balktvärsnittets tyngdpunkt och flänsens
tyngdpunkt

I_x är balkens tröghetsmoment



Figur 6.2.4.5 Total area A_f av aktuell fläns

6.2.5 Sidostabilitet

Sidostabilitet kan behöva kontrolleras för slanka förtillverkade balkar
i samband med transport och lyftning, samt för slanka balkar som
saknar tillräckligt sidostöd i färdig konstruktion.

Om följande villkor är uppfyllda fordras ingen kontroll

$$\frac{l}{b} \leq 50 \sqrt[3]{\frac{b}{h}} \quad \text{dock } h \leq 2,5b \quad (6.2.5)$$

där

l är längd utan sidostöd, dock högst avståndet mellan momentnollpunkter

h är tvärsnittshöjd

b är tryckflänsens bredd

För tillfälliga situationer, t.ex. i samband med transport och lyftning av förtillverkade balkar, kan högre siffervärden användas, t.ex. 70 respektive 3,5.

Alternativt kan kriterier i *Betonghandbok – Konstruktion* avsnitt 3.4:232 och 6.2:32 tillämpas.

6.2.6 Anordning av armering

6.2.6.1 Längsgående ospänd armering

Minst så mycket fältarmering, som svarar mot 0,25 gånger erforderlig armeringsarea för maximalt fältmoment, dras fram till upplag. Minst så mycket stödarmring, som svarar mot 0,25 gånger erforderlig armeringsarea för maximalt stödmoment, dras fram till den punkt där beräknad dragkraft är noll.

Vid krav på sammanhållning mot fortskridande ras bör armering med en area minst svarande mot sammanhållningskraften enligt Boverkets handbok *Svängningar, Deformationspåverkan och Olyckslast* utformas genomgående vid stöd.

Över upplag bör eventuell uppbockning av underkantsarmering (för att erhålla tillräcklig förankring) ske så att stången förs fram rakt till mitt över centrum av upplaget och först därefter bockas upp. Stång som avslutas utan uppbockning bör dras fram minst över hela upplagets längd.

Dessa principer gäller vid dimensionering i brottgränstillstånd.

6.2.6.2 Byglar

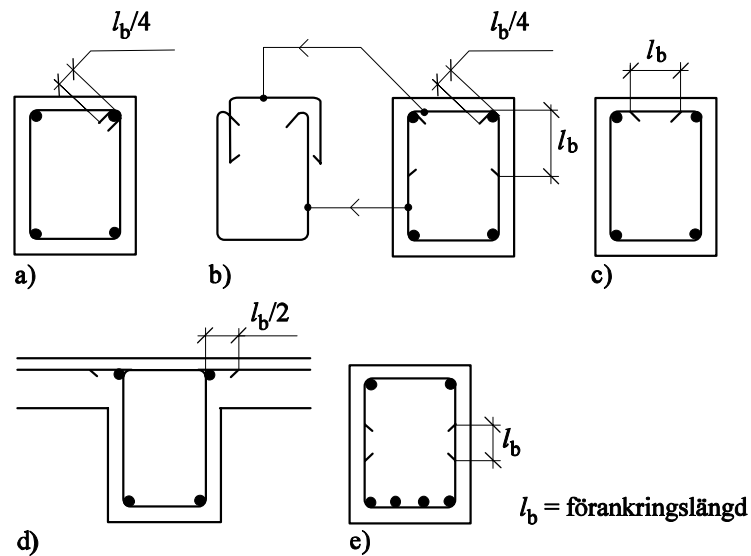
I detta avsnitt ges riktlinjer för utformning av byglar som utgör statiskt verksam tvärkraftsarmering enligt avsnitt 3.7 eller vridarmering enligt avsnitt 3.8, samt byglar som kan behövas med hänsyn till bärförmåga vid brand.

Balkar i brandteknisk klass R30 eller högre bör utefter hela sin längd ha slutna tvåskäriga byglar med ett inbördes avstånd av $0,75h (1+\cot\beta)$ dock högst 300 mm (β är lutning enligt avsnitt 3.7.4.2).

Utöver bygelarmering enligt ovan kan fordras minimiarmering i vissa fall, t.ex. för broar. För husbyggnader ställs inget generellt krav på sådan minimiarmering.

Byglar som utnyttjas som tvärkraftsarmering utformas normalt tvåskäriga samt så att de omsluter armeringen i dragzonen och förankras i tryckzonen. Figur 6.2.6.2a – e visar exempel på utformning av byglar, så att de i varje snitt runt omkretsen kan ta upp stångens flytkraft (slutna byglar). Byglar enligt figur 6.2.6.2a och b är dock mindre lämpliga vid grövre dimensioner ($\varnothing \geq 16$ mm).

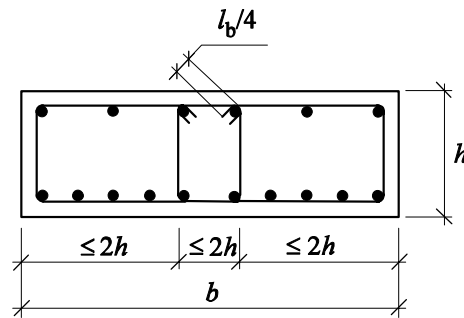
Ändkrokar (utöver hakarna i figur 6.2.6.2a och b bör användas i de fall som anges i 3.9.1.1, se även 3.9.1.5. Byglar enligt figur 6.2.6.2e bör utföras med kamstänger eller profilerade stänger, och vid användning av sådana byglar i annan exponeringsklass än X0 bör täckande betongskiktet ökas med 10 mm utöver vad som gäller enligt SS 13 70 10.



Figur 6.2.6.2a – e Exempel på utformning av byglar. Överkantsarmeringen i plattan i figur d förutsätts ha minst samma area som byglarna

I balk med större bredd än $2h$ fördelas bygelarean på flera skär, så att avståndet mellan skären inte blir större än $2h$, se figur 6.2.6.2f. I balkliv vars bredd inte överstiger 200 mm kan bygelarmeringen utformas enskärig om fullgod förankring anordnas i såväl dragzon som tryckzon. I dragzonen måste alla stänger vara bygelomslutna, vilket ofta kräver en extra bygel.

Byglar kan skarvas i samma horisontella snitt.



Figur 6.2.6.2f Exempel på utformning av byglar i balk med bredd större än $2h$

6.3 Pelare och väggar

6.3.1 Definitioner och begränsningar

Med pelare avses här en konstruktionsdel som huvudsakligen är påverkad av tryckkraft i sin längdriktning och med längden avsevärt större än övriga dimensioner.

Med vägg avses här en konstruktionsdel som huvudsakligen är påverkad av tryckkraft i en riktning, samt med längden i denna riktning avsevärt större än tjockleken och med bredden större än 5 gånger tjockleken.

Metoderna i detta avsnitt gäller inte för pelare eller väggar av lättklinkerbetong med slankhetstal λ större än 70, se ekvation 6.3.2b.

6.3.2 Knäckningslängd och slankhetstal

Tryckt konstruktionsdels knäckningslängd definieras som

$$l_c = \pi \sqrt{\frac{EI}{N_{cr}}} \quad (6.3.2a)$$

där

EI är böjstyvhetsmoment enligt avsnitt 3.4.2

N_{cr} är kritisk last, dvs. den kraft i pelare eller vägg för vilken konstruktionsdelen blir instabil.

Slankhetstalet definieras som

$$\lambda = \frac{l_c}{i} \quad (6.3.2b)$$

där i är tvärsnittets tröghetsradie i utböjningsriktningen.

Om normalkraften N varierar utefter längden förutsätts att N_{cr} varierar på samma sätt som N , dvs. N_{cr}/N är konstant. I ett system med flera pelare förutsätts analogt att N_{cr}/N vid instabilitet hos systemet som helhet har samma värde för alla pelare.

6.3.3 Beräkning av bärförmåga

6.3.3.1 Fall då tilläggsmoment inte behöver beaktas

Beräkning av tilläggsmoment på grund av utböjning fordras inte om nedanstående villkor är uppfyllda.

Pelare eller vägg med oförskjutbara knutpunkter:

$$\frac{l_c}{i} \leq 34 - 12 \frac{M_{01}}{M_{02}} \quad (6.3.3.1a)$$

där M_{01} och M_{02} är första ordningens moment i konstruktionsdelens ändrar, inklusive moment av icke avsedd excentricitet i vardera änden. Den icke avsedda excentriciteten antas vara enligt avsnitt 3.6.1, och antas verka åt sådant håll att ekvation 6.3.3.1a ger lägsta möjliga värde på l_c/i . Momenten definieras vidare så att M_{01}/M_{02} är positivt om båda momenten ger dragning på samma sida av konstruktionsdelen och negativt i annat fall, samt så att $|M_{01}| \leq |M_{02}|$. Om pelaren eller väggen är ledad i bägge ändrar blir $M_{01}/M_{02} = 1$ och i ekvation 6.3.3.1a blir $l_c/i \leq 22$.

Pelare eller vägg med förskjutbara knutpunkter:

$$\frac{l_c}{i} \leq 22 \quad (6.3.3.1b)$$

För beräkning av l_c och i , se avsnitt 6.3.2.

För oarmerad konstruktionsdel, se avsnitt 3.5, påvisas dessutom att konstruktionsdelen är osprucken i brottgränstillstånd enligt avsnitt 3.6.

6.3.3.2 Beräkning i brottgränstillstånd

Förutsättningarna i avsnitt 3.4.2 för beräkning med hänsyn till instabilitet kan anses uppfyllda vid tillämpning av följande metod. Metoden är i första hand lämpad för pelare och väggar vars knäckningslängd inte avviker alltför mycket från den verkliga längden. I övriga fall kan dimensioneringen baseras på andra ordningens teori med förutsättningar enligt avsnitt 3.4.

Bärförmågan vid centriskt tryck, N_u , kan beräknas enligt följande ekvation 6.3.3.2a. Koefficienterna k_c , k_ϕ och k_s i ekvation 6.3.3.2a inkluderar inverkan av icke avsedd initialkrokighet enligt avsnitt 3.4.2.3 och förutsätter att normalvärden på toleranser enligt avsnitt 8.9.5 tillämpas. Vid större toleranser beaktas momentökning på grund av skillnaden mellan tillämpad tolerans och toleransen enligt avsnitt 8.9.5, på samma sätt som vid moment av excentrisk tryckkraft, jämför avsnitt 2.6.3. Tvärsnittet kontrolleras även för inverkan av aktuell normalkraft N_d jämte moment motsvarande en icke avsedd excentricitet hos normalkraften enligt avsnitt 3.6.1. Detta fall blir dock inte dimensionerande för rektangulära tvärsnitt om $l_c/h \geq 10$ och $h \geq 400$ mm.

$$N_u = k_c \frac{A_c f_{cc}}{1 + k_\varphi \varphi_{ef}} + k_s A_s f_{sc} \quad (6.3.3.2a)$$

där

A_c är betongtvärsnittets totala area

A_s är armeringens sammanlagda tvärsnittsarea, i vissa fall reducerad enligt nedan

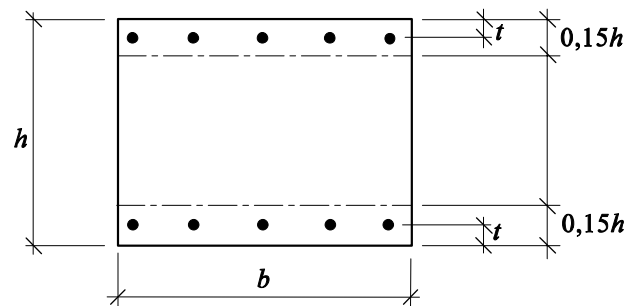
φ_{ef} är effektivt kryptal enligt avsnitt 2.4.7

k_c, k_φ, k_s är koefficienter som beror av betongens och armeringens hållfasthetsklasser samt förhållandet l/h enligt följande tabell 6.3.3.2a

l_c är knäckningslängd enligt avsnitt 6.3.2

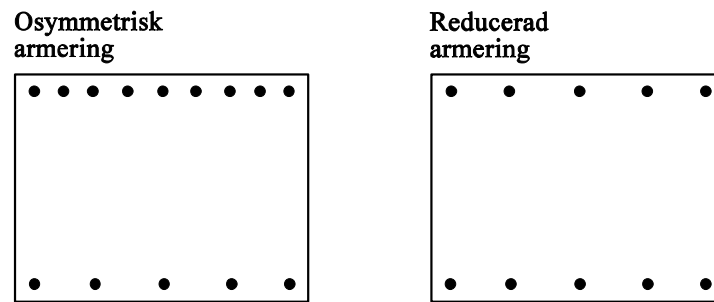
h är för rektangulärt tvärsnitt tvärsnittets höjd i utböjningsriktningen (figur 6.3.3.2a) och i övriga fall $i\sqrt{12}$, där i är tröghetsradien i utböjningsriktningen

A_s sätts in oreducerat i ekvation 6.3.3.2a, om tvärsnittet är symmetriskt armerat och all armering är belägen inom områdena $0,15bh$ vid knäckning kring axel parallell med sida b , se figur 6.3.3.2a.



Figur 6.3.3.2a Symmetrisk armering som oreducerad kan medräknas vid knäckning kring axel parallell med sida b

Om tvärsnittet är osymmetriskt armerat kan ekvation 6.3.3.2a användas med A_s reducerat till det värde som skulle gälla vid symmetrisk armering med den minsta armeringen i båda kanter, se figur 6.3.3.2b.



Figur 6.3.3.2b Tvärsnitt med osymmetrisk armering och armering reducerad till symmetrisk

För stänger med $t/h > 0,15$ används vid beräkning av A_s ett reducerat värde A_{s2} :

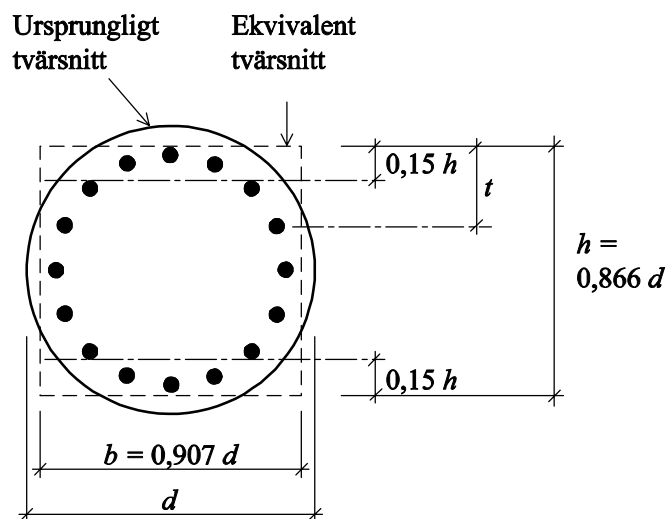
$$A_{s2} = A_{s1} \frac{1 - 2\frac{t}{h}}{0,7} \quad (6.3.3.2c)$$

där

t är avståndet mellan stängarnas tyngdpunkt och pelarkanten, se figur 6.3.3.2c

A_{s1} är aktuell stångarea

Godtyckligt tvärsnitt kan ersättas med rektangulärt tvärsnitt som har samma area och tröghetsmoment. Armeringen förutsätts ha kvar sitt ursprungliga läge, och eventuell reduktion enligt ovan bestäms av armeringsstångernas läge i förhållande till höjden h för det ekvivalenta tvärsnittet, se exempel i figur 6.3.3.2c.

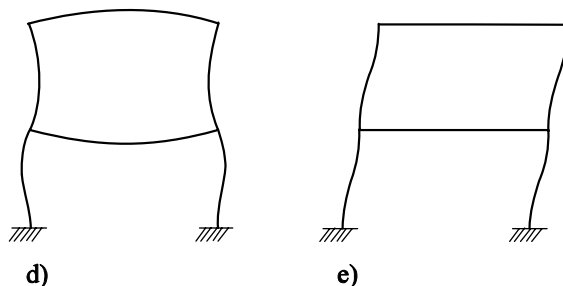


Figur 6.3.3.2c Exempel på ekvivalent rektangulärt tvärsnitt vid cirkulärt tvärsnitt

Tabell 6.3.3.2a Koefficienter k_c , k_φ och k_s

Hållfasthetsklass	Koefficient	l_c/h					
		0	10	20	30	40	50
C 12/15	k_c	1	0,90	0,77	0,63	0,45	0,29
C 25/30		1	0,89	0,73	0,55	0,36	0,20
C 40/50		1	0,88	0,69	0,48	0,27	0,13
C 60/75		1	0,87	0,65	0,40	0,19	0,09
C 12/15	k_φ	0	0,02	0,10	0,29	0,60	0,90
C 25/30		0	0,04	0,16	0,48	0,87	1,00
C 40/50		0	0,05	0,24	0,71	0,99	1,00
C 60/75		0	0,06	0,35	0,90	1,00	1,00
C 12/15	k_s $230 \leq f_{yk}$ ≤ 420 MPa	1	0,79	0,50	0,23	0,19	0,15
C 25/30		1	0,81	0,52	0,33	0,22	0,19
C 40/50		1	0,82	0,62	0,37	0,27	0,22
C 60/75		1	0,82	0,70	0,41	0,31	0,24
C 12/15	k_s $420 \leq f_{yk}$ ≤ 620 MPa	1	0,72	0,35	0,15	0,13	0,10
C 25/30		1	0,72	0,35	0,21	0,15	0,13
C 40/50		1	0,74	0,41	0,24	0,18	0,15
C 60/75		1	0,77	0,47	0,28	0,21	0,16

Ekvation 6.3.3.2a gäller vid oavsiktlig krokighet hos pelare i ramar och liknande konstruktioner där sidorörelse i knutpunkterna är förhindrad, se figur 6.3.3.2d. Vid ramar som är förskjutbara i sidled ger oavsiktlig snedställning av pelare enligt figur 6.3.3.2e upphov till moment som beaktas på samma sätt som moment av yttre last, dvs. pelarna dimensioneras för excentriskt tryck, se nedan.



Figur 6.3.3.2d – e d. Ram med förhindrad sidorörelse i knutpunkterna.
e. Ram med oavsiktligt snedställda pelare.

Vid excentriskt tryck eller vid transversell last dimensioneras tvärsnittet för böjning för tryckkraften N_d och momentet M_0/c . M_0 är första ordningens moment inklusive moment av icke avsedd initialkrokighet enligt avsnitt 3.4.2.3 och c erhålls ur följande tabell 6.3.3.2b, där N_u bestäms ur ekvation 6.3.3.2a. M_0/c bör dock inte sättas mindre än det moment som motsvarar en minsta icke avsedd excentricitet hos normalkraften enligt avsnitt 3.6.1. För värden på c mellan de i tabell 6.3.3.2b angivna värdena kan rätlinjig interpolation utföras.

Tabell 6.3.3.2b Värden på c

$\frac{N_d}{N_u}$	C 12/15 – C 30/37				C 32/40 – C 60/75			
	$l_c/h = 0$	10	20	≥ 30	$l_c/h = 0$	10	20	≥ 30
0	1	1	1	1	1	1	1	1
0,2	1	0,86	0,62	0,62	1	0,78	0,56	0,56
0,4	1	0,77	0,52	0,47	1	0,68	0,44	0,41
0,6	1	0,67	0,42	0,32	1	0,57	0,33	0,26
0,8	1	0,56	0,32	0,21	1	0,45	0,24	0,14
1,0	1	0,35	0,25	0,13	1	0,25	0,17	0,08

Som alternativ till beräkningsmetoder enligt avsnitt 6.3.3.2 kan dimensionerande moment beräknas enligt andra ordningens teori med användande av styvhet enligt avsnitt 3.4.2. Mer nyanserade metoder finns i *HPC Design Handbook*, avsnitt 3.4.4, vilka kan tillämpas även för normalbetong, samt i *Betonghandbok – Konstruktion*, avsnitt 6.3:5.

6.3.3.3 Beräkning för olyckslast

Vid beräkning för olyckslast behöver moment av icke avsedd initialkrokighet inte förutsättas uppträda samtidigt med moment av olyckslast.

6.3.3.4 Kontroll av kantspänningen i bruksgränstillstånd

Kanttryckspänningen begränsas i bruksgränstillstånd enligt avsnitt 4.4.1 och beräknas för tryckkraft N och totalt moment M , inklusive eventuellt tilläggsmoment. M kan beräknas enligt andra ordningens teori med böjstyvhet enligt avsnitt 3.4.2. Alternativt kan M beräknas som M_0/c , varvid M_0 är 1:a ordningens moment inklusive inverkan av imperfektioner enligt avsnitt 3.4.2.3, och c erhålls ur tabell 6.3.3.2b med värde på N_u som i brottgränstillstånd.

6.3.4 Dimensionering

6.3.4.1 Gjutfogar

För pelare med T-tvärsnitt eller liknande, med längsgående fog mellan olika tvärsnittsdelar, kan styvheten beräknas för homogent tvärsnitt om fogytan är skrovlig och rengjord, vattenbilad eller försedd med förtagningar enligt 3.11.3, samt dimensionerad för uppträdande skjivspänningar i brottgränstillstånd, inklusive inverkan av eventuellt tilläggsmoment. Vidare förutsätts att konstruktionen utformas så att lasten fördelas på tvärsnittsdelarna i proportion till deras bärförmåga. I annat fall beräknas styvheten som summan av de enskilda tvärsnittsdelarnas styvheter.

6.3.4.2 Avkortning av armering

Armering kan avkortas efter samma principer som för balkar, förutsatt att eventuell inverkan på utböjningen beaktas. Momentdiagrammet

förutsätts inkludera andra ordningens moment, såvida inte villkoren i avsnitt 6.3.3.1 är uppfyllda. Metoden i 6.3.3.2 förutsätter oavkortad armering.

6.3.5 Anordning av armering

6.3.5.1 Armering i längsled

I en armerad pelare eller vägg bör avståndet mellan två armeringsstänger vara högst 2 gånger tvärsnittets minsta dimension. Ospända längsgående armeringsstänger bör som regel inte ha mindre diameter än 10 mm.

Hörnarmring som inte omsluts av byglar medtas inte vid beräkning av bärförmåga.

Om momentet varierar utefter tvärsnittet i en vägg kan principer för plattor tillämpas vid fördelning av armeringen, se avsnitt 6.5.3.1.

Beträffande säkerhetsarmering se Arbetarskyddsstyrelsens anvisningar nr 32 *Bygganvisningar*, punkt 61 i kapitel II M.

6.3.5.2 Byglar

Längsgående ospänd hörnarmering som medräknas förutsätts omslutas av byglar med ett inbördes avstånd av högst 15 gånger diametern hos hörnarmeringen. Vid buntad armering avses här diametern hos enskild stång. För spännarmering förspänd till mindre än 620 MPa bör samma principer tillämpas.

Byglar bör normalt inte ha mindre diameter än 4 mm.

Med hänsyn till brandskydd kan tätare bygelplacering än enligt ovan erfordras, se t.ex. avsnitt 6.2.6.2.

6.4 Ramar

6.4.1 Definitioner och begränsningar

Med ram avses här ett bärverk bestående av balkar, pelare, plattor eller väggar, som momentstyvt sammanfogas eller inspänns till ett stabilt system. De metoder som gäller för de enskilda konstruktionsdelarna kan även tillämpas när dessa ingår i en ram.

6.4.2 Beräkning enligt gränslastteori

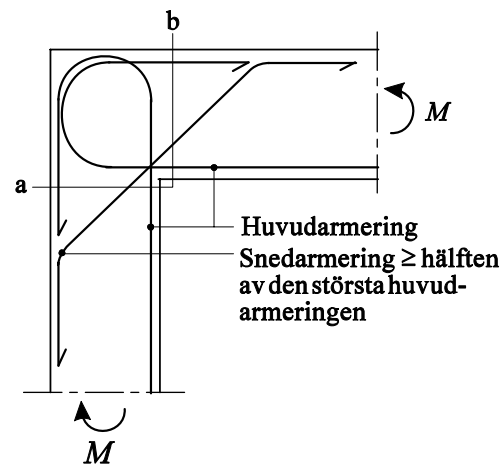
Stabilitetsbrott får inte avgöra bärförmågan vid lägre last än dimensioneringslast innefattande deformationspåverkan, se avsnitt 3.2.3.2.

Vid beräkning av rotation kan hörn- och knutpunktströmmarna räknas oändligt styva om de utformas enligt avsnitt 6.4.3.

6.4.3 Anordning av armering

För att moment och krafter från anslutande konstruktionsdelar skall kunna tas upp i ett ramhörn eller i en knutpunkt, måste armeringen anordnas på rätt sätt och tvärsnittsdimensionerna väljas tillräckligt stora.

Ramhörn med armering anordnad enligt figur 6.4.3a, och med angiven momentriktning, kan anses kunna ta upp dimensionerande moment om villkor 6.4.3 nedan är uppfyllt för utnyttjad huvudarmering.



Figur 6.4.3a Anordning av armering i ramhörn

$$\rho \leq \frac{5}{f_{yk}} \quad (6.4.3)$$

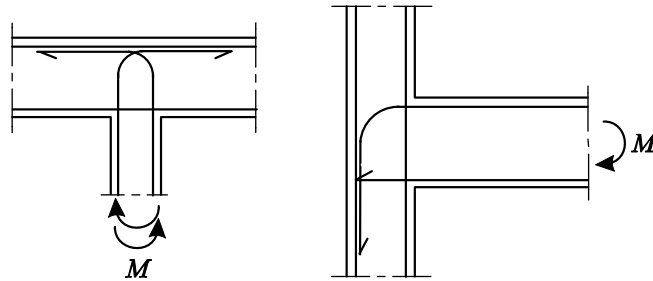
där

ρ är armeringsinnehåll i snitt a respektive b exklusive snedarmring

f_{yk} är armeringens sträckgräns eller 0,2-gräns i MPa

Huvudarmeringen dimensioneras för moment och normalkraft i snitt a och b varvid snedarmeringen inte medräknas.

T-knut kan anses kunna ta upp dimensionerande moment, om armering anordnas enligt figur 6.4.3b.



Figur 6.4.3b Anordning av huvudarmering i T-knut

6.5 Plattor

6.5.1 Begränsningar

I detta avsnitt behandlas plattor med fri spännvidd minst 3 gånger total höjd, vid konsolplattor minst 1,5 gånger total höjd. Som fri spännvidd räknas avståndet mellan två närliggande upplag, vid konsolplatta avståndet från upplagets kant till plattans fria ände. För enkelspänd platta med bredd mindre än 5 gånger total höjd gäller avsnitt 6.2.

6.5.2 Beräkning av krafter och moment

6.5.2.1 Momentberäkning enligt elasticitetsteori

Vid beräkning enligt elasticitetsteori kan tvärkontraktionstalet antas vara noll både vid sprucken och osprucken betong. Momenttillståndet i hela plattan bör beaktas.

Vid dimensionering beaktas såväl böjande som vridande moment, se avsnitt 6.5.3.

6.5.2.2 Allmänt om momentberäkning enligt gränslastteori

Momentberäkning enligt gränslastteori kan ske med brottlinjeteori eller jämviktsteori, se avsnitt 6.5.2.3 respektive avsnitt 6.5.2.4.

Deformationsförmågan enligt punkt b) i avsnitt 3.2.3.2, kan anses vara tillräcklig om följande villkor 6.5.2.2 är uppfyllt.

$$\omega = \frac{A_s}{d} \cdot \frac{f_{st}}{f_{cc}} \leq 0,1 \quad (6.5.2.2)$$

där

A_s är dragarmeringsarea per breddenhet

d är effektiv höjd

6.5.2.3 Momentberäkning enligt brottlinjeteori

Vid beräkning enligt brottlinjeteori är det viktigt att finna en brottlinjefigur som inte väsentligt avviker från den farligaste. Där brottlinjer med olika momenttecken skär varandra eller där en brottlinje skär en rand beaktas inverkan av brottlinjernas delning eller avlänkning. Detta behöver dock inte beaktas vid rektangulär firsidigt upplagd platta med jämnt fördelad last.

6.5.2.4 Momentberäkning enligt jämviktsteori

Jämviktsteori är en teori för dimensionering av plattor vid vilken momentfördelningen vid brott valts så att de dimensionerande momenten är minst lika stora som de som krävs för att jämviktsvillkoren skall vara uppfyllda för varje del (av rimlig storlek) av plattan. Momentberäkning som visar att jämviktsvillkoren är uppfyllda i alla delar av plattan bör tillämpas.

6.5.2.5 Momentberäkning enligt tabeller, diagram och ekvationer

Momentberäkning kan baseras på tabeller, diagram och ekvationer, som bygger på förutsättningar för elasticitetsteori enligt avsnitt 3.2.3 och 6.5.2.1.

Observera dock att flertalet tabeller och diagram endast ger uppgift om moment i vissa punkter eller snitt och därför inte ger tillräckligt underlag enligt avsnitt 6.5.2.1. Användning av sådana tabeller och diagram kräver ofta en kvalificerad bedömning av momentfördelningen i resten av plattan.

Momentberäkning kan baseras på tabeller, diagram och ekvationer, som bygger på förutsättningar för gränslastteori enligt avsnitt 3.2.3 och enligt avsnitt 6.5.2.2 – 4.

Exempel på metoder för beräkning av moment i såväl brottgränstillstånd som bruksgränstillstånd ges i *Betonghandbok – Konstruktion* avsnitt 6.5:2.

6.5.2.6 Beräkning av tvärkrafter och upplagsreaktioner

Beräknade tvärkrafter och upplagsreaktioner förutsätts svara mot den momentfördelning som använts vid momentdimensioneringen.

Exempel på metoder ges i *Betonghandbok – Konstruktion* avsnitt 6.5:266.

6.5.3 Dimensionering för moment

6.5.3.1 Utjämning av moment utefter tvärsnitt

Om momentet varierar utefter ett snitt vinkelrätt mot armeringen utförs dimensioneringen för medelmoment inom områden med viss bredd, förutsatt att plattans bärförmåga därigenom inte nämnvärt försämras.

Exempel på sådan utjämning är att för en rektangulär platta med jämnt fördelad last utjämna momenten på en mittstrimla och två sidostrimlor i vardera riktningen, med varje sidostrimlas bredd ungefär lika med 1/4 av plattans korta spännvidd.

Vid dimensionering kan en armeringsstång antas samverka med betong intill ett avstånd från stången som är högst lika med tre gånger plattjockleken, dock högst 1/10 av spännvidden i armeringsstångens riktning.

6.5.3.2 Dimensionering för vridande moment

Armering som inte ligger i huvudmomentriktningarna dimensioneras även med hänsyn till vridande moment (vilket är aktuellt vid elasticitetsteori och jämviktsteori men inte vid brottlinjeteori). Följande metod kan tillämpas.

Plattan armeras i två vinkelräta riktningar för de positiva momenten

$$m_{xt} = m_x + \mu_1 |t_x| \quad (6.5.3.2a)$$

$$m_{yt} = m_y + \frac{1}{\mu_1} |t_x| \quad (6.5.3.2b)$$

och för de negativa momenten

$$m_{xt} = m_x - \mu_2 |t_x| \quad (6.5.3.2c)$$

$$m_{yt} = m_y - \frac{1}{\mu_2} |t_x| \quad (6.5.3.2d)$$

där

m_x, m_y är böjmoment i riktning x respektive y

μ_1, μ_2 är positiva tal som väljs med hänsyn till praktiska synpunkter, som regel nära 1. Dock bör μ_1 väljas så att inget moment enligt ekvation 6.5.3.2a – b blir negativt och μ_2 så att inget moment enligt ekvation 6.5.3.2c – d blir positivt

t_x är tillhörande vridmoment

6.5.4 Dimensionering med hänsyn till genomstansning och skjuvning vid koncentrerade laster

Beräkningsmetoderna i avsnitt 3.12 kan tillämpas för bestämning av genomstansningslast för platta som är armerad i två riktningar.

Genomstansningslasten för platta med fri kant beräknas enligt metoderna för kantpelare om lasten angriper vid den fria kanten och metoderna för centriskt tryckt innerpelare om avståndet till den fria kanten är större än $10d$. För mellanliggande värden interpoleras rätlinjigt mellan värdena för platta med fri kant och platta på innerpelare.

Vid koncentrerad last nära upplag kontrolleras även plattans tvärkraftskapacitet enligt avsnitt 3.7. Härvid kan tvärkraften fördelas över en plattbredd b_{ef} , beräknad som det största värdet enligt nedan:

$$b_{ef} = \begin{cases} 7d + b + t \\ 10d + 1,3x \end{cases} \quad (6.5.4)$$

där

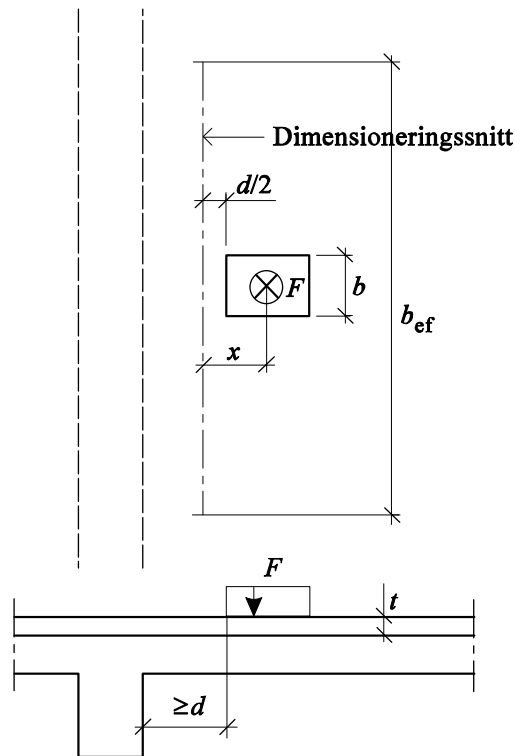
b är lastbredden

d är plattans effektiva höjd

t är tjocklek av beläggning etc.

x är avstånd från lastcentrum till dimensioneringsnitt, vilket anses ligga på avståndet $d/2$ utanför lastutbredningens begränsning närmast upplaget. Se figur 6.5.4a

Vid två koncentrerade laster i bredd, så nära varandra att deras effektiva bredder b_{ef} överlappar varandra, se figur 6.5.4b, kan tvärkraften per längdenhet v i dimensioneringsnittet beräknas på följande sätt. Läget för resultanten $R(F_1, F_2)$ till F_1 och F_2 bestäms. Effektiv bredd för $R(F_1, F_2)$ sätts till $(b_{ef} + 2l_{res})$ där b_{ef} är effektiv bredd för den större av lasterna och l_{res} är avstånd mellan $R(F_1, F_2)$ och den större av lasterna. Det så beräknade värdet på v bör inte sättas lägre än det värde på v som den största enskilda lasten ger.

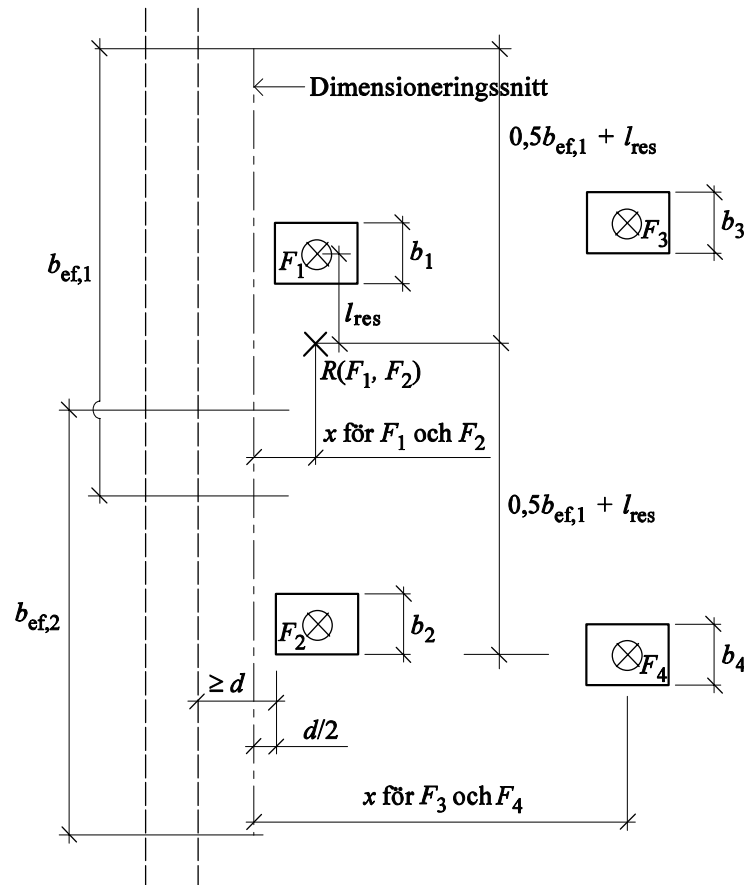


Figur 6.5.4a Effektiv bredd b_{ef} för koncentrerad last på platta nära upplag

Till värdet på v av $R(F_1, F_2)$ adderas tvärkraft per breddenhet i dimensioneringssnittet av annan last på plattan, t.ex. egentygnd och andra koncentrerade laster (t.ex. F_3 och F_4 i figur 6.5.5b).

Rörlig last behöver inte antas placerad närmare upplagets kant än d , jämför figur 6.5.4a och 6.5.4b.

Den gynnsamma verkan av lastangrepp nära upplag enligt avsnitt 3.7.3.3 är inkluderad i den ovan givna metoden och bör således inte beaktas särskilt.



Figur 6.5.4b Effektiv bredd ($b_{ef,1} + 2l_{res}$) för två olika stora laster nära upplag. $F_1 \geq F_2$

6.5.5 Begränsning av deformationer

Deformationer i massiv platta med ospänd armering behöver normalt inte kontrolleras, om plattan ges sådan tjocklek att den inte spricker i fält enligt sprickkriterier i avsnitt 4.5.3, under inverkan av den last som är dimensionerande för deformationskontrollen.

6.5.6 Hörnlyftning

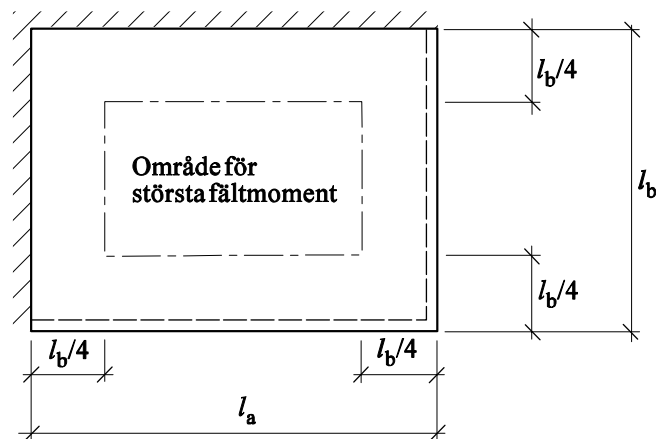
En vid hörn fritt upplagd platta har benägenhet att lyfta invid hörnet. Detta kan medföra olägenhet och beaktas i så fall.

En metod att dimensionera för hörnlyftning ges i *Betonghandbok – Konstruktion* avsnitt 6.5:37.

6.5.7 Anordning av armering

6.5.7.1 Avstånd mellan armeringsstänger

Medelavståndet mellan parallella armeringsstänger bör, där moment tas upp av armeringen (t.ex. vid stöd och inom området för största fältmoment se figur 6.5.7.1), vara högst 2 gånger plattjockleken. Med medelavstånd menas medelvärdet av två intilliggande avstånd.



Figur 6.5.7.1 Fyrsidigt upplagd platta med förutsatt område för största fältmoment

Förutsatt område för största fältmoment i firsidigt upplagd platta visas i figur 6.5.7.1. Om stödmoment utjämnas över hela stödet anses hela stödet vara område för största stödmoment. I annat fall kan områden för största stödmoment väljas som för motsvarande fältmoment enligt figur 6.5.7.1.

6.5.7.2 Avslutning av armering

Vid beräkning enligt elasticitetsteori och enligt jämviktsteori är det möjligt att ange momentkurvor i olika riktningar och att avsluta armeringen enligt avsnitt 3.9.2 för dessa momentkurvor.

Vid beräkning enligt brottlinjeteori är denna princip inte direkt tillämpbar eftersom armeringens avkortning kan påverka brottlinjefiguren så att nya brottlinjer uppstår. Avslutning av armering i övrigt sker som för balkar, se 6.2.6.1.

6.5.8 Hål i platta

I platta med fördelad last kan normalt utföras hål med största tvärmått högst en tredjedel av plattans minsta spännvidd om följande dimensioneringsmetod tillämpas. Moment och tvärkrafter beräknas först som om hålet inte funnits. De moment och tvärkrafter som skulle passerat varje halva av hålets bredd förutsätts i stället adderade till momenten och tvärkrafterna inom ett band med bredden högst lika med tre gånger plattjockleken längs hålets närmaste rand. Armeringen ges minst samma längd som den skulle haft, om hålet inte funnits.

För hål nära pelare, se avsnitt 3.12.5.

6.5.9 Plattor med samverkande pågjutning

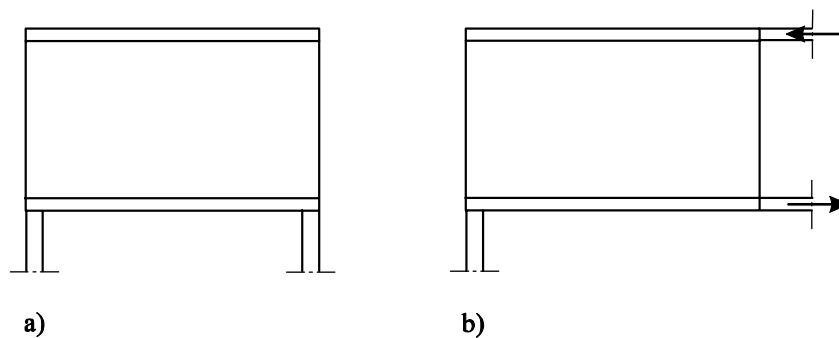
Samverkan i brottgränstillstånd kan normalt endast medräknas vid mekanisk förbindning eller vid fog med vattenbilad fogyta, se avsnitt 3.11. Aktuell skjivspänning skall understiga aktuellt värde på fogskjuvhållfastheten f_t enligt avsnitt 3.11.3.

6.6 Skivor

6.6.1 Begränsningar

I detta avsnitt behandlas en modell för beräkning av inverkan av laster som verkar i skivans plan. Inverkan av laster vinkelrätt mot skivans plan kan behandlas enligt avsnitten 6.2 och 6.5, och eventuell inverkan av instabilitet beaktas i enlighet med avsnitt 3.4.

Med hänsyn till statiskt verkningssätt behandlas var för sig specialfallen hög balk och horisontalstödd skiva, jämför figur 6.6.1.



Figur 6.6.1 Exempel visande
a. hög balk och
b. horisontalstödd skiva

Med hög balk avses här en balk upplagd på två eller flera stöd och för vilken nedanstående villkor 6.6.1 är uppfyllt:

$$\frac{M_0}{hV_0} \leq 1,5 \quad (6.6.1)$$

där
 M_0 är största böjande moment i betraktat spann, beräknat under förutsättning av fri uppläggning vid båda stöden

V_0 är största tvärkraft vid upplag, beräknad under samma förutsättning som M_0
 h är total höjd

För utkragande balk är M_0 största böjande moment och V_0 största tvärkraft.

Gränsen mellan hög och ordinär balk är inte densamma här som i avsnitt 3.7 och 6.2, varför dimensionering i vissa fall kan utföras antingen enligt detta avsnitt eller enligt avsnitt 3.7 respektive 6.2. En konstruktionsdel bör dock dimensioneras konsekvent antingen som hög balk eller som ordinär balk. Med konstruktionsdel avses här delen mellan ett upplag och ett snitt där tvärkraften är noll eller byter tecken.

Med horisontalstödd skiva avses normalt en skiva upplagd på ett stöd och för sin jämvikt beroende av horisontella reaktionskrafter från bjälklag eller dylikt.

Skivor kan även dimensioneras enligt s.k. fackverksmodeller, se avsnitt 3.2.3.3.

6.6.2 Beräkningsmodell

Teoretisk spännvidd för en skiva är avståndet mellan upplagens centra. Med ett upplags centrum avses som regel tyngdpunkten för upplagsytan.

För skiva upplagd på två eller flera stöd och med stor höjd i förhållande till spännvidden beaktas att verksam höjd är mindre än faktisk höjd. Om inte annat visas vara riktigare begränsas verksam höjd till teoretisk spännvidd.

Last som angriper på en nivå lägre än verksam höjd förs upp i balken genom särskild vertikal upphängningsarmering.

Hål för dörrar och dylikt kan ha avsevärt inflytande på det statiska verknings sättet, vilket beaktas vid val av beräkningsmodell.

Kraftfördelning kan beräknas med hänsyn till uppsprickning och med tillämpliga deformationssamband för betong och armering, eller enligt elasticitetsteori för homogen isotrop skiva.

Vid dimensionering av hög balk kan momentfördelning och storlek på upplagsreaktioner beräknas som för ordinär balk, se avsnitt 6.6.3.

Krafter i horisontalstödd skiva kan bestämmas ur förenklad modell enligt avsnitt 6.6.4.

Skivor kan även dimensioneras enligt s.k. fackverksmodeller, se avsnitt 3.2.3.3.

6.6.3 Höga balkar (brottgränstillstånd)

6.6.3.1 Dimensionerande krafter och moment

Höga balkar är särskilt känsliga för stödförskjutningar, vilket beaktas vid bestämning av stödreaktioner och kraftfördelning.

Förutsättningarna för bestämning av stödförskjutningar är ofta osäkra, varför dimensioneringen bör utföras med marginal. Följande metod ger rimlig säkerhet mot inverkan av oförutsedda stödförskjutningar.

Krafter och moment beräknas som för ordinär balk med beaktande av förväntade stödförskjutningar. Vid grundläggning på berg eller vid annan grundläggning där endast små förskjutningar kan väntas, kan stöden betraktas som oeftergivliga.

Dimensionering sker för krafter och moment enligt nedan:

- Dimensionerande stödmoment M_s sätts lika med beräknat stödmoment.
- Dimensionerande fältmoment M_f sätts lika med det fältmoment som erhålls om stödmomenten reduceras till hälften: för positivt stödmoment används dock beräknat värde.
- Dimensionerande upplagsreaktion sätts lika med 1,1 gånger beräknad upplagsreaktion.
- Dimensionerande tvärkraft V_d sätts lika med beräknad tvärkraft.

6.6.3.2 Upphångningsarmering

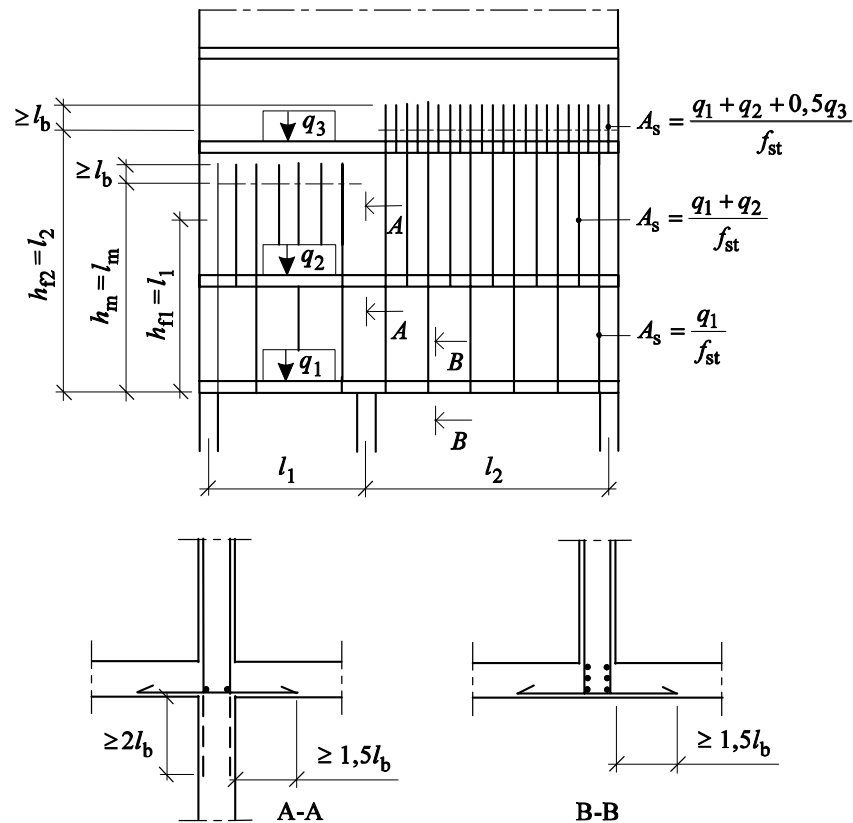
Upphångningsarmering förankras i balkens överkant eller över verksam höjd. Förankring kan ske genom att armeringen omböjs med minst en förankringslängd eller genom att den förs upp minst en förankringslängd över verksam höjd. I många fall är det lämpligt att använda slingor (hårnålar) vid förankring.

Vid balk med två eller flera fack med olika spännvidd väljs som upphångningslängd i ett fack det största av värdena h_f och h_s för ifrågasvarande fack. Här är h_f verksam höjd i fält, dvs. total höjd dock högst fackets teoretiska spännvidd, och h_s är verksam höjd över stöd, dvs. total höjd dock högst medelvärde för spännvidderna på ömse sidor om stödet, l_m .

Upphångningsarmering för last från bjälklag i balkens underkant kan förankras exempelvis genom att bockas in i bjälklaget enligt figur 6.6.3.2. Upphångningsarmering för last från övriga bjälklag kan förankras genom att bockas in i respektive bjälklag, eller genom att föras ned minst två skarvlängder i balkdelen under bjälklaget, se figur 6.6.3.2.

Om tre eller flera bjälklag i ett fack är belägna inom verksam höjd, kan last från det översta av dessa reduceras till hälften vid dimensionering av upphångningsarmering.

För upphångningsarmering bör inte tillgodoräknas större värde på dimensionerande draghållfasthet f_{st} än vad som svarar mot $f_{st} = 520 / (1,15 \gamma_n)$ MPa.



Figur 6.6.3.2 Upphångningsarmering i hög balk. I figuren angivna laster q inbegriper även skivans egentyngd

6.6.3.3 Böjarmering i fält

Erforderlig armeringsarea beräknas ur

$$A_{sf} = \frac{M_f}{z_f f_{st}} \quad (6.6.3.3a)$$

där

M_f är dimensionerande fältmoment enligt avsnitt 6.6.3.1

z_f är inre hävarm, dvs. avståndet mellan fältarmeringens tyngdpunkt och tryckresultanten

För balk med $M_0/(h_f V_0) < 1$ (M_0 och V_0 enligt avsnitt 6.6.1, h_f enligt avsnitt 6.6.3.2) bör hänsyn tas till var lasten angriper vid bestämning av z_f . Vid lastangrepp i balkens överkant gäller

$$z_f = \left(0,65 + 0,2 \frac{M_0}{h_f V_0} \right) d \quad (6.6.3.3b)$$

där d är avstånd från armeringens tyngdpunkt till överkant av verksam höjd och vid lastangrepp i underkant

$$z_f = \left(0,45 + 0,4 \frac{M_0}{h_f V_0} \right) d \quad (6.6.3.3c)$$

För balk med $M_0/(h_f V_0) \geq 1$ gäller

$$z_f = 0,85d \quad (6.6.3.3d)$$

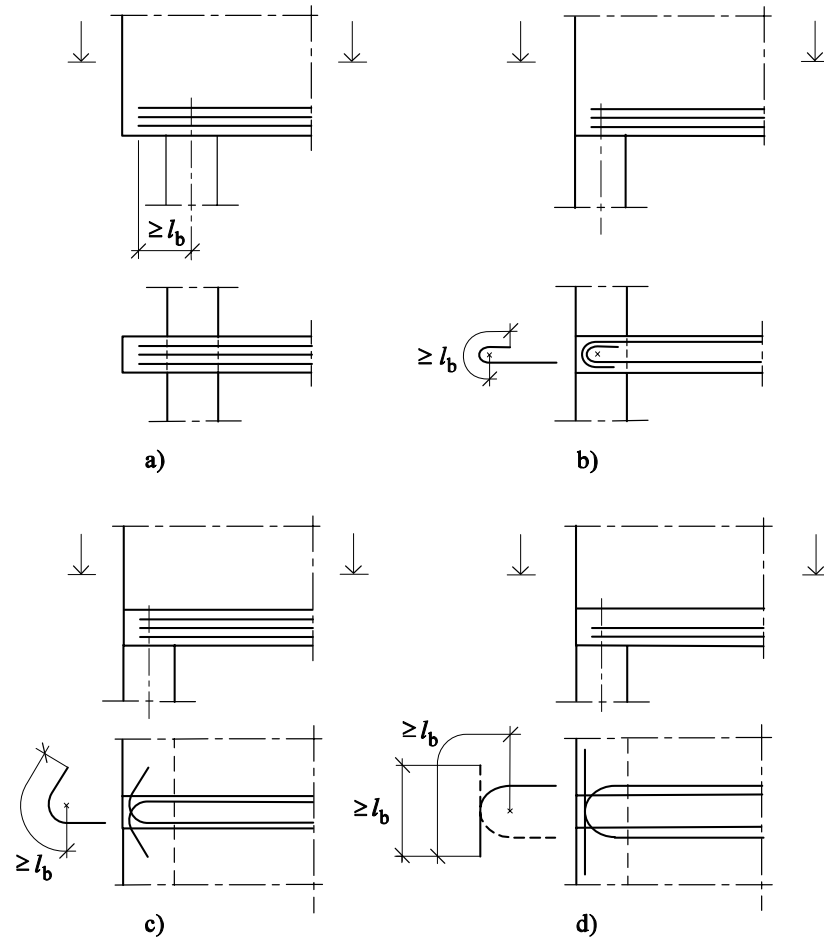
z_f begränsas till teoretisk spännvidd, om inte annat visas vara riktigare, se avsnitt 6.6.2. Fältarmeringen placeras inom den nedre fjärdedelen av verksamma höjden h_f . I armeringsarean A_{sf} kan inräknas horisontell armering enligt avsnitt 6.6.3.5 som inlagts på denna del av höjden.

Fältarmering får inte avslutas enligt momentdiagrammet utan dras oavkortad in över upplag för att där förankras eller skarvas till angränsande facks fältarmering.

Vid ändupplag förs armeringen förbi upplagets centrum minst en skarvlängd, dock alltid fram till upplagets bortre kant. Vid ändupplag med knappt utrymme omböjs armeringsändan, se figur 6.6.3.3a – d, eller förses armeringen med ändankare. Vertikal bockning i samband med armeringens förankring undviks. Vid stöd mellan fält med olika

armering gäller samma principer för den armering som inte skarvas till armeringen i angränsande fält.

Om viss del av fältarmeringen av utrymmesskäl måste placeras i angränsande bjälklag, kan denna armering förankras enligt figur 6.6.3.3d. Upplagsytans tyngdpunkt är markerad med ett kryss. Armeringen bockas 90° i horisontalplanet. Bockningen påbörjas tidigast vid upplagsytans tyngdpunkt.



Figur 6.6.3.3a – d Olika sätt att förankra armeringen vid ändupplag

6.6.3.4 Böjarmering över stöd

Stödarmering bör fördelas jämnt från en punkt på avståndet $0,25l_m$ från balkens underkant till en punkt från avståndet h_s från underkanten (för h_s och l_m , se avsnitt 6.6.3.2). Se figur 6.6.3.4a – b. Tryckresultanten kan antas angripa $0,1h_s$ över underkanten. Erforderlig armeringsarea beräknas ur

$$A_{ss} = \frac{M_s}{z_s f_{st}} \quad (6.6.3.4a)$$

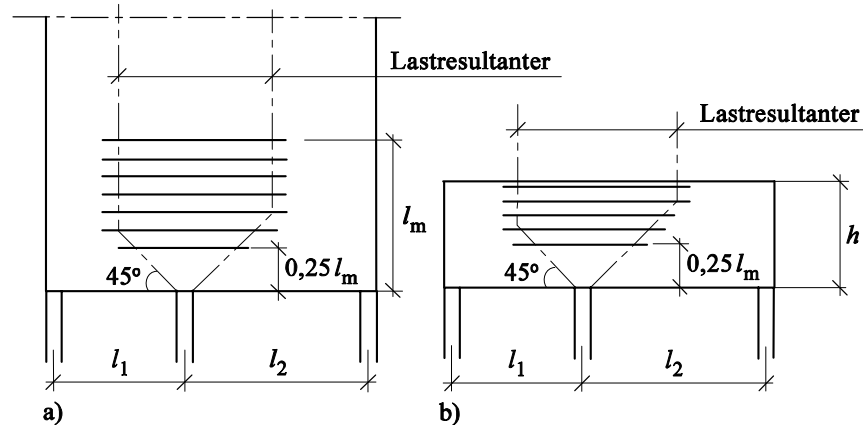
där M_s är dimensionerande stödmoment enligt avsnitt 6.6.3.1.

Inre hävarmen z_s är här

$$z_s = 0,4h_s + 0,125l_m \quad (6.6.3.4b)$$

För utkragande balkdel kan samma armeringsfördelning användas, varvid l_m sätts till dubbla utkragningslängden.

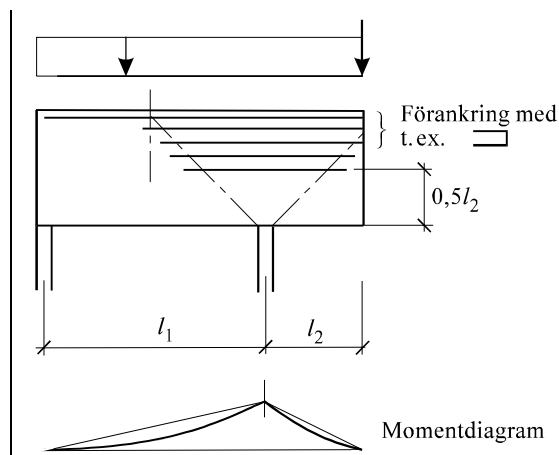
Avslutning av stödarmering framgår av figur 6.6.3.4a – b och figur 6.6.3.4c. I stödarmeringen kan även inkluderas den inom stödområdet inlagda horisontella armeringen enligt avsnitt 6.6.3.5.



Figur 6.6.3.4a – b Exempel på fördelning av stödarmering i balk med två fack;

a. $h > l_m$

b. $h = (2/3)l_m$. Armeringen dras minst en förankringslängd utanför lastresultantens verkningslinje respektive en 45° -linje mellan upplag och verkningslinje. Armeringen ges dock minst den längd som följer av avsnitt 3.9.2, vilket kan vara avgörande i vissa fall.



Figur 6.6.3.4c Exempel på fördelning av stödarmering i balk med utkragande del. Momentdiagrammet visar att avkortningsprinciperna för stödarmering i avsnitt 3.9.2 är dimensionerande, dvs. en del av stödarmeringen måste dras fram till angränsande stöd

6.6.3.5 Övrig horisontell armering

Om i ett $V_{d,max} \geq t h_f f_{ct}$ ($V_{d,max}$ är maximal tvärkraft, t är balkens liv-tjocklek), inläggs i hela facket och över hela verksamma höjden h_f en horisontell armering med armeringsinnehållet

$$\rho_h \geq \frac{f_{ct}}{f_{st}} \quad (6.6.3.5)$$

Om i balk upplagd på två stöd eller i ändfack på kontinuerlig balk $M_0 \geq 0,5t h_f^2 f_{ct}$ (M_0 enligt avsnitt 6.6.1), inläggs från balkens underkant upp till $0,5h_f$ en horisontell armering med armeringsinnehållet $2\rho_h$, oavsett värdet på $V_{d,max}$. Armeringen dras fram längs hela det aktuella facket.

6.6.3.6 Vertikal armering

Om i en balkdel (se nedan) $V_{d,max} \leq t h_f f_{ct}$ fordras ingen vertikal armering enligt detta avsnitt.

Om $V_{d,max} > t h_f f_{ct}$ inläggs i hela balkdelen och inom hela verksamma höjden h_f en vertikal armering med armeringsinnehållet

$$\rho_v \geq \frac{f_{ct}}{f_{st}} \quad (6.6.3.6a)$$

Inom den del av den betraktade balkdelen där $V_d > V_{d,max}/3$ måste även följande villkor 6.6.3.6b vara uppfyllt:

$$\rho_v \geq \frac{f_{ct}}{f_{st}} \left(\frac{V_{d,max}}{th_f f_{ct}} - \frac{1}{2} \cdot \frac{V_{d,max} h_f}{M_0} \right) \quad (6.6.3.6b)$$

där

M_0 är enligt avsnitt 6.6.1

$V_{d,max}$ är dimensionerande tvärkraft vid upplag för betraktad balkdel

Med balkdel avses här delen mellan upplag och snitt där tvärkraften är noll eller byter tecken. Armering enligt detta avsnitt bör inte medräknas som upphängningsarmering enligt avsnitt 6.6.3.2.

För vertikal armering enligt detta avsnitt bör inte tillgodoräknas större värde på f_{st} än vad som svarar mot $f_{st} = 520/(1,15\gamma_n)$ MPa.

6.6.3.7 Maximal tvärkraft

Med hänsyn till risk för tryckbrott i balklivet begränsas maximal tvärkraft enligt nedan:

$$V_{d,max} \leq 0,25 f_{cc} t h_f \quad (6.6.3.7)$$

6.6.4 Horisontalstödd skiva

6.6.4.1 Reaktionskrafter

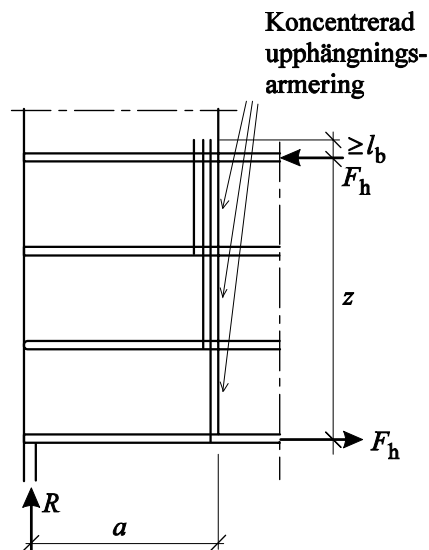
Reaktionskrafter kan bestämmas ur förenklad modell enligt figur 6.6.4.1. Skivan förutsätts stabiliserad av horisontalkrafter F_h i två bjälklag enligt figuren. Eventuella bjälklag däremellan kan således förutsättas överksamma. Horisontalstödda skivor kan även dimensioneras enligt s.k. fackverksmodeller, se avsnitt 3.2.3.3.

Hävarmen z bestäms ur olikheten

$$\frac{2}{3} a \leq z \leq \frac{3}{2} a \quad (6.6.4.1)$$

där a är avstånd från upplag till skivans kant.

Om endast två bjälklag finns gäller enbart begränsningen $z \geq 2a/3$.



Figur 6.6.4.1 Horisontalreaktioner och anordning av koncentrerad upphängningsarmering vid horisontalstödd skiva

Krafterna F_h tas upp av bjälklag, som normalt måste dimensioneras som höga balkar.

Horisontalstödda skivor kan även dimensioneras enligt s.k. fackverksmodeller, se avsnitt 3.2.3.3.

6.6.4.2 Upphängningsarmering

All last som angriper under nivån z från skivans underkant tas upp av särskild vertikal upphängningsarmering, dimensionerad och inlagd enligt samma principer som för hög balk. Upphängningsarmeringen fördelas med hänsyn till lastens fördelning, vilket bl.a. innebär att last från delar av bjälklag utanför skivans kant skall tas upp av upphängningsarmering koncentrerad till skivans kant, jämför figur 6.6.4.1.

För upphängningsarmering bör inte tillgodoräknas större värde på dimensionerande draghållfasthet f_{st} än vad som svarar mot $f_{st} = 520/(1,15 \gamma_n)$ MPa.

6.6.4.3 Armering för horisontalkraften F_h

Den horisontalkraft F_h som är dragkraft tas upp genom armering, som dras oavkortad fram till upplag och förankras enligt principerna för hög balk, se avsnitt 6.6.3.3. I motsatt ände förankras armeringen i den stabiliserande bjälklagsskivan med hänsyn till aktuellt verkningsätt.

6.6.4.4 Övrig horisontell armering

Om $F_h \leq taf_{ct}$ (t är skivans tjocklek, a enligt ekvation 6.6.4.1) fordras ingen horisontell armering enligt detta avsnitt.

Om $F_h > taf_{ct}$ läggs mellan de två nedersta bjälklagen en horisontell armering in med armeringsinnehållet

$$\rho_h = \frac{f_{ct}}{f_{st}} \quad (6.6.4.4a)$$

Ovanför denna armering upp till nivån z läggs armering med innehålllet $\rho_h/3$ in.

Dessutom tillses att den horisontella armeringens totala area inom höjden z uppgår till

$$A_{sh} = \frac{z}{a} \cdot \frac{F_h - 0,3atf_{ct}}{f_{st}} \quad (6.6.4.4b)$$

Armeringen förankras i båda ändar.

6.6.4.5 Vertikal armering

Om $V_{d,max} \leq tzf_{ct}$ (t är skivans tjocklek, z enligt avsnitt 6.6.4.1) fordras ingen armering enligt detta avsnitt.

Om $V_{d,max} > tzf_{ct}$ läggs i hela skivan inom höjden z en vertikal armering in med armeringsinnehållet

$$\rho_v = \frac{f_{ct}}{f_{st}} \quad (6.6.4.5a)$$

Inom de delar av skivan där $V_d > V_{d,max}/3$ skall armeringsinnehållet dock uppgå till minst

$$\rho_v = \frac{f_{ct}}{f_{st}} \left(\frac{V_{d,max}}{tzf_{ct}} - \frac{1}{2} \cdot \frac{V_{d,max}}{F_h} \right) \quad (6.6.4.5b)$$

där

F_h är horisontalreaktion enligt avsnitt 6.6.4.1

$V_{d,max}$ är maximal tvärkraft

För vertikal armering enligt detta avsnitt bör inte tillgodoräknas större värde på f_{st} än vad som svarar mot $f_{st} = 520/(1,15 \gamma_n)$ MPa.

6.6.4.6 Maximal tvärkraft

Med hänsyn till risk för tryckbrott i livet på en horisontalstörd skiva gäller nedanstående begränsningar:

$$F_h \leq 0,25 at f_{cc} \quad (6.6.4.6a)$$

$$V_{d,max} \leq 0,25 zt f_{cc} \quad (6.6.4.6b)$$

6.6.5 Upplag

6.6.5.1 Ytterstöd

Med hänsyn till risk för tryckbrott i skivan bör upplagskraften R begränsas enligt nedan:

$$R \leq 0,55 \xi k_1 f_{cc} bt \quad (6.6.5.1)$$

där

b är upplagets längd i skivans plan

$k_1 = 1,1$ för skiva förbunden med betongplatta över pelaren

$= 0,9$ för skiva utan betongplatta

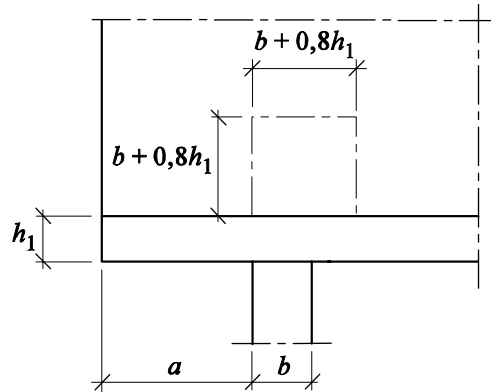
t är skivans tjocklek

$$\xi = \begin{cases} 1,4 & \text{för } t \leq 0,2 \text{ m} \\ 1,6-t & \text{för } 0,2 < t \leq 0,6 \text{ m} \\ 1,0 & \text{för } t > 0,6 \text{ m} \end{cases}$$

I *Betonghandbok – Konstruktion* avsnitt 6.6:5 ges ett mera nyanserat dimensioneringsförfarande, som möjliggör högre värden för k_1 än vad som angivits ovan.

Gjutfog över upplag mellan betongplatta och skiva dimensioneras enligt avsnitt 3.11.3, dock behöver ekvation 3.11.3b, 3.11.3e, 3.11.3h

och 3.11.3k inte tillämpas för detta fall. De anses ersätta av begränsningen på R enligt villkor 6.6.5.1 eller motsvarande i *Betonghandbok – Konstruktion*. Hål förutsätts inte förekomma vid upplag i en skiva inom en kvadrat med sidan $(b + 0,8h_1)$, se figur 6.6.5.1.



Figur 6.6.5.1 Område inom vilket hål i skiva inte får förekomma vid ytterstöd

6.6.5.2 Innerstöd

Med hänsyn till risk för tryckbrott i skivan bör upplagskraften R begränsas vid dubbelsidigt anslutande platta enligt nedan:

$$R \leq 0,65 \xi f_{cc} b t \left(1 + 1,6 \frac{h_1}{b} \right) \quad (6.6.5.2)$$

där

- b är upplagets längd i skivans plan
- h_1 är plattans tjocklek
- t är skivans tjocklek
- ξ bestäms enligt avsnitt 6.6.5.1

Högerledet i villkor 6.6.5.2 behöver inte sättas mindre än $0,8 \xi f_{cc} b t$ och får inte sättas större än $1,9 \xi f_{cc} b t$.

Hål får inte förekomma inom en kvadrat med sidan $(1,5b + 2h_1)$, centriskt placerad över stödet.

Ytterstöd kan, med avseende på upplagets hållfasthet, behandlas som ett innerstöd, om ytterstödet är placerat så att sträckan a i figur 6.6.5.1 är $\geq 0,5h_f$, där h_f är verksam höjd för facket innanför stödet.

Om $a = 0$ behandlas det som ett ytterstöd. För $0 < a < 0,5h_f$ bestäms upplagshållfastheten genom rätlinjig interpolation.

I *Betonghandbok – Konstruktion* avsnitt 6.6:5 ges exempel på utformning av armering i pelare och platta. Där ges också exempel på dimensionering vid ensidigt anslutande platta och på dimensionering vid konstruktionsutformning som medger högre upplagskraft än enligt detta avsnitt.

6.6.6 Inhängda skivor

Skivkonstruktion som inte är understödd i alla upplagspunkter, utan som i någon upplagspunkt är inhängd i en tvärskiva, kontrolleras för skjuvning i anslutningssnittet med beaktande av att lastangreppet är fördelat utefter skivans höjd. Detta beaktas även vid dimensionering av tvärskivan som bär den inhängda skivan. Se *Betonghandbok – Konstruktion*, avsnitt 6.6:6.

6.7 Skal

6.7.1 Principer

Skal dimensioneras med hjälp av elasticitetsteoretisk metod eller gränslastteoretisk metod (t.ex. enligt stringer-teori). Alla nödvändiga förutsättningar för den använda metoden skall konsekvent uppfyllas. Risken för stabilitetsbrott beaktas. Om risken för stabilitetsbrott är försumbar kan vid tillämpning av elasticitetsteoretisk metod antas att materialet är homogent, även om sprickbildning uppstår. Böjande moment med momentvektor i skalets plan beaktas, speciellt vid ränder och lastangrepp. De speciella problem som uppstår vid punktlaster, upplagspunkter, förankringar etc., ägnas särskild uppmärksamhet.

6.7.2 Begränsningar

För skal kan tillämpliga delar av dimensioneringsmetoder för plattor och skivor användas, se avsnitt 6.5 och 6.6.

6.7.3 Dimensionering

Dragkrafter tas upp av armering eller – där föreskrifterna och metoderna i avsnitt 3.5 så medger – av osprucken betong. Vid kontroll av om betongen är sprucken eller osprucken beaktas all samtidig inverkan, som utöver last kan vara t.ex. tvångsinverkan.

Armering i skalets plan utgörs ofta av rutarmering. Vid dimensionering av denna armering beaktas inverkan av skjuvkrafter i skalets plan. Vid dimensionering för normalkrafterna n_{xv} och n_{yv} enligt nedan kan skjuvkrafter anses beaktade.

$$n_{xv} = n_x + \mu |n_{yx}| \quad (6.7.3a)$$

$$n_{yv} = n_y + \frac{1}{\mu} |n_{yx}| \quad (6.7.3b)$$

där

n_x är normalkraften per breddenhet i x -riktningen

n_y är normalkraft per breddenhet i y -riktningen som är vinkelrät mot x -riktningen

n_{yx} är skjuvkraft per breddenhet

μ är ett positivt tal som väljs med hänsyn till praktiska synpunkter, som regel nära 1

I ekvation 6.7.3a – b införs dragkraft med positivt tecken och tryckkraft med negativt.

Ekvationerna 6.7.3a – b innebär att jämviktsvillkoren uppfylls i ett tänkt fackverk, där betongen efter uppsprickning endast tar tryckkrafter. Faktorn μ motsvarar då $\cot\theta$, där θ är trycksträvornas lutning i förhållande till x -riktningen.

Ekvationerna kan även användas för beräkning av armeringsspänningar i bruksgränstillstånd. Lutningen θ kan härvid väljas i intervallet mellan den lutning som svarar mot huvuddragsspänningssprickor, och den som ger lika armeringsspänning i båda riktningarna. Se vidare avsnitt 4.3.

6.8 Upplagskonstruktioner

6.8.1 Allmänt

För upplagskonstruktioner beaktas skevheter, ojämnheter och andra avvikelser från avsedd utformning, som med hänsyn till valda toleranser och vald utförandeklass kan väntas uppstå. Se även avsnitt 2.6.2.

De båda komponenterna i en upplagskonstruktion, den bärande och den burna, dimensioneras var för sig för sin farligaste last.

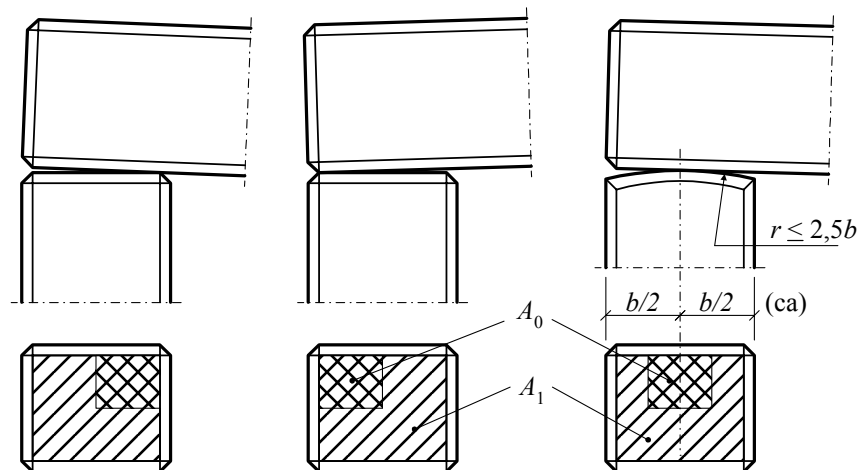
Upplagskonstruktioners speciella karaktär, med små dimensioner och stora krafter, gör det ofta nödvändigt att använda en metod baserad på fackverksmodeller för bestämning av inre krafter. Sprickrisken är svårbestämd, varför det är lämpligt att armering läggs in i sådan mängd att den kan anses sprickfördelande enligt avsnitt 4.5.6. Sprickor kan antas vara i huvudsak parallella med de inre trycklinjerna.

6.8.2 Upplag på plan eller cylindrisk yta

Följande kan tillämpas för balkar med nära kvadratisk upplagsyta. Vidare förutsätts normal tillverknings- och monteringsnoggrannhet.

Med mellanlägg som kan jämna ut mindre ojämnheter kan tryckytan A_0 (se figur 6.8.2) antas vara ca 1/4 av den teoretiskt möjliga anliggningsytan A_1 . Med mellanlägg som dimensioneras för uppträdande krafter och deformationer kan tryckytan antas lika med mellanlaggets yta. Vid andra förutsättningar kan mindre tryckytor behöva förutsättas.

Prägling och spjälkning kontrolleras enligt avsnitt 3.10 med tryckytan placerad på ogynnsammaste sätt för respektive konstruktionsdel, med beaktande av eventuella skevheter och vinkeländringar, jfr figur 6.8.2.



Figur 6.8.2 Antagen tryckyta A_0 samt största möjliga anliggningsyta A_1 mellan balk och pelare med plan respektive cylindrisk överyta

6.8.3 Upplagskonsol

Bärförmågan av en upplagskonsol kan bestämmas med en fackverksmodell enligt figur 6.8.3a, förutsatt att trycksträvans lutning är minst 45° , jfr även avsnitt 3.2.3.3.

Angripande krafters riktning och läge i brottgränstillstånd bestäms med hänsyn till laster och tvångsinverkan i det system som upplaget ingår i. Friktionskrafter begränsas av friktionskoefficienter i anliggningsytan. Följande värden kan användas med sitt i aktuellt fall ogynnsammaste alternativ.

- Betong mot betong 0,3 – 0,9
- Betong mot stål 0,2 – 0,6
- Betong mot gummi 0,1 – 0,5

Bärförmågan hos dymling ingjuten enligt figur 6.8.3b kan bestämmas ur uttrycket

$$F = \varnothing^2 \sqrt{f_{cc} f_{st}} \quad (6.8.3a)$$

dock högst

$$F = 0,2 bc f_{ct} \quad (6.8.3b)$$

där

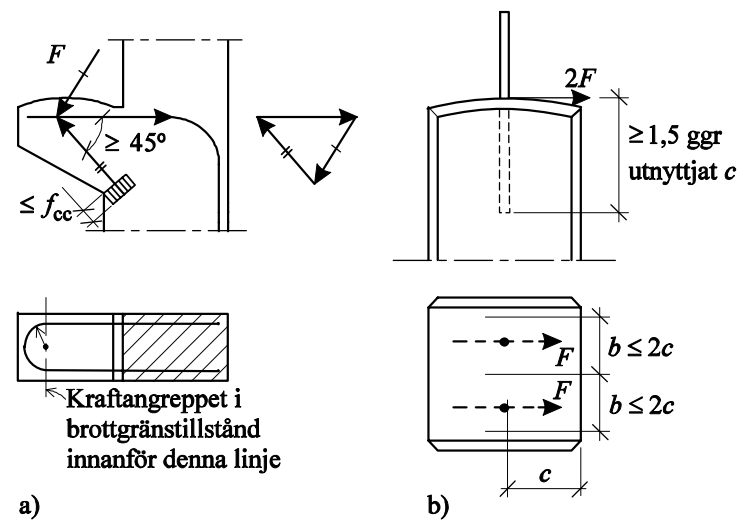
F är tvärkraft i dymlingen

b och c är mått enligt figur 6.8.3b

f_{st} är dimensionerande draghållfasthet för dymlingen

\varnothing är dymlingens diameter

Om lämpligt utformad armering läggs in för hela kraften F , kan högre värden på bärförmågan utnyttjas än enligt ekvation 6.8.3b, se *Betonghandbok – Konstruktion*.



Figur 6.8.3a – b a. Upplagskonsol på pelare
b. Dymlingar med kraft F och med hållfasthetsbestämmande mått. Uttrycket $b \leq 2c$ innebär en begränsning av det b som kan utnyttjas i ekvation 6.8.3b

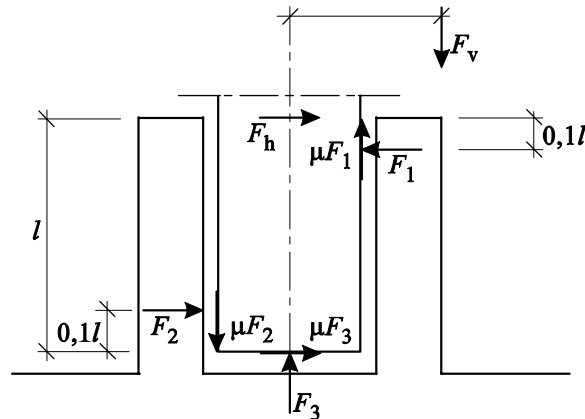
6.8.4 Pelarholkar

En pelarholk är ett fundament i vilket en pelare fastgjuts med fogbruk i en ursparing anpassad till pelaren. Kraftöverföring mellan pelare och holk kan antas ske genom kontaktryck enligt figur 6.8.4. Friktions-

koefficienten μ bör sättas högst lika med 0,3 och pelarens ingjutningslängd l bör väljas minst lika med 1,2 gånger pelarens största tvärmått.

Armering i pelarens dragna kant bör förankras enligt avsnitt 3.9.2. Ofta fordras ändförankring, t.ex. genom att armeringen svetsas till ändplåt eller skarvas till hårnålar.

Angiven dimensioneringsmetod gäller om pelare och holk har släta fogytter. Om pelarens och holkens fogytter har förtagningar kan kraftöverföring antas ske genom monolitisk samverkan via skjuvspänningar i fogbruket, begränsade enligt avsnitt 3.11.3.



Figur 6.8.4 Tvärsnitt genom pelarholk med angivande av de krafter som förutsätts verka på pelaren

6.9 Grundplattor och fundament

Vid beräkning av krafter och moment ges laster och reaktioner från mark och pålgrund en för grundkonstruktionen rimligt ogynnsam fördelning. Se exempelvis *Plattgrundläggning*, AB Svensk byggtjänst och Statens geologiska institut, 1993.

Moment och tvärkrafter bör beräknas för tvärsnitt, som erhålls om ett plan skär plattan i hela dess längd eller bredd.

Beräkningen utförs på grundval av alla laster och reaktioner på endera sidan om detta snitt.

Teoretiskt inspänningssnitt vid dimensionering för böjande moment och tvärkraft kan antas ligga utefter kanten för belastande konstruktion,

om denna är hopgjuten med grundplattan; se snitt 1 i figur 6.9. I annat fall kan snittet antas ligga mellan kanten och centrum för belastande konstruktion; snitt 2.

Vid kontroll av övre gräns för tvärkraftskapacitet enligt ekvation 3.7.4.1b beaktas allt grundtryck utanför teoretiskt inspänningssnitt.

Vid tvärkraftsdimensionering i övrigt behöver endast grundtryck utanför en linje på avståndet d från detta snitt beaktas. Inverkan av förhöjd tvärkraftskapacitet för last nära upplag enligt 3.7.3.3 respektive 3.7.3.7 tillgodoräknas endast inom den belastande konstruktions bredd.

Dimensionering med hänsyn till genomstansning utförs i princip enligt avsnitt 3.12.

Tjocka grundplattor kan beräknas med hjälp av en fackverksmodell, jfr avsnitt 3.2.3.3, eller enligt principer för korta konsoler, se avsnitt 6.8.3. Beträffande tjocka påplintar se även *Betonghandbok - Konstruktion* avsnitt 6.9:322. Härvid fordras ingen kontroll av tvärkraft eller genomstansning.

Metoden kan tillämpas för utkragningslängd högst lika med 1,2 gånger plattjockleken. Mer nyanserade gränser för utkragning kan erhållas ur följande villkor:

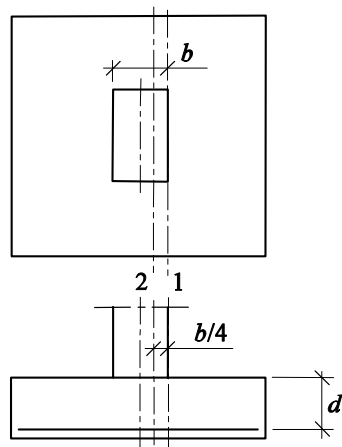
$$\sqrt{\left(\frac{M_x}{V_x d}\right)^2 + \left(\frac{M_y}{V_y d}\right)^2} \leq 1,0 \quad (6.9a)$$

där

d är effektiv höjd

M_x, V_x är moment och tvärkraft i snitt 1 (figur 6.9) i x -riktning

M_y, V_y motsvarande i y -riktning



Figur 6.9 Teoretiskt inspänningsnitt vid dimensionering för böjande moment och tvärkraft

7 Material- och kvalitetskrav

7.1 Allmänt

BKR, avsnitt 2:4

Material till bärande konstruktioner, inklusive jord och berg, skall ha kända och dokumenterade egenskaper i de avseenden som har betydelse för deras användning.

BKR, avsnitt 7:4, andra och tredje stycket

Delmaterial till betong, betongmassa, hårdnad betong samt armering skall ha sådana egenskaper att den färdiga konstruktionen får avsedd bärförmåga, stadga och beständighet.

Råd: Egenskaperna bör verifieras genom provning eller på annat lämpligt sätt.

7.2 Betong

7.2.1 Delmaterial till betongmassa

BKR, avsnitt 7:41

Delmaterial till betong får inte innehålla skadliga mängder av sådana beståndsdelar som kan försämra betongens eller armeringens egenskaper eller funktion.

forts.

forts.

Vid tveksamhet om ett delmaterials lämplighet skall genom särskild utredning påvisas att konstruktionen får tillfredsställande bärformåga, stadga och beständighet och avsedda egenskaper i övrigt.

Råd: Beprovade cementtyper kan, om de används i enlighet med SS-EN 206-1 och dess nationella tillämpningsstandard SS 13 70 03, antas vara lämpliga. Vilka cementtyper som anses vara beprovade anges för respektive harmoniserad cementstandard i Boverkets författningssamling BFS, föreskriftsserie TEK. Därutöver kan cement enligt SS 13 42 02, SS 13 42 03 och SS 13 42 04 anses beprovade.

Övriga delmaterial bör uppfylla de krav på materialegenskaper som anges i SS-EN 206-1 och SS 13 70 03.

För att anses som en byggprodukt med bestyrkta egenskaper enligt avsnitt 1:4 bör bestyrkandet av överensstämmelse när det gäller CE-märkt ballast till betong för användning i bärande konstruktioner ske i enlighet med vad som gäller för ballast för användningsområden med höga säkerhetskrav.

Användning av tillsatsmaterial förutsätter att man genom förundersökning kontrollerar att tillsatsmaterialet tillsammans med övriga delmaterial och aktuell utrustning ger avsedd effekt och att övriga egenskaper hos betongen inte påverkas menligt.

Tillverkning av betong med tillsatsmaterial bör ske vid betongfabrik som uppfyller villkoren för tillverkningsklass I enligt avsnitt 8.3.2.2 och bör följa materialtillverkarens hanteringsinstruktion.

Mineraliskt tillsatsmaterial och tillsatsmedel bör ha bestyrkta egenskaper enligt *BKR* 1:4.

7.2.2 Betongmassa

BKR, avsnitt 7:42

Betongmassa skall ha sådan sammansättning att den vid gjutning kan fås att fylla ut formen, omsluta armeringen och förbli homogen under hanteringen.

7.2.3 Betongkvalitet med hänsyn till beständighet

BKR, avsnitt 7:11

Betongkonstruktioner skall utformas, dimensioneras och utföras så att skadlig nedbrytning förhindras. Detta skall ske genom att de angrepp konstruktionsdelarna förväntas utsättas för klargörs och att erforderliga åtgärder för att konstruktioner ska motstå angreppen vidtas.

Råd: Exponeringsklasser tillämpbara för de vanligast förekommande typerna av miljöpåverkan anges i SS-EN 206-1. Erforderliga åtgärder kan anses ha vidtagits om betongkonstruktionen uppfyller kraven i SS-EN 206-1, SS 13 70 03 och SS 13 70 10.

I de fall SS 13 70 10 anger att kravet på täckskikt ska fastställas i varje enskilt fall bör detta ske genom en särskild utredning.

Vid risk för kemiskt angrepp utöver de typer av angrepp som anges i SS-EN 206-1, t.ex. när det gäller konstruktioner i kemiska industrier, lantbruksbyggnader eller i vatten med betydande mängd marmoraggressiv kolsyra, bör en särskild utredning göras om angreppets inverkan på betongens och armeringens beständighet. I utlåtandet bör erforderliga skyddsåtgärder anges.

7.2.4 Hårdnad betongs hållfasthet

7.2.4.1 Hållfasthetsklasser

BKR, avsnitt 7:22

Betong skall med hänsyn till dess tryckhållfasthet indelas i olika hållfasthetsklasser.

Råd: Normal och tung betong samt lättballastbetong bör med avseende på tryckhållfasthet indelas i klasser enligt SS-EN 206-1 och SS 13 70 03.

forts.

forts.

Denna klassificering är baserad på tryckhållfasthet bestämd i enlighet med SS-EN 12390-3 där lagring av provkroppar sker enligt SS-EN 12390-2. Provkroppar för bestämning av tryckhållfasthet kan även lagras enligt svensk praxis i enlighet med SS-EN 12390-2 T1. Omräkningen mellan de olika lagringssätten bör ske enligt SS 13 70 03.

Hållfasthetsvärdering vid fortlöpande provning sker enligt avsnitt 9.1.2.

7.2.4.2 Hållfasthetsvärdering vid provning i färdig konstruktion

BKR, avsnitt 7:6, andra styckets andra mening

Råd: Vid hållfasthetsprovning i färdiga konstruktioner bör avsnitt 7.2.4.2 i *BBK* användas. Härvid sätts f_{KK} till $1,14 f_{cek}$ för respektive tryckhållfasthet.

Hållfastheten i färdig konstruktion kan bestämmas med hjälp av utborrade prov eller med indirekt metod som kan påvisas ge en tillförlitlig relation till hållfastheten för utborrade prov.

För bedömning av hållfasthet i färdig konstruktion kan metoden i Bilaga A användas.

7.2.5 Betongens motstånd mot vatteninträngning

BKR, avsnitt 7:12

Betongkonstruktioner som förväntas bli utsatta för ensidigt vatten-tryck skall ha tillräcklig grad av motstånd mot vatteninträngning.

forts.

forts.

Råd: Graden av motstånd mot vatteninträning är beroende av konstruktionens utformning samt av betongens sammansättning, gjutning och härdning. Kravet på betongens sammansättning kan anses vara uppfyllt om SS-EN 206-1 samt SS 13 70 03 beaktas.

Exempel på konstruktioner som kan förväntas bli utsatta för ensidigt vattentryck är oisolerade och odränerade källarväggar samt kulvertar och liknande konstruktioner under grundvattenytan.

7.2.6 Bruk och betong för speciella förfaranden

Med bruk och betong för speciella förfaranden avses bl.a. injekteringsbruk, bruk och betong till kraftöverförande fogar, betong för undervattensgjutning, injekteringsbetong, sprutbetong, självkompakterande betong, flytbetong och vakuumbehandlad betong. Användande av speciella förfaranden kräver särskild sakkunskap om vilka särskilda krav på bruket eller betongen som kan ställas för förfarandet i fråga.

För material till vissa förfaranden kan harmoniserade europastandarder som är underlag för CE-märkning ha utarbetats. Där sådana inte finns kan vägledning och riktlinjer när det gäller material fås i första hand ur svenska standarder och i andra hand ur *Betonghandboken* eller vedertagen branschpraxis.

7.3 Armering

7.3.1 Allmänt

BKR, avsnitt 7:43, första – tredje styckena

Armering skall ha sådana egenskaper att den i samverkan med betong kan ge den färdiga konstruktionen ett segt beteende vid brott.

forts.

forts.

Råd: För att möjliggöra ett segt beteende vid brott bör det karakteristiska värdet för armeringens gränstjörning inte understiga 3,0 % och det karakteristiska värdet på kvoten mellan brottgräns och flytgräns vara minst 1,08. Dessa värden baseras på den nedre 5-procentsfraktilen. I de fall det karakteristiska värdet för gränstjörning eller kvoten mellan brottgräns och flytgräns baseras på den nedre 10-procentsfraktilen bör värdena inte understiga 3,1 % respektive 1,10.

I konstruktion där inverkan av stödförskjutning eller annan tvångsinverkan är försumbar, kan dock armering med en karakteristisk gränstjörning på minst 2,5 procent användas.

Exempel på fall där spännarmering med 2,5 procent gränstjörning kan användas är statiskt bestämda konstruktioner.

Armeringens hållfasthetsegenskaper, dimension, böckbarhet, förankringsegenskaper och svetsbarhet förutsätts vara kända och dokumenterade. Egenskaperna bör kontrolleras enligt avsnitt 9.4 och utvärdering av provningsresultat bör ske enligt avsnitt 7.3.2.

Armering indelas från korrosionssynpunkt i två typer; korrosionskänslig armering och föga korrosionskänslig armering, se SS 13 70 10

7.3.2 Utvärdering av armeringens egenskaper

BKR avsnitt 7:43, sjätte stycket

Råd: I de fall där regler för utvärdering av provningar av armering och ingjutningsgods inte ges i respektive materialstandard, bör de metoder för utvärdering som anges i *BBK* avsnitten 7.3.2 – 7.3.4 tillämpas

Utvärdering av armeringens egenskaper kan utföras enligt bilaga B.

7.3.3 Svetsad armering

BKR, avsnitt 7:43, fjärde stycket

Skarv- och fixeringssvetsad (häftsvetsad) armering och svetsat armeringsnät skall normalt vara svetsade så att de av svetsning påverkade områdena får en brotthållfasthet som överstiger armeringsstängernas flytgräns så mycket att ett segt brott möjliggörs.

Med fixeringssvetsning avses här hopsvetsning av armeringsstänger för att fixera deras inbördes läge under transport, gjutning och bearbetning.

Kraven på hållfasthet och seghet hos svetsförband bör normalt påvisas för byggnadsdelar i säkerhetsklass 2 och 3. Kraven påvisas genom dragprovning enligt den dragprovningssmetod som gäller för den i förbandet ingående armeringen. Flytlasten bestäms med avseende på materialets övre sträckgräns, R_{eh} , eller förlängningsgräns, $R_{p0,2}$. Förbandet kan anses ha erforderlig hållfasthet och seghet om brottet inträffar med tydlig lokal kontraktion utanför det svetspåverkade området, dvs. minst $3\varnothing$ från närmaste svetskant, eller i övrigt om följande tre villkor a) t.o.m. c) uppfylls:

- Den uppmätta flytlasten understiger inte armeringens flytlast beräknad ur armeringsstångens nominella area och nominellt värde på R_{eH} eller $R_{p0,2}$.
- Kvoten mellan uppmätt brottlast och flytlast uppgår till minst 1,08.
- Den uppmätta töjningen över provstycket uppgår till minst 4 %.

Svetsarbete förutsätts ske med svetsbar armering, en lämplig svetsmetod och lämpliga svetsbetingelser samt i övrigt enligt *BSK* avsnitt 8:4. Beträffande definition av svetsbar armering se bilaga C. Inverkan av svetsbetingelserna på bl.a. ett ståls hårdbenägenhet kan bedömas med ledning av SS-EN 1011-2 samt A1-2004. Vid bestämning av lägsta arbetstemperatur enligt SS-EN 1011-2 samt A1-2004 kan normalt förutsättas att den ekvivalenta godstjockleken för en armeringsstång är lika med halva stångdiametern.

7.3.4 Mekaniska armeringsskarvar och ändförankringar

BKR, avsnitt 7:43, femte stycket

Mekaniska armeringsskarvar, ändförankringar och förankringar till ingjutna fästdon skall ha en brotthållfasthet som överstiger armeringens flytgräns så mycket att ett segt brott möjliggörs.

Kraven på hållfasthet och seghet hos mekaniska armeringsskarvar, ändförankringar och förankringar till ingjutna fästdon behöver normalt endast påvisas för byggnadsdelar i säkerhetsklass 2 och 3.

Kraven kan

påvisas genom dragprovning enligt avsnitt 7.3.3 varvid brottet antingen skall inträffa med tydlig lokal kontraktion utanför skarvområdet, dvs. minst $3\varnothing$ från närmaste gräns för bearbetningspåverkat område eller hylskant, eller så skall villkoren a) t.o.m. c) i avsnitt 7.3.3 uppfyllas.

8 Utförande

8.1 Grundläggande krav

8.1.1 Allmänt

BKR, avsnitt 2:5, första, tredje och fjärde styckena

En konstruktion skall

- projekteras och utförs av kompetent personal på ett fackmässigt sätt
- projekteras så att arbetet kan utföras på ett sådant sätt att avsedd utformning uppnås och så att förutsatt underhåll kan ske
- utföras enligt upprättade bygghandlingar.

Avvikelse från bygghandlingar eller åtgärder som inte anges på någon bygghandling, såsom håltagningar, ursparningar och slitsar, får utföras först sedan det klarlagts att byggnadsverksdelens funktion inte äventyras. Samråd skall ske i erforderlig grad med den som ansvarar för konstruktionshandlingarna.

För stabilisering under monteringen skall provisorisk stävning anordnas.

BKR, avsnitt 7:5, första stycket

Råd: Allmänna regler om utförande finns i avsnitt 2:5. Lämpligt utförande av betongarbete finns beskrivet i SS-ENV 13670-1. De ytterligare riktlinjer som ges i *BBK* avsnitt 8 bör också beaktas.

8.1.2 Dokumentation av utförande

BKR, avsnitt 7:5, andra stycket

Under utförandet skall dagbok föras som dokumenterar utfört arbete, nederbörd, temperatur och övriga iakttagelser som har betydelse för den färdiga konstruktionens kvalitet.

Dagbok bör innehålla uppgift om bl.a.

- inkomna materialleveranser
- tillverkad dagskvantitet, fördelad på betongsammansättningar
- eventuella korrigeringar av blandningsrecept
- intyg m.m. om utförd kontroll av utrustning
- tidpunkt för gjutning och formrivning
- härdningssätt och härdningstider.

Beträffande övrig dokumentation av kontroll och provning se även avsnitt 9.1.4.

8.2 Formar

BKR, avsnitt 7:53

Formbyggnad skall utföras så att den färdiga konstruktionen får avsedd form och funktion.

Formrivning får inte utföras förrän betongen uppnått erforderlig styvhet och hållfasthet och risk för skadlig sprickbildning inte föreligger.

Råd: Formrivning bör utföras enligt SS-ENV 13670-1. Beträffande erforderlig betonghållfasthet vid formrivning bör reglerna i *BBK* avsnitt 8.2 beaktas.

Om erforderlig betonghållfasthet vid formrivning inte anges i bygghandling, bör normalt tryckhållfastheten vid rivning av bärande form vara minst 70 % av fordrad hållfasthet.

Betongens hållfasthet kan uppskattas med hjälp av verifierade samband över hållfasthetstillväxten för aktuell betongsammansättning och aktuella uppmätta temperaturförhållanden i betongen.

Inblandning av tillsatsmaterial kan leda till långsammare värmeutveckling och hållfasthetstillväxt än hos betong utan tillsatsmaterial. Detta förhållande bör beaktas vid bedömning av lämplig tidpunkt för formrivning.

Angivna riktlinjer för formrivning gäller inte vid speciella tillverkningsmetoder, t.ex. glidformsgjutning.

Vid mer komplicerade konstruktioner bör en formrivningsplan utarbetas.

8.3 Tillverkning av betongmassa

8.3.1 Allmänt

BKR, avsnitt 7:51, första stycket, första meningen samt tredje stycket
Betong skall proportioneras och tillverkas så att den får en homogen, jämn kvalitet och en konsistens som är anpassad till aktuell arbetsmetod.

Råd: Tillverkning av betong, såväl byggplatstillverkad betong som fabriksbetong enligt definitionerna i SS-EN 206-1, bör ske enligt SS-EN 206-1 och SS 13 70 03.

8.3.2 Tillverkningsklasser

8.3.2.1 Allmänt

BKR, avsnitt 7:51, andra stycket

Tillverkning av betongmassa skall indelas i klasserna I, II och III med hänsyn till krav på kompetens, tillsyn, utrustning och transport samt jämnhet och noggrannhet vid tillverkning. De högsta kraven gäller för klass I.

8.3.2.2 Tillverkningsklass I

Betongmassa hänförs till tillverkningsklass I om tillverkningen av den leds och övervakas av en person som har särskild omfattande erfarenhet av och utbildning i betongmassetillverkning. Genomgången klass I-kurs med inriktning mot fabriksbetong som uppfyller kraven i *Vidareutbildning inom betongområdet*, Betongrapport nr 8, Svenska Betongföreningen kan anses uppfylla detta krav.

8.3.2.3 Tillverkningsklass II

Betongmassa hänförs till tillverkningsklass II om tillverkningen av den leds och övervakas av en person som har erfarenhet av och utbildning i betongmassetillverkning. Genomgången klass II-kurs med inriktning mot fabriksbetong som uppfyller kraven i *Vidareutbildning inom betongområdet*, Betongrapport nr 8, Svenska Betongföreningen kan anses uppfylla detta krav.

8.3.2.4 Tillverkningsklass III

BKR, avsnitt 7:51, fjärde stycket

Råd: Om tillverkningsklass III tillämpas kan standardiserad föreskriven betong enligt SS 13 70 02 användas.

Betongmassa som inte uppfyller kraven för tillverkningsklass I eller II hänförs till tillverkningsklass III om tillverkningen leds och övervakas av en person med erfarenhet av betongmassatillverkning.

8.3.3 Betongmassans temperatur

BKR, avsnitt 7:51, första stycket, andra meningen

Betongmassans temperatur skall begränsas så att inga skadliga effekter uppkommer.

Utöver vad som anges om betongmassans temperatur i SS-EN 206-1 och SS-ENV 13670-1 bör den vid tillverkning och gjutning normalt vara lägst +10 °C om lufttemperaturen är under 0 °C. Betongmassans

temperatur bör inte överstiga +30 °C. Vid kort tid mellan tillverkning och gjutning, t.ex. vid elementtillverkning, kan temperaturen dock tillåtas uppgå till +40 °C. Under speciella förutsättningar, se avsnitt 8.5.5, kan högre temperaturer än +40 °C tillämpas.

8.4 Betongarbete

8.4.1 Utförandeklasser

8.4.1.1 Allmänt

BKR, avsnitt 7:52, fjärde och sjunde styckena

Utförande av betongarbete skall indelas i utförandeklasserna I, II eller III med hänsyn till krav på kompetens, tillsyn samt jämnhet och noggrannhet i utförandet. De högsta kraven gäller för utförandeklass I.

Råd: Betongarbeten som utförs enligt *BBK* avsnitten 8.4.1.2 – 8.4.1.4 uppfyller kraven för respektive utförandeklass I – III.

Om högre karakteristiska värden än vad som motsvarar hållfasthetsklass C25/30 utnyttjas vid dimensioneringen fordras utförandeklass I, se avsnitten 2.4.1 och 2.4.2. Dessutom bör följande betongarbeten utföras i utförandeklass I:

- spännbetongkonstruktioner.
- glidformsgjutna konstruktioner.
- konstruktioner i exponeringsklasserna XS2, XS3, XD2, XD3, XF2-XF4 enligt SS-EN 206-1.
- undervattensgjutning samt arbete med injekteringsbetong och sprutbetong enligt avsnitt 8.4.4 samt
- självkompakterande betong.

Om karakteristiska värden som är högre än vad som svarar mot hållfasthetsklass C12/15 men högst vad som svarar mot hållfasthetsklass C25/30 utnyttjas vid dimensioneringen fordras utförandeklass I eller II. Dessutom bör följande betongarbeten utföras i utförandeklass I eller II:

- betongkonstruktioner med krav på motstånd mot vatteninträngning enligt avsnitt 7.2.5 samt
- arbete med lättballastbetong.

8.4.1.2 Utförandeklass I

BKR, avsnitt 7:52, femte stycket

Endast betongmassa i tillverkningsklass I får användas i utförandeklass I.

Betongarbeten hänförs till utförandeklass I om tillverkningen av den leds och övervakas av en person som har omfattande erfarenhet av och särskild utbildning i betongarbeten. Genomgången klass I-kurs med inriktning mot platsgjutning av betong som uppfyller kraven i *Vidareutbildning inom betongområdet*, Betongrapport nr 8, Svenska Betongföreningen kan anses uppfylla detta krav.

För konstruktioner i utförandeklass I bör samråd äga rum mellan representanter för byggherre, projektör, entreprenör och betongleverantör beträffande val av betong med hänsyn till funktionskrav och produktionsmetod.

8.4.1.3 Utförandeklass II

BKR, avsnitt 7:52, sjätte stycket

Endast betongmassa i tillverkningsklass I eller II får användas i utförandeklass II.

Betongarbeten hänförs till utförandeklass II om tillverkningen av den leds och övervakas av en person som har erfarenhet av och utbildning i betongarbeten. Genomgången klass II-kurs med inriktning mot plats-

gjutning av betong som uppfyller kraven i *Vidareutbildning inom betongområdet*, Betongrapport nr 8, Svenska Betongföreningen kan anses uppfylla detta krav.

8.4.1.4 Utförandeklass III

Betongarbeten i utförandeklass III bör ledas och övervakas av en person med erfarenhet av betongarbeten.

8.4.2 Transport, gjutning och härdning

BKR, avsnitt 7:52, första och tredje stycket

Betongmassa skall transporteras, gjutas, komprimeras och härdas så att den förblir homogen, utan skadlig sprickbildning, och så att den färdiga konstruktionen får avsedd bärförmåga, stadga och beständighet.

Råd: Härdning bör utföras enligt SS-ENV 13670-1 avsnitt 8.5 samt enligt riktlinjerna i *BBK* avsnitt 8.4.2.

Hållfastheten hos objektskuber kan ställas i relation till fordrad 28-dygns hållfastheten hos kuber 150×150 mm tillverkade och lagrade enligt SS-EN 12390-2 T1.

Inblandning av tillsatsmaterial kan leda till långsammare värmeutveckling och hållfasthetstillväxt än hos betong utan tillsatsmaterial. Detta förhållande bör särskilt beaktas vid låg gjuttemperatur med risk för tidig frysning.

I samtliga exponeringsklasser utom X0 och XC1 bör betongens temperatur under härdningsperioden inte överstiga +65 °C. För att minska risken för ytsprickor under härdningsperioden bör temperaturskillnaden över ett tvärsnitt begränsas för betong i exponeringsklasserna XD2, XD3, XS2, XS3 samt XF4. För konstruktioner med krav på motstånd mot vatteninträning enligt avsnitt 7.2.5 bör temperaturförhållandena under härdningsperioden särskilt uppmärksammas.

Erforderliga härdningsåtgärder med hänsyn till betongens hållfasthet och beständighet kan bestämmas genom särskild utredning eller utföras enligt följande principer.

Följande härdningsmetoder kan användas separat eller tillsammans:

A-metoder (utan vattentillskott)

Avdunstning förhindras genom:

- att tät, icke sugande form sitter kvar
- intäckning av den fria betongytan med plastfolie eller annat diffusionstätt material.

W-metoder (med vattentillskott)

Avdunstning ersätts genom:

- våttäckning med mattor, filt e.d. som hålls genomdränkta under hela härdningsperioden samt vid behov skydd av intäckningen med hjälp av plastfolie eller annat diffusionstätt material
- kontinuerlig vattenbegjutning med fritt vatten ständigt på betongytan
- vattenhärdning, dvs. med betongen helt nedsänkt i vatten.

CC-metoder (applicering av membranhärdningsvätska)

Membranhärdningsvätskan appliceras på betongen snarast efter gjutning eller direkt efter det att härdning med A- eller W-metod avslutats. Membranhärdningsvätskan bör, vid provning enligt den danska provningsmetoden *TI-B 33 (92) Måling av betonförseglingsmidlers virkningsgrad*, ha en effektivitet på minst 75 %.

För betongytor som kommer att utsättas för kraftig nötning bör särskild uppmärksamhet ägnas åt härdningsbetingelserna och behovet av särskilda härdningsåtgärder.

Härdningen bör normalt ske med någon A- eller W-metod. I exponeringsklasserna X0 och XC1 kan betong utan inblandning av tillsatsmaterial också härdas med en CC-metod.

Om lufttemperaturen understiger +5 °C behöver normalt inte särskild härdning utföras för betong utan tillsatsmaterial i exponeringsklasserna X0 och XC1. Betong med förutsatt hållfasthetsklass C 28/35 eller lägre bör därvid utföras i en hållfasthetsklass högre än den förutsatta, medan betong med förutsatt hållfasthetsklass C 30/37 eller högre bör utföras i två hållfasthetsklasser högre än den förutsatta. Man bör dock ha i åtanke att en ändring av aktuell betonghållfasthet kan få konsekvenser på erforderad sprickarmering.

8.4.3 Gjutfog

BKR, avsnitt 7:52, andra stycket

Gjutfogar skall utformas och utföras så att den färdiga konstruktionen får erforderlig hållfasthet, beständighet och täthet.

Avstängare bör anordnas så att betongen kan komprimeras och få erforderliga hållfasthetsegenskaper även vid fogytan.

Gjutfog fordras vid så långt uppehåll i gjutningen att nypåford betongmassa inte kan arbetas ihop med befintlig betongmassa.

8.4.4 Utförande vid speciella förfaranden

BKR, avsnitt 7:56

Råd: Undervattensgjutning, injektering, sprutning med betong och vakuumbehandling bör ske enligt SS-ENV 13670-1 avsnitt 8.7 samt riktlinjerna som ges i *BBK* avsnitt 8.4.4.

Med speciella förfaranden avses bl.a. injektering, undergjutning, gjutning under vatten, sprutning, användning av självkompakterande betong, flytbetong och vakuumbehandling. Användande av speciella förfaranden kräver särskild sakkunskap om vilka förutsättningar som gäller och om förfarandet i fråga samt dokumenterad erfarenhet.

För vissa förfaranden finns det europastandarder eller håller sådana på att utarbetas. Där gällande sådana finns bör dessa tillämpas. Injektering av foderrör beskrivs t.ex. i SS-EN 446 samt T1. Om inga europastandarder finns kan vägledning och riktlinjer fås i första hand ur svenska standarder och i andra hand ur *Betonghandboken* eller vedertagen branschpraxis.

8.5 Tillverkning av förtillverkade betongelement

8.5.1 Allmänt

BKR, avsnitt 7:55, tredje stycket

Råd: Tillverkning av betongelement bör ske i enlighet med SS-EN 206-1 och SS 13 70 03 och lagring, hantering och montering enligt SS-ENV 13670-1. Ytterligare riktlinjer som ges i *BBK* avsnitt 8.5 bör beaktas.

Harmoniserade standarder för förtillverkade betongelement vilka är underlag för CE-märkning är under utarbetande. I avvaktan på att dessa standarder finns tillgängliga kan reglerna i avsnitt 8.5.2 – 8.5.5 tillämpas vid betongelementtillverkning.

Tillverkningshandling för element enligt avsnitt 1.4.8 förutsätts finnas tillgänglig på tillverkningsplatsen.

8.5.2 Utförandeklasser

8.5.2.1 Allmänt

Utförande av betongarbete för förtillverkade betongelement bör i tillämpliga delar uppfylla förutsättningarna i avsnitt 8.4.1.1.

8.5.2.2 Utförandeklass I

Betongelementtillverkning hänförs till utförandeklass I om tillverkningen leds och övervakas av en person som har omfattande erfarenhet av och särskild utbildning i betongelementtillverkning. Genomgången klass I-kurs med inriktning mot betongelementtillverkning som uppfyller kraven i *Vidareutbildning inom betongområdet*, Betongrapport nr 8, Svenska Betongföreningen kan anses uppfylla detta krav.

På samma sätt som vid betongarbeten på plats får enligt *BKR* avsnitt 7:52 endast betongmassa i tillverkningsklass I användas i utförandeklass I.

8.5.2.3 Utförandeklass II

Betongelementtillverkning hänförs till utförandeklass II om tillverkningen leds och övervakas av en person som har erfarenhet av och utbildning i betongelementtillverkning. Genomgången klass II-kurs med inriktning mot betongelementtillverkning som uppfyller kraven i *Vidareutbildning inom betongområdet*, Betongrapport nr 8, Svenska Betongföreningen kan anses uppfylla detta krav.

På samma sätt som vid betongarbeten på plats får enligt *BKR* avsnitt 7:52 endast betongmassa i tillverkningsklass I eller II användas i utförandeklass II.

8.5.3 Märkning

BKR, avsnitt 7:55, första och andra styckena

Om element måste lyftas i särskilda lyftpunkter, skall dessa vara markerade.

Efter montering av element skall upplagslängder kunna kontrolleras, vilket kan kräva särskild märkning.

Upplagslängd behöver t.ex. markeras om upplaget inte är synligt från sidan.

Element bör även förses med märkning avseende tillverkare, tillverkningsdatum och vikt. Element med bestyrkta egenskaper märks i enlighet med vad som anges i de regler som gäller för bestyrkandeformen i fråga.

Märkning och markering bör vara beständig och kunna lokaliseras med ledning av ritning.

8.5.4 Gjutning, bearbetning och härdning

Beträffande gjutning, bearbetning och härdning se avsnitt 8.4.2 eller, om speciella tillverkningsätt tillämpas, se avsnitt 8.5.5.

Elements hållfasthet bör vid leverans normalt vara minst 70 % av fordrat värde. Element kan dock levereras med en hållfasthet mellan 50 % och 70 % av fordrat värde, om härdning på byggplats sker enligt särskild anvisning i bygghandling, jämför avsnitt 1.4.8.2.

Hållfastheten hos objektskuber kan ställas i relation till fordrad 28-dygnshållfastheten hos kuber 150 x 150 mm tillverkade och lagrade enligt SS-EN 12390-2 T1.

8.5.5 Speciella tillverknings sätt

Med speciella tillverknings sätt avses här användning av betongmassa med jordfuktig konsistens, värmehärdning eller användning av färsk betongmassa med temperatur över +40 °C. För att säkerställa att effekterna av metoden blir de som eftersträvas bör förundersökning ske.

Värmehärdning av förtillverkade betongelement med bestyrkta egenskaper kan dock utföras utan kontroll om följande villkor a – f uppfylls:

- a. Metoden skall tidigare ha gett dokumenterat godtagbart resultat
- b. Förlagring, dvs. förvaring mellan gjutning och värmehärdning, sker under minst 3 timmar om omgivningens temperatur är +30 °C, under minst 4 timmar vid +20 °C samt under minst 5 timmar vid +15 °C. Om betongmassans utgångstemperatur avviker mer än 10 °C från omgivningenstemperatur korrigeras förlagringstiden
- c. Betongmassans utgångstemperatur överstiger inte +40 °C
- d. Betongens temperatur under härdningen överstiger inte +70 °C
- e. Ångstråle riktas inte direkt mot betongytan samt
- f. Förlagring utförs enligt avsnitt 8.4.2 i tillämpliga delar. Under period med värmeförsel vattnas betongen om relativa luftfuktigheten understiger 95 %.

8.6 Armering

8.6.1 Bockning och annan bearbetning

BKR avsnitt 7:54, första och andra styckena

Bockningsradier skall väljas tillräckligt stora med hänsyn till risken för krossning och spjälkning av betongen och för att undvika sprickor och andra skador på armeringen.

Råd: Bockning av armering bör utföras enligt SS-ENV 13670-1. De ytterligare riktlinjer om varmbockning, begränsning av återbockning och bockning av fixeringssvetsad armering som ges i *BBK* avsnitt 8.6.1 bör beaktas.

Med hänsyn till risken för krossning och spjälkning av betong bör bockningsradier beräknas enligt avsnitt 3.9.4.2.

Med hänsyn till armeringens bockbarhet bör bockningsradien – den inre krökningsradien – inte understiga 0,75 gånger den vid bockprovning använda dorndiametern, förutsatt att bockningen utförs vid plusgrader, se tabell 8.6.1.

Tabell 8.6.1 Minsta bockningsradie i mm med hänsyn till armeringens bockbarhet

Ø	Armering (Standard)			
	Ss 260S (SS 14 14 11)	B500B (SS-ENV 10080)	Ps 500 (SS 14 13 87)	Ks 600S (SS 14 21 68)
5			10	
6	5	7	12	14
7			14	
8	6	9	18	18
9			21	
10	8	12	23	23
11			25	
12	9	16	27	36
14		18		
16	12	24		48
20	30	30		60
25	38	57		94
32	48	72		
40		120		

Varmbockning, dvs. bockning vid cirka +800 °C ljus rödvärme, kan normalt endast utföras för varmvalsad armering som ej är ythärdad.

Bland armeringsstänger kan normalt endast svetsbar armering med $f_{yk} \leq 500$ MPa förväntas tåla större återbockning, t.ex. Ss 260S och B500B.

Fixeringssvetsad armering bör normalt inte bockas i det svetspåverkade området, se avsnitt 7.3.3.

För armering som levereras i form av ringar, s.k. coils, tillses att riktning och bockning sker på ett sådant sätt att armeringens material- och förankringsegenskaper inte påverkas menligt.

Gängning av ythärdad armering förutsätter att gängningens negativa inverkan på stängernas bärförmåga beaktas vid dimensioneringen, se även *BSK* avsnitt 7:144.

8.6.2 Svetsning

8.6.2.1 Allmänt

BKR avsnitt 7:54, tredje – femte styckena

Svetsning som berör kraftupptagande armering skall utföras så att svetsförband och armeringsstänger får erforderlig hållfasthet och seghet, med beaktande av de speciella risker som är förbundna med olika svetsmetoder.

Svetsning av armering till utmattningsbelastade konstruktioner skall utföras så att utmattningshållfastheten inte äventyras.

Råd: Svetsning av armering bör utföras enligt *BBK* avsnitt 8.6.2.1.

Med kraftupptagande armering avses all armering som inte används uteslutande för montering. Beträffande skarvsvetsning och fixerings-svetsning av armering samt svetsning av armering till annan ståldetalj med hänsyn till svetsbarhet samt hållfasthet och seghet, se avsnitt 7.3.3.

8.6.2.2 Fixeringssvetsning

Fixeringssvetsning mot kraftupptagande armeringsdelar bör endast förekomma i kontinuerlig produktion där regelbundet gott resultat kan förväntas. Armeringsstångers ändrar behöver i detta sammanhang inte betraktas som kraftupptagande armeringsdelar.

8.6.2.3 Svetsning av armering till annan ståldetalj

Beräkning, utförande och kontroll av svetsförband mellan armering och annan ståldetalj bör ske enligt *BSK* avsnitt 6:3, 8:13, 8:4, 9:63 och 9:73 samt enligt *Svetsförband i ingjutningsgods – Anvisningar för dimensionering, utförande och kontroll*, BFR, rapport T8:1989.

8.6.2.4 Kompetens vid svetsning

Svetsarbete bör ledas och övervakas av en person som har särskild utbildning och erfarenhet rörande svetsning av armering och som har kännedom om gällande bestämmelser.

Svetsare förutsätts vara kunnig i svetsning av aktuellt slag och med aktuellt material. Svetsarkompetensen bör för allt svetsarbete ha styrkts genom en dokumenterad svetsarprovning och kompetensen bör kontrolleras fortlöpande genom bedömning av prover ur produktionen.

Första svetsarprovningen kan t.ex. utföras med svetsarprov enligt tillämpliga delar av SS-EN 287-1. Dessutom påvisas fortlöpande förtrogenhet med svetsning i aktuell produktion.

8.6.3 Montering

BKR, avsnitt 7:54, sjätte – åttonde styckena

Vid inläggning av armering och kabelrör skall tillses att dessa är oskadade och fria från skadliga ämnen samt så rena att avsedd vidhäftning kan uppnås.

Armering och kabelrör skall inläggas och fixeras så att de efter betonggjutningen har avsett läge enligt ritning och inom gällande toleranser.

Råd: Monteringsarmering bör placeras så att den får erforderligt täckande betongskikt för skydd mot korrosion och så att övrig armering får avsett läge.

Kabelrör bör förses med de luftningsrör vid höjdpunkter och förankringar som erfordras för injektering samt med dräneringsrör i lågpunkter.

8.6.4 Uppspänning

BKR, avsnitt 7:54, nionde stycket

Råd: Uppspänning av armering bör ske enligt SS-ENV 13670-1 avsnitt 7.6.

8.7 Toleranser

BKR, avsnitt 2:5, andra stycket

Vid utförandet skall tillses att avvikelser från nominella mått inte överstiger gällande toleranser.

Toleranser avser att täcka tillfälliga, ej avsiktliga avvikelser i utförandet.

Normalvärden för toleranser för betongarbetet ges i SS-ENV 13670-1. Toleranser för täckande betongskikt ges i SS 13 70 10. Dessa toleranser gäller om inte andra toleranser anges på ritning eller i annan handling.

9 Kontroll

9.1 Allmänt

9.1.1 Allmänna krav

BKR avsnitt 2:61

Med dimensioneringskontroll avses i dessa föreskrifter kontroll av dimensioneringsförutsättningar, bygghandlingar och beräkningar.

Råd: Denna kontroll bör utföras av en person som inte tidigare deltagit i projektet.

Dimensioneringskontroll bör t.ex. omfatta kontroll av att:

- de antaganden som dimensioneringen baseras på stämmer överens med givna förutsättningar och de krav som ställts upp för aktuell konstruktion
- antaganden om egenskaper hos material, inklusive jord och berg, är lämpliga
- antaganden om laster och annan påverkan är lämpliga
- valda beräkningsmodeller motsvarar den verkliga konstruktionen
- valda beräkningsmodeller är lämpliga och korrekt genomförda
- grafiska eller numeriska beräkningar är korrekt genomförda
- provningar är korrekt genomförda
- beräkningsresultaten är korrekt överförda till redovisningshandlingen, t.ex. ritning.

BKR, avsnitt 2:62, första – fjärde stycket

Med mottagningskontroll avses i dessa föreskrifter byggherrens kontroll av att material och produkter har förutsatta egenskaper när de tas emot på byggplatsen. Vid denna kontroll skall material och produkter

- identifieras
- granskas och
- provas såvida inte de är byggprodukter med bestyrkta egenskaper enligt avsnitt 1:4.

Byggprodukter med bestyrkta egenskaper enligt avsnitt 1:4 behöver inte ytterligare provas eller kontrolleras i de avseenden som omfattas av bestyrkandet. När det gäller andra byggprodukter med bestyrkta egenskaper än de som är typgodkända och/eller tillverkningskontrollerade enligt bestämmelserna i 18-20 §§ BVL skall det säkerställas att föreskrivna krav för avsedd användning uppfylls.

Råd: För byggprodukter med bestyrkta egenskaper kan mottagningskontrollen inskränkas till att endast omfatta identifiering, kontroll av märkning, granskning samt kontroll av att produkten är lämplig för aktuell användning.

Med utförandekontroll avses i dessa föreskrifter byggherrens kontroll av att

- tidigare inte verifierbara projekteringsförutsättningar som är av betydelse för säkerhet är uppfyllda samt att
- arbetet utförs enligt gällande ritningar och andra handlingar.

Hänvisningen till avsnitt 1:4 avser avsnitt i *BKR*.

BKR, avsnitt 7:6, andra och tredje stycket

Råd: Kraven på kontroll i avsnitt 2:6 anses vara uppfyllda om åtgärder enligt lägst kontrollklass 2 i SS-ENV 13670-1 utförs. Den kontroll som anges i detta avsnitt avser arbete i utförandeklass I och II samt tillverkningsklass I och II.

De riktlinjer för kontroll och provning som anges i detta avsnitt (avsnitt 9) avser arbete i utförandeklass I och II samt tillverkningsklass I och II.

Innan arbete på byggsplatsen påbörjas bör en kontrollplan upprättas för de objektsanpassade kontrollåtgärder som konstruktören bedömer angelägna enligt avsnitt 9.6.3.2 och de kontrollåtgärder som enligt avsnitt 9.6.3.3 föranleds av att speciella förfaranden används, se även avsnitt 1.4.5. Checklistor över mottagnings- och utförandekontrollen bör finnas tillgängliga på byggsplatsen.

En kontrollplan bör normalt omfatta uppgifter om de provtagningar, mätningar och observationer som skall utföras. Vidare bör anges eller hänvisas till gällande regler för bedömning av provningsresultat. Dessutom bör kontrollplanen omfatta de objektsanpassade kontrollåtgärderna enligt detta avsnitt (avsnitt 9). Det bör även anges hur och när kontrollen skall utföras, kontrollens omfattning samt vad som skall dokumenteras.

Underlag för kontrollplaner och exempel på checklistor finns i SS-ENV 13670-1.

9.1.2 Provningar

BKR, avsnitt 7:61

Råd: Erforderlig förundersökning och fortlöpande kontroll av delmaterial, färsk och hårdnad betong samt av armering bör utföras. Kontrollen bör utföras i enlighet med SS-EN 206-1, SS 13 70 03 och SS-ENV 13670-1 samt enligt riktlinjerna i *BBK* avsnitt 9.

Resultat från hållfasthetsprovning bör utvärderas enligt SS-EN 206-1 och SS 13 70 03 vid fortlöpande provning. Vid hållfasthetsprovning i färdiga konstruktioner bör avsnitt 7.2.4.2 i *BBK* användas. Härvid sätts f_{KK} till $1,14 f_{cek}$ för respektive tryckhållfasthetsklass.

Fortlöpande provning utförs under arbetets gång för att kontrollera att material har förutsatta egenskaper och att utförandet sker enligt gällande ritningar och andra handlingar.

9.1.3 Måttkontroll

Vid kontroll av mått bör följande principer vara vägledande vid bedömning av kontrollomfattningen.

- Mått som kan betraktas vara oföränderligt och som erhålls t.ex. vid serietillverkning med hel, styv form och med fixturer för armeringskorgar, s.k. *fast mått*, kan kontrolleras med mycket låg frekvens, dock alltid efter måttjustering eller om måttförändringar kan misstänkas.
- Mått som erhålls när flera fasta mått kombineras, t.ex. vid sammanfogning av styva formelement, inläggning av förtillverkad armeringskorg eller montering av element, s.k. *fast uppbyggt mått*, kan kontrolleras med låg frekvens.
- Mått som måste utsättas i varje särskilt fall, såsom de flesta mått vid platstillverkning, s.k. *rörligt mått*, bör kontrolleras vid varje tillfälle.

9.1.4 Dokumentation av kontroll

BKR, avsnitt 2:63

Resultaten av utförda kontroller skall dokumenteras. Eventuella avvikelser med tillhörande åtgärder skall noteras liksom andra uppgifter av betydelse för den färdiga konstruktionens kvalitet.

Efter varje utfört kontrollmoment bör den ansvarige genom underskrift bekräfta att kontrollen har utförts på föreskrivet sätt.

Dokumentation av utförd kontroll vid tillverkning av betongmassa beskrivs i SS-EN 206-1 och vägledning när det gäller dokumentation vid kontroll av utförande av betongkonstruktioner fås i bilaga A till SS-ENV 13670-1.

9.2 Kontroll av betongmassa

9.2.1 Kontroll vid tillverkning av betongmassa

9.2.1.1 Allmänt

Förundersökning och fortlöpande provning vid tillverkning av betongmassa beskrivs i SS-EN 206-1 och SS 13 70 03. Frostbeständigheten bör provas vid ett ackrediterat laboratorium.

BKR, avsnitt 7:41, femte stycket

Råd: För att anses som en byggprodukt med bestyrkta egenskaper enligt avsnitt 1:4 bör bestyrkandet av överensstämmelse när det gäller CE-märkt ballast till betong för användning i bärande konstruktioner ske i enlighet med vad som gäller för ballast för användningsområden med höga säkerhetskrav.

Föreskriften innebär att CE-märkt ballast till betong för användning i bärande konstruktioner skall vara bestyrkt med procedur 2+ inom CE-märkningssystemet. Procedur 2+ omfattar, enligt *Byggproduktdirektivet*, certifiering av fabriken egen tillverkningskontroll av ett godkänt organ med utgångspunkt från en första besiktning av fabriken och av fabriken egen tillverkningskontroll samt fortlöpande övervakning, bedömning och godkännande av fabriken egen tillverkningskontroll.

I de fall icke bestyrkta delmaterial används vid betongtillverkning bör produktionskontrollen för betongtillverkningen omfatta en kontroll av delmaterialen som motsvarar vad som gäller för den bestyrkta produkten.

9.2.1.2 Kontroll vid fabriksbetongtillverkning

BKR, avsnitt 7:51, femte stycket

Råd: Eftersom det vid mottagningskontroll ej är möjligt att avgöra den hårdnande betongens egenskaper innan gjutning sker, bör fabriksbetong enligt definitionen i 3.1.5 i SS-EN 206-1 vara en produkt med bestyrkta egenskaper eller på annat sätt vara underställd motsvarande grad av produktionskontroll.

För den övervakande kontrollen kan riktlinjerna i bilaga C i SS-EN 206-1 användas.

Förundersökning utförs i syfte att bedöma huruvida avsedd betongkvalitet kan uppnås. Förundersökning bör t.ex. utföras när nya delmaterial, ny eller ändrad betongsammansättning eller nya produktionsrutiner kommer till användning. Resultat från tidigare utförd fortlöpande provning av betong med aktuell sammansättning och tillverkad med aktuell utrustning kan ersätta förundersökningen.

Om luftporbildande tillsatsmedel används i kombination med andra tillsatsmedel, t.ex. vattenreducerande, bör det säkerställas att frostbeständigheten inte påverkas negativt.

9.2.1.3 Kontroll av byggplatstillverkad betongmassa

BKR, avsnitt 7:65, andra stycket

Råd: Kontroll av byggplatstillverkad betongmassa bör utföras enligt SS-EN 206-1 och SS 13 70 03.

Byggplatstillverkad betongmassa förutsätts tillverkad under tillsyn av en sakkunnig person som utses av byggherren för varje objekt. Den sakkunniges tillsyn bör vara jämförbar med den tillsyn som när det gäller betong med bestyrkta egenskaper åligger ett certifieringsorgan och som beskrivs i bilaga C till SS-EN 206-1. I tillsynen ingår även en bedömning av byggplatsens förutsättningar att tillverka betong i avsedd tillverkningsklass, bl.a. en bedömning av den maskinella utrustningen, tillverknings- och kontrollrutiner samt personalens kompetens.

9.2.2 Mottagningskontroll av betongmassa

BKR, avsnitt 7:62

Råd: Mottagningskontroll av betongmassa bör utföras enligt SS-ENV 13670-1 avsnitt 8.2 och 11.2. Som ”CE-märkt eller produktcertifierad betong” i SS-ENV 13670-1 räknas betong som är en byggprodukt med bestyrkta egenskaper enligt *BKR* avsnitt 1:4.

När förhöjd lufthalt föreskrivits provas lufthalten på byggplatsen. Provningsen bör utföras för dagens två första lass och dessutom minst en gång per gjutningsskift. Minimivärden på uppmätt lufthalt anges i SS 13 70 03, tabell 5.3.2b eller enligt förundersökning. Dock kan 0,5 procentenheter lägre värde accepteras vid enstaka tillfällen.

Ett gjutningsskift förutsätts omfatta högst 8 timmar. Vid längre sammanhängande tid anses ett nytt gjutningsskift föreligga för varje påbörjad 8 timmarsperiod.

Lufthalten vid gjutning bör inte överstiga det avsedda värdet så mycket att betongen inte uppfyller kraven för aktuell hållfasthetsklass.

9.3 Kontroll av förtillverkade betongelement

9.3.1 Kontroll vid tillverkning av betongelement

9.3.1.1 Allmänt

Med förtillverkat betongelement avses en betongprodukt gjuten och tillverkad på en annan plats än där den slutligen används.

Förtillverkade betongelement kan antingen vara förtillverkade betongelement med bestyrkta egenskaper eller förtillverkade betongelement utan bestyrkta egenskaper.

Harmoniserade standarder som är underlag för CE-märkning är under utarbetande. Dessa innehåller även regler om kontroll. I avsaknaden på att dessa standarder träder i kraft kan avsnitt 9.3.1.2 till-

lämpas för fabriken produktionskontroll och den övervakande kontrollen när det gäller förtillverkade element med bestyrkta egenskaper. Kontroll vid tillverkning av betongelement utan bestyrkta egenskaper beskrivs i 9.3.1.3.

9.3.1.2 **Kontroll vid tillverkning av betongelement med bestyrkta egenskaper**

Förtillverkade betongelement med bestyrkta egenskaper förutsätts vara kontrollerade under tillverkningen genom dels fabriken produktionskontroll dels en övervakande kontroll som utförs av ett för ändamålet ackrediterat certifierings- eller besiktningsorgan. Se även avsnitt 0.3.

Produktionskontroll

Produktionskontrollen omfattar förundersökning och fortlöpande provning av dels delmaterial dels betongmassa samt färdig produkt enligt nedan.

Tillverkning av betongmassa kontrolleras på det sätt som anges i SS-EN 206-1 och utförandet av betongkonstruktionen enligt SS-ENV 13670-1 där det är tillämpligt.

Utrustning för vägning och dosering bör kontrolleras fortlöpande och dessutom minst en gång per år av särskilt sakkunnig person.

Svetsad armering bör kontrolleras genom dragprovning i den omfattning som anges i avsnitt 9.5.1.

Svetsförband mellan armering och annan ståldetalj kontrolleras i den omfattning som anges i kontrollplanen. Uppspänning av spännarmering utförs med kalibrerad spännutrustning enligt kontrollplan och spännlista. Kontrollplanen bör ange erforderliga kontroller före, under och efter uppspänning samt åtgärder vid avvikelser från spännlistan.

Den färdiga produkten kontrolleras bl.a. med avseende på mått som har betydelse för dess bärförmåga, stabilitet och beständighet. Kontrollomfattningen bör anges i ett kvalitetssäkringsprogram.

Övervakande kontroll

Den övervakande kontrollen omfattar bl.a.

- besiktningar av fabrik
- uppföljning av eventuella avvikelser i fabrikenas tillverknings- och kontrollrutiner
- kontroll av betongprovningsförfarandet

Besiktningar bör äga rum i den omfattning som bedöms lämpligt med hänsyn till egenkontrollens organisation och omfattning, produktionens komplexitet och fördelning på olika produktslag samt till erfarenheterna av egenkontrollen. Minst två ordinarie besiktningar per år bör dock äga rum. Vid besiktningarna granskas tillverkning inklusive härdning av elementen samt resultat av fabriken egenkontroll och övrig journalföring. Mått som är av betydelse för den färdiga produktens bärförmåga, stabilitet och beständighet kontrolleras stickprovsmässigt.

Vid fabriker som utnyttjar egen provningsutrustning för egenkontroll av betongens tryckhållfasthet och som inte är ackrediterade som provningslaboratorium görs kontroll av provningsförfarandet. Minst en gång per år tillverkas tolv provkroppar för samtidig provning av sex provkroppar vid fabrik och sex provkroppar vid ackrediterat provningslaboratorium. Provningsresultaten utvärderas enligt SS-EN 206-1.

En kalibrering av använda provningsmaskiner bör ske minst en gång per år av ackrediterat laboratorium.

Speciella tillverkningsätt

Om speciella tillverkningsätt enligt avsnitt 8.5.5 används bör provning ske genom direkt eller indirekt bestämning av hållfasthet och andra egenskaper för betongelement, förutom i det fall som undantas från sådan provning enligt avsnitt 8.5.5. En indirekt betämning av elementens hållfasthet och andra egenskaper förutsätter att relationen mellan egenskaperna hos provkropparna och betongelementen fortlöpande verifieras på ett tillförlitligt sätt.

9.3.1.3 Kontroll vid tillverkning av betongelement utan bestyrkta egenskaper

Förtillverkade betongelement utan bestyrkta egenskaper förutsätts tillverkas under tillsyn av en utomstående sakkunnig person som utses av byggherren för varje objekt. I tillsynen ingår utöver att se till att erforderlig kontroll på tillverkningsstället utförs även en bedömning av fabriken förutsättningar att utföra element i avsedd utförandeklass, bl.a. en bedömning av fabriken maskinella utrustning, dess tillverknings- och kontrollrutiner och personalens kompetens. En sammanfattande rapport över kontrollen förutsätts upprättad av den sakkunnige.

Tillverkning av betongelement kan ske utan tillsyn av en utomstående sakkunnig person utsedd av byggherren om samtliga följande förutsättningar är uppfyllda:

- Betongelementen är avsedda att användas uteslutande säkerhetsklass 1 eller 2 och i exponeringsklass X0 eller XC1
- Betongelementen värmehärdas inte
- Fullständig mottagningskontroll enligt avsnitt 9.3.2.2 genomförs på byggplatsen.

Kontroll på tillverkningsstället för betongelement utan bestyrkta egenskaper förutsätts utförd enligt tillämpliga delar av avsnitten 9.2, 9.4, 9.5 samt 9.6 som gäller för kontroll av arbete på byggplats.

9.3.2 Mottagningskontroll av förtillverkade betongelement

9.3.2.1 Mottagningskontroll av betongelement med bestyrkta egenskaper

BKR, avsnitt 7:64, första meningen

Råd: Mottagningskontroll av fabriksstillverkade betongelement som är byggprodukter med bestyrkta egenskaper bör utföras enligt SS-ENV 13670-1 avsnitt 11.2.

9.3.2.2 Mottagningskontroll av betongelement utan bestyrkta egenskaper

BKR, avsnitt 7:64 andra meningen

Råd: För andra fabriksstillverkade betongelement utförs mottagningskontrollen enl *BBK* avsnitt 9.3.2.2.

Förtillverkade betongelement utan bestyrkta egenskaper som tillverkas under tillsyn av en utomstående sakkunnig bör vid mottagning på byggplats kontrolleras i följande avseenden:

-
- a. *Kontroll av följesedels uppgifter*
- b. *Avsyrning av alla element ifråga om*
- märkning
 - grova fel hos mått
 - transportskador
 - lyftdon
 - sprickbildning
 - upplag (allmän beskaffenhet, anliggningsytor, skevheter och eventuella igjutningsmöjligheter)
 - ytor (indikationer om läckage och inre porositeter, såsom färgskillnad, ansamling av porer och håligheter etc.) samt
 - fogytor (renhet, beläggningar, gjuthud och eventuell fordrad råhet).
- c. *Måttkontroll*
- Tvärmått, armerings läge, upplag samt krokighet skall mätas på minst vart tionde element. Vid otillfredsställande resultat ökas provningsomfattningen. Om huvudarmering följer byglars placering behöver täckande betongskikt bara mätas för byglar.

När det gäller förtillverkade betongelement som tillverkats utan tillsyn av en utomstående sakkunnig utsedd av byggherren kontrolleras utöver det som anges i punkt a – c ovan även armeringens läge, effektiva höjden och betonghållfastheten för vart femte element, dock minst för två element.

9.4 Kontroll av armering

9.4.1 Kontroll vid tillverkning av armering med bestyrkta egenskaper

Armering med bestyrkta egenskaper bör kontrolleras vid tillverkning enligt bilaga B.

9.4.2 Mottagningskontroll av armering

BKR, avsnitt 7:63

Råd: Vid mottagningskontroll bör armeringen identifieras med avseende på armeringstyp, materialkvalitet, ursprung och utförd kontroll.
Provningar vid mottagningskontroll av armering som inte är en byggprodukt med bestyrkta egenskaper bör utföras enligt BBK avsnitten 9.4.2 och 9.5.2.

Armering med bestyrkta egenskaper kontrolleras vid mottagning på byggplats enligt avsnitt 9.1.1. För övrig armering gäller därutöver a och b nedan. Vidare bör armering som skall svetsas identifieras med avseende på chargetillhörighet.

a. *Provtagning*

Om armeringens chargetillhörighet kan styrkas, uttas ur varje kontrollparti minst två provenheter. För parti av spännarmering med vikt över 5 ton (spänntråd eller -lina) respektive 10 ton (spännstång) uttas ytterligare en provenhet för varje tillkommande kvantitet om högst 5 ton (tråd eller lina) respektive 10 ton (stång). För parti av ospänd armering med vikt över 10 ton uttas ytterligare en provenhet för varje tillkommande kvantitet om 10 ton.

Om armeringens chargetillhörighet inte kan styrkas uttas minst fyra provenheter för varje kvantitet om 10 ton. Om kontrollpartiet innehåller färre än 100 enheter är dock två provenheter tillfyllest.

Med kontrollparti avses här en leveransdel av samma dimension, stålsort och charge, levererad (men inte nödvändigtvis transporterad) vid samma tillfälle av samma tillverkare eller armeringsverkstad.

b. *Provning*

Provning av provstycken utförs vid ackrediterat laboratorium. Provningsresultat redovisas i en provningsrapport.

Armering samt eventuella anordningar för förankring och skarvning, provas med avseende på aktuella krav. Erforderliga provningar för olika armeringsprodukter framgår av bilaga B.

Provningsresultaten utvärderas enligt avsnitt 7.3.2.

För spännarmering kan fullständig dragprovning med avseende på alla aktuella hållfasthetsegenskaper begränsas till var fjärde prov-enhet, medan enbart brottgränsen bestäms för övriga provenheter.

För spännarmering provas även relaxation samt, om ifrågavarande egenskaper behöver dokumenteras, spänningskorrosionsmotstånd och utmattningshållfasthet. Dessa egenskaper provas dock med lägre frekvens än enligt ovan. Förutsatta provningsmetoder, se bilaga B.

9.5 Kontroll av svetsade armeringsenheter

9.5.1 Kontroll vid tillverkning av armeringsenheter

Armeringsenheter med bestyrkta egenskaper bör kontrolleras vid tillverkning enligt bilaga B. Övriga armeringsenheter kontrolleras vid tillverkning enligt följande.

Fortlöpande provning görs vid all svetsning under arbetets gång. Provingen kan utföras antingen som dragprovning eller som oförstö-rande provning enligt någon av de metoder som anges i *BSK* avsnitt 9:732.

Vid dragprovning uttas svetsat ingjutningsgods eller provenheter med svetsad skarv respektive fixeringssvets slumpmässigt ur aktuell produktion i den omfattning som framgår av tabell 9.5.1. Vid enhetlig produktion i stor skala kan dock provningsomfattningen begränsas till tre, respektive två provenheter per dag. Vid samma tillfälle som de ursprungliga provstyckena tas reservprovstycken ut som kan komma att erfordras vid en eventuell omprovning.

Vid skarvsvetsning mot ingjutna stänger görs den fortlöpande provingen på särskilda stänger som svetsas under minst lika krävande för-hållanden beträffande läge, inspänning m.m. som för stängerna i konstruktionen.

Tabell 9.5.1 Provningsfrekvens vid fortlöpande provning i samband med svetsning

Typ av svetsning	Tre dragprov för varje påbörjad kvantitet om
Skarvsvetsning och stumsvetsning ände mot ände	600 skarvar
Skarvsvetsning och kälsvetsning med skarvstänger	200 skarvar
Fixeringsvetsning	30 ton kraftupptagande armering

Ingjutningsgods av stål kontrolleras dessutom i tillämpliga delar enligt BSK avsnitt 9 och *Svetsförband i ingjutningsgods - Anvisningar för dimensionering, utförande och kontroll*, BFR, rapport 8:1989.

9.5.2 Mottagningskontroll av armeringsenheter

Armeringsenheter med bestyrkta egenskaper bör kontrolleras vid mottagning på byggplats enligt avsnitt 9.1.1. För övriga armeringsenheter bör mottagningskontrollen utföras enligt avsnitt 9.5.1.

9.6 Kontroll av arbete på byggplats

9.6.1 Allmänt

Kontroll av arbete på byggplats avser dels mottagningskontroll, dvs. verifiering av eventuell tillverkningskontroll samt föreskriven undersökning av mottaget material, dels kontroll på byggplatsen av platstillverkade och icke tillverkningskontrollerade material och produkter.

Beträffande kontrollplan se avsnitt 9.1.1. Resultat från kontroller och provningar dokumenteras enligt avsnitt 9.1.4.

9.6.2 Tillsyn i olika utförandeklasser

BKR, avsnitt 7:65, första stycket

Råd: Tillsyn av betongarbeten i skilda utförandeklasser bör ske enligt *BBK* avsnitt 9.6.2.

9.6.2.1 Utförandeklass I

Arbete i utförandeklass I bör övervakas och kontrolleras av en person med kompetens enligt avsnitt 8.4.1.2. Denne förutsätts vara ständigt närvarande vid pågående betongarbete samt vid användning av speciella förfaranden.

9.6.2.2 Utförandeklass II

Arbete i utförandeklass II bör övervakas och kontrolleras av en person med kompetens enligt avsnitt 8.4.1.3. Vid pågående betongarbete förutsätts denne vara närvarande i den omfattning som fordras i varje särskilt fall.

9.6.2.3 Utförandeklass III

Arbete i utförandeklass III bör övervakas och kontrolleras av en person med kompetens enligt avsnitt 8.4.1.4.

9.6.3 Grundkontroll och tilläggskontroll

9.6.3.1 Allmänt

BKR, avsnitt 2:621, första, tredje och fjärde stycket

Med grundkontroll avses i dessa föreskrifter den generella kontrollen av material, produkter och arbetsutförande.

forts.

forts.

Med tilläggskontroll avses i dessa föreskrifter den specifika kontroll som skall ske av

- konstruktionsdetaljer som har avgörande betydelse för konstruktionens bärförmåga, stadga eller beständighet,
- konstruktionsdetaljer med speciellt utförande samt
- påverkan på omgivningen.

För tilläggskontrollen skall en plan upprättas.

BKR, avsnitt 7:611

Råd: Tillämpning av kontrollåtgärder enligt lägst kontrollklass 2 i SS-ENV 13670-1 anses uppfylla kraven på grundkontroll och tilläggskontroll i avsnitt 2.6 i *BKR*.

Kontrollklass 2 enligt SS-ENV 13670-1 omfattar dels grundkontroll och dels stickprovsvis detaljkontroll. Detaljkontrollen bör omfatta dels de objektsanpassade kontrollåtgärder som konstruktören bedömer angelägna enligt avsnitt 9.6.3.2 och dels de kontrollåtgärder som enligt avsnitt 9.6.3.3 föranleds av att speciella förfaranden används. Kontrollåtgärderna och kontrollomfattningen anges i kontrollplanen, se avsnitt 9.1.1.

9.6.3.2 **Objektanpassade kontrollåtgärder**

Objektanpassade kontrollåtgärder är sådana som fordras med hänsyn till att risken att ett fel kan uppkomma är stor eller för att förhindra sådana fel som med hänsyn till konstruktionens utformning har avgörande betydelse för konstruktionens bärförmåga, stadga eller beständighet. Exempel på åtgärder som kan ingå i objektanpassade kontrollen är mätning av

- deformationer hos formar och ställningar
- tvärsnittsdimensioner, krokighet och lutning hos tryckta konstruktioner
- effektiv höjd och täckskikt i speciella snitt

- väsentliga armeringslägen, t.ex. konsolarmering eller stångändar vid upplag
- upplagsytor för betongelement efter montering.

För likartade konstruktionsdelar som förekommer i stort antal kan följande riktvärden för mätningfrekvensen tillämpas

- Mätning av tvärsnitt (bredd och höjd) hos formar samt även mätning av krokighet och lutning hos väggar och pelare; en mätning per 10 konstruktionsdelar.
- Mätning före gjutning av effektiv höjd, byglars läge, skarvlängder och täcksikt; en mätning per 10 konstruktionsdelar (balk, pelare, pelarunderstödd platta) eller per 250 m² platta.
- Mätning efter gjutning, före eller efter betongens hårdnande, av samma parametrar som vid mätning före gjutning; en mätning per 20 konstruktionsdelar eller 500 m² platta.

9.6.3.3 Kontroll vid speciella förfaranden

Med speciella förfaranden avses bl.a. injektering, användande av spännarmering, undergjutning, gjutning under vatten, sprutning, vattenbilningsarbete, pågjutning mot vattenbilad fogyta, användning av självkompakterande betong, flytbetong och vakuumbehandling. Användande av speciella förfaranden kräver särskild sakkunskap om vilka förutsättningar som gäller och om förfarandet i fråga och dokumenterad erfarenhet.

För vissa förfaranden finns det europastandarder eller håller sådana på att utarbetas. Där gällande sådana inte finns kan vägledning och riktlinjer när det gäller kontroll fås i första hand från svenska standarder och i andra hand ur Betonghandboken eller vedertagen branschpraxis.

Kontrollen bör säkerställa att förutsatta förhållanden när det gäller sakkunskap och metod föreligger och att de särskilda krav som anges för förfarandet i fråga uppfylls. Samråd bör även ske med ansvarig konstruktör.

Om man avser att vid dimensioneringen tillgodoräkna sig en hållfasthetsökning till följd av vakuumsugning av betong bör följande kontrollåtgärder utföras:

- Kontroll av att goda erfarenheter föreligger från vakuumsugning med aktuell utrustning av en betong som har samma egenskaper

som den som avses att användas (i annat fall bör en förundersökning utföras)

- Under arbetet kontrolleras fortlöpande sugtid och vakuum samt
- Tre gånger per byggnadsdel kontrolleras den utsugna vattenmängden.

Om flera byggnadsdelar utförts i samma gjutetapp kan kontrollen av vakuumsugningen begränsas till tre gånger per etapp om högst 8 timmar. Vid långvariga gjutningar beräknas antalet prov som om en ny gjutetapp föreligger för varje påbörjad period om 8 timmar.

9.6.3.4 Svetsning av armering till annan ståldetalj

Kontroll av annan svetsning av armering än den som behandlas i avsnitt 9.5 bör omfatta

- kontroll av att den som utför svetsarbeten har dokumenterad kompetens enligt avsnitt 8.6.2.4
- visuell kontroll av ytor och form hos svetsarna enligt SS-EN 970
- att tilläggskontroll enligt reglerna i BSK avsnitt 9:7 utförs för konstruktioner i säkerhetsklass 2 och 3.

9.7 Efterkontroll

9.7.1 Allmänt

I detta avsnitt ges riktlinjer för efterkontroll av betonghållfasthet och frostbeständighet.

Efterkontroll bör utföras om tillverknings- eller mottagningskontroll behöver kompletteras på grund av avvikelser eller vid misstanke om fel.

Provning utförs i den omfattning som krävs med hänsyn till storleken på den ifrågasatta delen av konstruktionen och vad som föranlett efterkontrollen.

9.7.2 Kontroll av betonghållfasthet

Betonghållfasthet i färdig konstruktion bestäms med hjälp av utborrade prov eller med annan metod som kan påvisas ge en tillförlitlig relation till hållfastheten hos utborrade prov. Vid tveksamhet är det utborrade provet avgörande.

Provning utförs enligt SS-EN 12504-1 i del av konstruktion där hållfastheten kan förväntas vara lägst, eller inom zon där hållfastheten är hårt utnyttjad. Värdering av provningsresultat för utborrade prov görs enligt avsnitt 7.2.4.2. För indirekt metod gäller villkoret att uppmätt hållfasthet för varje konstruktionsdel eller delområde är minst lika med fordrat värde.

Indirekta metoder (t.ex. mätning av ythårdhet och ljudhastighet) kan användas för att ge en uppfattning om hållfasthetens variation i konstruktionen och för lokalisering av svaga partier, samt om utboring av prov är utesluten med hänsyn till åtkomlighet, inverkan på bärförmågan e.d.

Fordrade värden enligt avsnitt 7.2.4.2 förutsätter normalt att provning utförs närmast gjuten överyta i konstruktionsdelars översta parti.

För vertikalt gjuten konstruktionsdel, såsom pelare och vägg, gäller med hänsyn härtill att provningen utförs på betong på avståndet 0 – 300 mm från överytan. För horisontellt gjuten konstruktionsdel, såsom platta, balk och påle utförs provningen 0 – 150 mm från överytan. Vid provning på annat ställe t.ex. om hållfasthetens betydelse för bärförmågan så motiverar, kan högre kravnivå behöva tillämpas.

9.7.3 Kontroll av frostbeständighet

Frostbeständighet i färdiga konstruktioner bestäms med hänsyn till aktuell exponeringsklass med de metoder som anges i SS 13 70 03.

Provningen utförs i del av konstruktion där frostbeständigheten kan förväntas vara lägst, eller inom zon där miljöpåverkan kan förväntas vara störst. Värdering av provningsresultat för utborrade prov görs enligt standarden, varvid kravet för acceptabel frostbeständighet skall uppfyllas.

Bilaga A

Hållfasthetsvärdering vid provning i färdig konstruktion

Hållfastheten i färdig konstruktion kan bestämmas med hjälp av utborrade prov eller med indirekt metod som kan påvisas ge en tillförlitlig relation till hållfastheten för utborrade prov.

Uttagning av provkroppar för provning av hållfasthet i färdig konstruktion sker enligt SS-EN 12504-1. Provberedning av kärnor och provning sker enligt SS-EN 12390-3.

Uppmätt hållfasthet hos utborrade cylindrar med diametern = höjden = 100 mm som lagrats i minst tre dygn innan provning i luft med temperaturen 20 ± 2 °C och $60 \pm 20\%$ relativ fuktighet motsvarar uppmätt tryckhållfasthet hos kuber lagrade enligt SS-EN 12390-2 T1. Om hållfastheten bestäms på utborrade cylindrar med andra mått omräknas den uppmätta tryckhållfastheten, t.ex. enligt SS 13 72 07 avsnitt 3.3.

Vid bedömning av betongens 28-dygnshållfasthet omräknas uppmätt hållfasthet till att gälla vid 28 dygn. Fordrade värden på 28-dygnshållfasthet vid uppmätning på luftlagrade provkroppar (dimension och lagring enligt ovan) benämns f_{KK} och kan sättas till $1,14 f_{cck}$. I andra fall bedöms hållfastheten på grundval av dess värde vid provningstillfället.

Resultaten vid provning av betong i färdig konstruktion bör utvärderas enligt villkoren A eller B nedan. Villkor A kan tillämpas för serier om 3 till 14 prov ur en eller flera konstruktionsdelar (balk, platta, pelare o.d.). Villkor B kan tillämpas i de fall provningsomfattningen uppgår till minst 15 prov, tagna ur en eller flera konstruktionsdelar som utförts under liknande förutsättningar.

Villkor A

För provningsresultatets medelvärde och för varje enskilt hållfasthetsvärde gäller följande villkor Aa och Ab.

Tryckhållfasthet

$$m \geq f_{KK} + k_1 \quad (\text{Aa})$$

$$x \geq f_{KK} - 4 \quad (\text{Ab})$$

där

m är medelhållfasthet i MPa för en serie om n prov

f_{KK} är fordrat karakteristiskt värde = $1,14 f_{cck}$ i MPa

k_1 är en koefficient som beror på antalet provningsresultat n

$k_1 = 6$ om $n = 3 - 6$

$k_1 = 5$ om $n = 7 - 9$

$k_1 = 4$ om $n = 10 - 14$

x är hållfasthetsvärde i MPa för enskilt prov

Villkor B

För provningsresultatets medelvärde och för varje enskilt hållfasthetsvärde gäller följande villkor Ac–Ad.

Tryckhållfasthet

$$m \geq f_{KK} + 1,48s \quad (\text{Ac})$$

$$x \geq f_{KK} - 4 \quad (\text{Ad})$$

där

x är hållfasthetsvärde i MPa för enskilt prov

m är medelvärde i MPa för samtliga hållfasthetsvärden

s är standardavvikelse för samtliga hållfasthetsvärden, dock minst 2 MPa

f_{KK} är fordrat karakteristiskt värde = $1,14 f_{cck}$ i MPa

Bilaga B

Kontroll vid tillverkning av armering

B.1

Definitioner

Med hållfasthetsegenskaper avses

- flytgräns eller förlängningsgräns
- brottgräns
- töjbarhet
- elasticitetsmodul (behöver normalt endast redovisas för spännarmering)
- relaxation (redovisas för spännarmering)
- spänningskorrosionsmotstånd (redovisas i vissa fall för spännarmering)
- utmattningshållfasthet.

Med böckbarhet avses

- krökningsradie med vilken armeringen kan böckas i en riktning utan att skadas
- förmåga att klara återböckning (redovisas i vissa fall)
- förmåga att klara upprepade fram- och återböckningar (redovisas normalt endast för spännråd).

Med förankringsegenskaper avses

- kamutförning och profilering hos enskilda stänger
- svetsars hållfasthet och tvärstängers dimension vid armeringsnät och bistål
- ändförankringars utformning och hållfasthet.

B.2

Provningsmetoder

I följande tabeller B.2a-b sammanställs förutsatta provningsmetoder för armering.

Tabell B.2a **Provningsmetoder för slakarmering**

Provning	Armeringsstång	Armeringsnät
1 Dragprovning	SS-EN ISO 15630-1	SS 21 91 80
2 Bockprovning	SS-EN ISO 7438	SS 21 91 80
3 Återbockningsprovning	SS-EN ISO 15630-1	–
4 Dubbelbockningsprovning	–	–
5 Avskjuvningsprovning av svetsförbindningar	–	SS 21 91 80
6 Kemisk analys	SS-EN ISO 14284	–

Tabell B.2b **Provningsmetoder för spännarmering**

Provning	Spännarmering
1 Dragprovning	SIS 11 21 38
2 Bockprovning	SS-EN ISO 7438
3 Återbockningsprovning	–
4 Dubbelbockningsprovning	SS 11 26 22
5 Avskjuvningsprovning av svetsförbindningar	–
6 Kemisk analys	–
7 Relaxationsprovning	SS-EN ISO 15630-3
8 Utmattningsprovning	SS 11 23 70
9 Provning av motståndsförmåga mot spänningskorrosion	SS-EN ISO 15630-3

B.3**Kontroll vid tillverkning av armering med bestyrkta egenskaper**

Tillverkningskontroll av armering består dels av fabriken egenkontroll dels av en övervakande kontroll som utförs av ett ändamålet ackrediterat certifierings- eller kontrollorgan.

I tabell B.3a anges vilka fortlöpande provningar som normalt bör utföras för olika armeringsprodukter.

För kallbearbetad armering som kan påvisas ha liten åldringsbenägenhet i leveranstillstånd, behöver fortlöpande provning av hållfasthetsegenskaper i åldrat tillstånd inte ske, om åldringsegenskaperna dokumenteras genom särskild förundersökning vid ändring av tillverkningsprocess eller byte av utgångsmaterial.

För bestämning av relaxation hos spännarmering utförs typprovning inom aktuellt påkännings- och temperaturområde. Beträffande utmattningshållfasthet och spänningskorrosionsmotstånd, se avsnitt 9.4.2.

Tabell B.3a. Provning av armeringsegenskaper för olika slag av armering

Provning	Varmvalsad armeringsstång	Kallbearbetad armeringsstång	Spännstång	Spänntråd ¹	Spännlina ¹	Armeringsnät	Övrig svetsad armering
1. Dragprovning med bestämning av:							
a) övre sträckgräns eller 0,2-gräns	x	x	x	x	–	x	x
b) last vid 1 % töjning	–	–	–	–	x	–	–
c) last vid 4 % töjning	–	–	–	–	–	–	x
d) brottgräns	x	x	x	x	x	x	x
e) brottförlängning	x ⁷	–	–	–	–	–	–
f) gränstöjning	–	x	x	x	x	x	–
g) elasticitetsmodul ²	–	–	x	x	x	–	–
h) dragprovning i laboratorieåldrat tillstånd avseende a, d och f ³	–	x	–	–	–	x	–
2. Bockprovning	x	x	x	–	–	x	–
3. Återbockningsprovning	x ⁴	–	–	–	–	–	–
4. Dubbelbockningsprovning	–	–	–	x	–	–	–
5. Avskjuvningsprovning vid svetsförbindningar	–	–	–	–	–	x	–
6. Kemisk sammansättning ⁵	x ⁶	–	–	–	–	–	–
7. Undersökning av dimension och form samt allmän okulärgranskning	x	x	x	x	x	x	x

¹ Tråd och lina ingående i spännkabel provas som tråd respektive lina.

² Bestämning utförs endast på var tjugonde provenhet.

³ Bestämning utförs vid ändring av ingångsmaterial, dock minst 2 gånger per år.

⁴ Gäller dock ej Ss 260S.

⁵ Normalt kan sammansättningen bestämmas på prov uttaget vid chargens gjutning.

⁶ Normalt endast vid armering avsedd att svetsas.

⁷ För B500B enligt SS-ENV 10080, med tillhörande NAD, ersätts provning av brottförlängning med provning av gränstöjning.

B.3.1 Fabrikens egenkontroll

Egenkontrollen omfattar förundersökning (typprovning) och fortlöpande provning av de egenskaper som är av betydelse för att säkerställa produkternas funktion vid avsedd användning och möjliggöra deras identifiering.

Tillverkare bör i första hand inrikta egenkontrollen på de processer som påverkar produktens egenskaper.

Produkternas funktion vid avsedd användning kan normalt dokumenteras genom fortlöpande provning av de egenskaper som anges i tabell B.3a. Lämplig provningsomfattning framgår av tabell B.3.1a.

Färdiga armeringsprodukter bör kontrolleras med avseende på väsentliga mått, märkning och eventuellt förekommande skador. Spännarmering bör åtföljas av provningsintyg och uppgift om dess relaxation.

Tabell B.3.1a. Provningsomfattning vid egenkontroll av armeringsprodukter

Produktslag	Provningsfrekvens	Minsta antal provenheter för varje kvalitet och dimension
Armeringsstång	per charge	
	om högst 50 ton	2
	om 50 – 100 ton	3
	större än 100 ton	4
Spännstång	per charge	
	om högst 50 ton	4
	om 50 – 100 ton	6
	större än 100 ton	8
Spännråd	per tillverkningspost om högst 6 ton	2
Spännlina	per tillverkningspost om högst 6 ton	1
Armeringsnät ¹	per 400 nät	1
Övrig svetsad armering	per tillverkningspost om högst 5 ton per dag vid $\varnothing < 16$ mm	2
	10 ton per dag vid $\varnothing \geq 16$ mm	2

¹ Avser nät tillverkade i nätsvetsmaskin. Chargetillhörigheten behöver inte vara känd för armeringsnät och för svetsade armeringsenheter som inte är avsedda för ytterligare svetsning.

B.3.2 Övervakande kontroll

Den övervakande kontrollen omfattar bl.a.

- besiktningar av fabrik
- uppföljning av eventuella avvikelser i fabrikernas tillverknings- och kontrollrutiner
- tredje parts provning.

Minst en besiktning per år bör äga rum och genomföras enligt det övervakande organets instruktioner. Vid besiktningarna granskas tillverkning, journalföring och resultat av fabriken egenkontroll.

Kontroll av armeringsprodukter genom provning av provstycken uttagna av tredje part (se SS-EN 45 020) bör ske i den omfattning som bedöms lämpligt med hänsyn till egenkontrollens omfattning och resultat, produktionens fördelning på olika produktslag samt till erfarenheterna av den övervakande kontrollen. Fördelningen bör ske med hänsyn till förekommande armeringssorter och dimensioner. Provstyckena bör provas vid ett ackrediterat provningslaboratorium med tredje parts ställning, och provningsresultaten utvärderas enligt bilaga D.

B.4 Kontroll vid tillverkning av svetsade armeringsenheter

Förundersökning av svetsade armeringsenheter och svetsat ingjutningsgods utförs i syfte att bedöma huruvida fullgoda svetsförband kan uppnås med aktuell kombination av material, dimension och svetsutförande. Förundersökning bör normalt utföras för svetsade konstruktionsdelar i säkerhetsklass 2 och 3.

Normalt uttas minst två enheter tillverkade med samma förutsättningar som avses gälla vid aktuell produktion, dvs. med samma armerings- och stålsort, stång- och plåtdimension, svetsmetod, svetsutrustning, tillsatsmaterial och svetsare. Provning sker enligt avsnitt 7.3.3 varvid varje enhet skall uppfylla ställda krav. Vid provning av minst sex enheter kan utvärdering ske enligt Bilaga D.

Ny förundersökning bör utföras vid ändrade svetsbetingelser t.ex. vid byte av armerings- eller stålsort, stång- eller plåtdimension, svetsmetod, svetsutrustning, tillsatsmaterial eller svetsare.

B.5 Utvärdering av armeringens egenskaper

Armeringens egenskaper bör påvisas genom provning enligt vedertagen metod och i den omfattning som anges i denna bilaga. Värdering av provningsresultat för ett kontrollparti bestående av minst 6 provstycken kan göras enligt följande villkor för flytgräns, hållfasthetskvot och töjbarhet. Övriga egenskaper utvärderas enligt tillämpliga standarder i tabellerna B.1a – b. Med kontrollparti avses en leveransdel, enhetlig i fråga om t.ex. dimension, form, charge, eventuell typ av svetsförband m.m., och för vilken ett visst provuttag föreskrivs i avsnitt 9.4.

Flytgräns

$$m_x \geq f_{yk} + 1,4s_x \quad (\text{B.5a})$$

$$x \geq 0,93f_{yk} \quad (\text{B.5b})$$

Hållfasthetskvot

$$m_y \geq 1,08 + 1,4s_y \quad (\text{B.5c})$$

$$y \geq 1,06 \quad (\text{B.5d})$$

där

f_{yk}	karakteristiskt värde för armeringens flytgräns
x	hållfasthetsvärde för enskilt provstycke
m_x	medelvärde för samtliga i kontrollpartiet uppmätt värden på x
s_x	standardavvikelsen för samtliga hållfasthetsvärden
y	kvoten R_m/R_{eH} för enskilt provstycke.
m_y	medelvärde för samtliga i kontrollpartiet uppmätta värden på y
s_y	standardavvikelsen för samtliga värden på y

För varmvalsad armering avser m_x och x den övre sträckgränsen R_{eh} . För kallbearbetad armering avser m_x och x förlängningsgränsen $R_{p0,2}$.

Kraven bör vara uppfyllda både i leveranstillstånd och i åldrat tillstånd.

För bestämning av relaxation hos spännarmering utförs typprovning inom aktuellt påkännings- och temperaturområde.

Töjbarhet

$$m \geq A_{10} \exp\left(1,4 \frac{s}{m}\right) \quad \text{eller} \quad m \geq \varepsilon_g \exp\left(1,4 \frac{s}{m}\right) \quad (\text{B.5e})$$

$$x \geq 0,9A_{10} \quad \text{eller} \quad x \geq 0,9\varepsilon_g \quad (\text{B.5f})$$

A_{10}	angiven minsta brottförlängning enligt standard
ε_g	angiven minsta gränstöjning enligt standard
x	töjbarhetsvärde för enskilt provstycke.
m	medelvärde för samtliga i kontrollpartiet uppmätta töjbarhetsvärden
s	standardavvikelsen för samtliga töjbarhetsvärden

Bilaga C

Svetsbar armering

Med svetsbar armering avses varmvalsad armering med kemisk sammansättning enligt tabell C.1.

Kolekvivalenten CEV definieras som

$$CEV = C + \frac{Mn}{6} + \frac{Cr + Mo + V}{5} + \frac{Ni + Cu}{15} \quad (C.1)$$

där C , Mn etc. anger halten i procent av respektive ämne.

Tabell C.1 Övre gränsvärden för kolhalt och kolekvivalent vid svetsbar armering

	Skarvsvetsning	Häftsvetsning
Kolhalt C	0,24%	0,24% för $\emptyset \leq 20$ 0,20% för $20 < \emptyset \leq 40$
Kolekvivalent CEV	0,55	0,50

Armering med högre kolhalt eller kolekvivalent än tabell C.1 betraktas som icke svetsbar.

Bilaga D

Provning av provkroppar uttagna av tredje part

D.1 Förutsättningar

Bedömningskriterierna för tredje parts provning av armering är valda så att man med 90 % sannolikhet skall kunna upptäcka sådana avvikelser mellan hållfasthetsvärdena från egenkontrollen och stickproven som uppgår till 30 MPa eller mer. Produktioner med motsvarande avvikelse inom 10 MPa godtas med 95 % sannolikhet.

Beräkningsgången är beroende på tillgänglig information om de charger som stickproven uttas från. Två fall kan förekomma:

- a) Chargetillhörigheten är känd för varje stickprov. Vidare har man tillgång till resultat från egenkontrollen av utförda provningar av de olika charger som stickproven representerar. I sådana fall görs bedömningen enligt D.2.1. Antal stickprov för varje stålsort skall vara minst två ($n_1 \geq 2$ enligt D.2.1). Vid två stickprov får dessa inte vara ur samma charge.
- b) Chargetillhörigheten är inte känd för ett eller flera stickprov. Då görs bedömningen enligt D.2.2. Antalet stickprov skall vara minst tolv ($n_2 \geq 12$ enligt D.2.2).

D.2 Bedömning

D.2.1 Chargetillhörigheten är känd

Vid slutet av varje bedömningsperiod beräknas för varje stickprov som ingår i bedömningen en faktor ω_i som kan vara positiv eller negativ

$$\omega_i = \frac{\sqrt{6}(m_i - x_i - 10)}{s_i} \quad (\text{D.2.1a})$$

m_i	medelvärdet för sträckgränsen i MPa från egenkontrollen av chargen i . Medelvärdet baseras normalt på två prov
x_i	enskilt sträckgränsvärde i MPa från tredje parts kontrollen för ett stickprov från charge i . Om flera stickprov från samma charge ingår i bedömningen beräknas ett ω_i -värde för varje prov
s_i	standardavvikelsen i MPa från egenkontrollen under bedömningsperioden för den stålsort som provstycket representerar. Standardavvikelsen baseras på provningar av ett flertal charger, varav stickprovet representerar en

Resultatet godtas om följande villkor är uppfyllt:

$$\sum_{i=1}^{n_1} \omega_i \leq 1,64\sqrt{n_1} \quad (\text{D.2.1b})$$

n_1 antalet stickprov, normalt lika med antalet charger.

D.2.2 *Chargetillhörigheten är inte känd*

Vid slutet av varje bedömningsperiod beräknas för varje stickprov som ingår i bedömningen en faktor ω_i

$$\omega_i = \frac{(m_2 - x_i - 10)}{s_2} \quad (\text{D.2.2a})$$

m_2	medelvärde i MPa från egenkontrollen av den stålsort som stickprovet representerar
s_2	standardavvikelse i MPa från egenkontrollen av den stålsort som stickprovet representerar
x_i	ett enskilt sträckgränsvärde i MPa från tredje parts kontrollen för stickprovet i

Resultatet godtas om följande villkor är uppfyllt:

$$\sum_{i=1}^{n_2} \omega_i \leq 1,64\sqrt{n_2} \quad (\text{D.2.2b})$$

n_2 antalet stickprov, som skall vara minst 1

LITTERATURFÖRTECKNING

Svenska betongföreningen. (1998). *Beständiga betongkonstruktioner*. (Betongrapport nr 1). (utgåva 2). Stockholm: Svenska betongföreningen. ISBN 91-971755-9-5

Betonghandbok Arbetsutförande : projektering och byggande. (1997). (utgåva 2/tr. 2). Solna: AB Svensk Byggtjänst. ISBN 91-7332-798-0

Betonghandbok Konstruktion. (1990). (utgåva 2). Solna: AB Svensk Byggtjänst. ISBN 91-7332-533-3

Betonghandbok Material. (1997). (utgåva 2). Solna: AB Svensk Byggtjänst. ISBN 91-7332-799-9

Boverket. (1998). *Boken om lov, tillsyn och kontroll*. Karlskrona: Boverket. ISBN 91-7147-439-0

Boverket. (1997). *Boverkets handbok om snö- och vindlast BSV 97*. (utgåva 2). Karlskrona: Boverket. ISBN 91-7147-394-7

Boverket. (1999). *Boverkets Handbok om Stålkonstruktioner, BSK 99*. Karlskrona: Boverket. ISBN 91-7147-527-3

Boverket. (2003). *Regelsamling för konstruktion Boverkets konstruktionsregler, BKR, byggnadsverkslagen och byggnadsverksförordningen*. Karlskrona: Boverket. ISBN 91-7147-740-3

Vägverket. (2002). *Bro 2002*. Borlänge: Vägverket.

Banverket. (2002). *BV Bro*. (utgåva 6). Borlänge: Banverket.

Arbetskyddsstyrelsen. (1988). *Bygganvisningar föreskrifter och allmänna råd angående skydd mot yrkesfara vid byggnadsarbete*. (Arbetskyddsstyrelsens anvisningar nr 32). Arbetskyddsstyrelsen. ISBN 91-7930-081-2

Boverket. (1994). *Dimensionering genom provning*. (Handbok). Karlskrona: Boverket. ISBN 91-7147-124-3

High Performance Concrete Structures - Design Handbook. (2000). Stockholm: AB Svensk Byggtjänst. ISBN 91-7332-929-0

Lagen om tekniska egenskapskrav på byggnadsverk m.m, BVL. (SFS 1994:847).

Plan- och bygglag, PBL. (1987:10).

Tekniska nomenklaturcentralen (TNC). (1994). *Plan- och byggtermer 1994. Tekniska nomenklaturcentralen*. Solna: Tekniska nomenklaturcentralen (TNC). ISBN 91-7196-095-3

Fédération Internationale de la Précontrainte (FIP). (1999). *Recommendations Practical Design of Structural Concrete*. Fédération Internationale de la Précontrainte (FIP).

Statens råd för byggnadsforskning. (1989). *Svetsförband i ingjutningsgods – Anvisningar för dimensionering, utförande och kontroll*. (Rapport T8:1989). Stockholm: Statens råd för byggnadsforskning. ISBN 91-540-5007-0

Boverket. (1994). *Svängningar, deformationspåverkan och olyckslast*. Karlskrona: Boverket. ISBN 91-7147-909-0

Tage Petersson och Håkan Sundquist. (1995). *Vridning och lastfördelning*. (Rapport nr 15). Stockholm: Kungliga Tekniska Högskolan, Brobyggnad.

Ulf Bergdahl, Elvin Ottosson, Bo Stigson Malmborg (1993). *Plattgrundläggning*. Solna: AB Svensk byggtjänst, Linköping: Statens geotekniska institut (SGI). ISBN 91-7332-662-3

Svenska Betongföreningen. (2000). *Vidareutbildning inom betongområdet – Platsgjutning av betong, fabriksbetongtillverkning, betongelementtillverkning samt montering av betongelement.* (Betongrapport nr 8). Stockholm: Svenska Betongföreningen.

Yngve Anderberg, Ove Pettersson. (1992). *Brandteknisk dimensionering av betongkonstruktioner, del 1 och 2.* Stockholm: Statens råd för byggnadsforskning. (BFR T13:1992). ISBN 91-540-5448-6

Förteckning över standarder som BBK hänvisar till.
Standarder tillhandahåller av SIS Swedish Standards Institute.

Beteckning	Titel
SIS 11 21 38	Dragprovning av stål för spännarmering
SIS 81 20 05	Betongytor - Bestämning av ytjämnhet
SS 11 23 70	Utmattningsprovning - Metalliska material - Allmänna principer
SS 11 26 22	Metalliska material - Tråd - Dubbelbockningsprovning
SS 13 42 02	Cement - Sammansättning och fordringar för cement med begränsad värmeutveckling (BV-cement)
SS 13 42 03	Cement - Sammansättning och fordringar för cement med låg alkalihalt (LA-cement)
SS 13 42 04	Cement - Sammansättning och fordringar för sulfatresistent cement (SR-cement)
SS 13 70 03	Betong - Användning av EN 206-1 i Sverige
SS 13 70 10	Betongkonstruktioner - Täckande betongskikt
SS 13 72 07	Betongprovning - Hårdnad betong - Tryckhållfasthet - Omräkningsfaktorer
SS 14 13 86	Stål för armeringsstång - SS-stål 13 86
SS 14 13 87	Stål för armeringsstång - SS-stål 13 87
SS 14 14 11	Stål för armeringsstång - SS-stål 14 11
SS 14 21 68	Stål för armeringsstång - SS-stål 21 68
SS 21 25 11	Armeringsstång - Slät stång Ss 260S
SS 21 18 45	Armeringsnät Ns 500 och Nps 500
SS 21 25 15	Armeringsstång - Kamstång Ks 600S

Beteckning	Titel
SS 21 25 18	Armeringsstång - Kalldragen och slät stång Sds 500
SS 21 25 19	Armeringsstång - Kalldragen och profilerad stång Ps 500
SS 21 91 80	Armeringsnät - Tekniska leveransbestämmelser
SS-EN 206-1	Betong - Del 1: Fordringar, egenskaper, tillverkning och överensstämmelse
SS-EN 287-1	Svetsarprovning - Smältsvetsning - Del 1: Stål
SS-EN 446	Betongkonstruktioner - Injektering av foderrör för spännkablar - Utförande
SS-EN 446 T1	Betongkonstruktioner - Injektering av foderrör för spännkablar - Utförande. Rättelse
SS-EN 970	Oförstörande provning av smältsvetsar - Visuell kontroll
SS-EN 1011-2	Svetsning - Rekommendationer för svetsning av metalliska material - Del 2: Bågsvetsning av ferritiska stål
SS-EN 1011-2/A1:2004	Svetsning - Rekommendationer för svetsning av metalliska material - Del 2: Bågsvetsning av ferritiska stål
SS-ENV 10080	Armeringsstål - Svetsbart kamstål B500 - Tekniska leveransbestämmelser för stång, ringmaterial och svetsat nät
SS-EN 12390-2	Provning av hårdnad betong - Del 2: Tillverkning och härdning av provkroppar för hållfasthetsbestämning
SS-EN 12390-2 T1	Provning av hårdnad betong - Del 2: Tillverkning och lagring av provkroppar för hållfasthetsbestämning - Tillägg 1 - Bilaga NA (informativ) Härdning av kuber före hållfasthetsprovning (alternativ metod)
SS-EN 12390-3	Provning av hårdnad betong - Del 3: Tryckhållfasthet hos provkroppar

Beteckning	Titel
SS-EN 12390-6	Provning av hårdnad betong - Del 6: Spräckhållfasthet hos provkroppar
SS-EN 12390-7	Provning av hårdnad betong - Del 7: Densitet
SS-EN 12504-1	Provning av betong i färdiga konstruktioner - Del 1: Borrkärnor - Uttag, undersökning och tryckprovning
SS-ENV 13670-1	Betongkonstruktioner - Utförande - Del 1: Allmänna regler
SS-EN 45020	Allmänna termer och definitioner avseende standardisering och därmed sammanhängande områden
SS-EN 45020 T1	Allmänna termer och definitioner avseende standardisering och därmed sammanhängande områden
SS-ISO 2394	Tillförlitlighet hos bärverk - Allmänna principer
SS-EN ISO 7438	Metalliska material - Bockprovning
SS-EN ISO 14284	Stål och järn - Provtagning och provberedning för bestämning av kemisk sammansättning
SS-EN ISO 15630-1	Armeringsstål och stål för spännarmering - Provningmetoder - Del 1: Stång, valstråd och tråd
SS-EN ISO 15630-3	Armeringsstål och stål för spännarmering - Provningmetoder - Del 3: Spännarmering