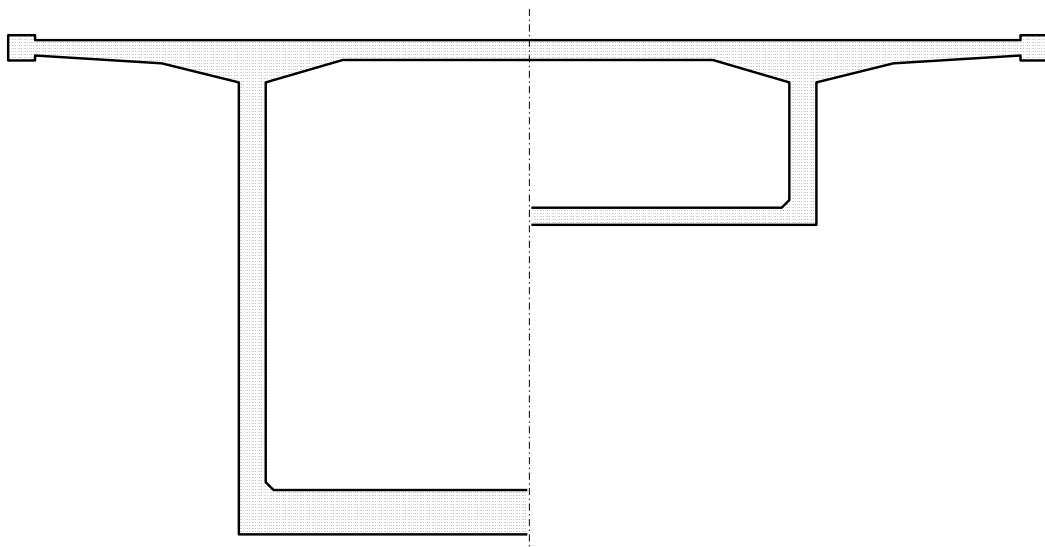
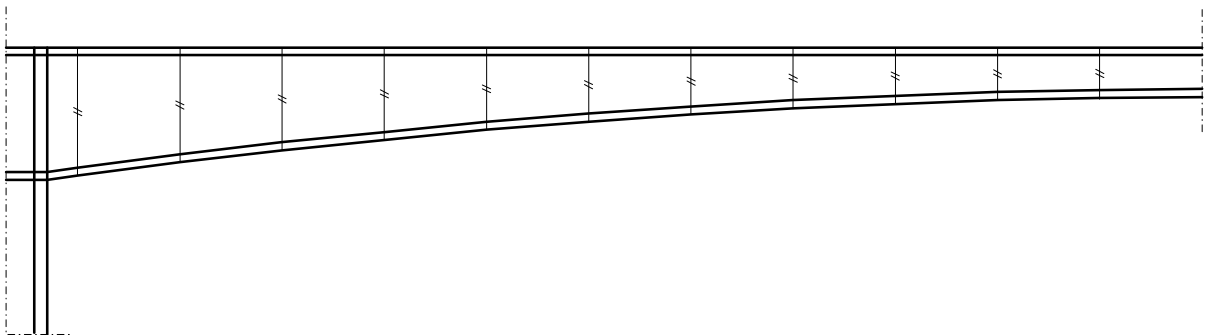


KONTROLLBERÄKNING AV TVÄRKRAFTSKAPACITET

1. Bro över Hammarsundet



Förord

Denna rapport har utarbetats på uppdrag av Vägverket, avdelning Bro och Tunnel, och redovisar jämförande beräkningar av tvärkraftsdimensionering enligt BBK 94 + BRO 94 samt föreliggande version av Eurocode 2. Det senare innebär närmare bestämt prEN 1992-1-1, final draft October 2001 ("final draft" betyder här inte slutlig version, se vidare 2.21).

Föremål för beräkningarna är i denna rapport bron över Stora Hammarsundet (väg 50 i Örebro län), en lådbalkskonstruktion byggd enligt s.k. Freivorbaumetod med spännvidd ca 120 m. Se även motsvarande rapporter om Stocksundsbron (väg E3 i Solna) och bron över Östersundet till Torsö (väg 974 i Skaraborgs län).

Föreliggande rapport innehåller, förutom redovisning avseende Hammarsundsbron, även en allmän beskrivning av beräkningsmodellerna enligt BBK och EC2 samt kommentarer och diskussioner kring dessa. Detta är en redaktionellt något förbättrad version av en tidigare utgåva från 2002-03-07 (inga tekniska ändringar).

Stockholm 2002-04-08

Bo Westerberg

Innehåll

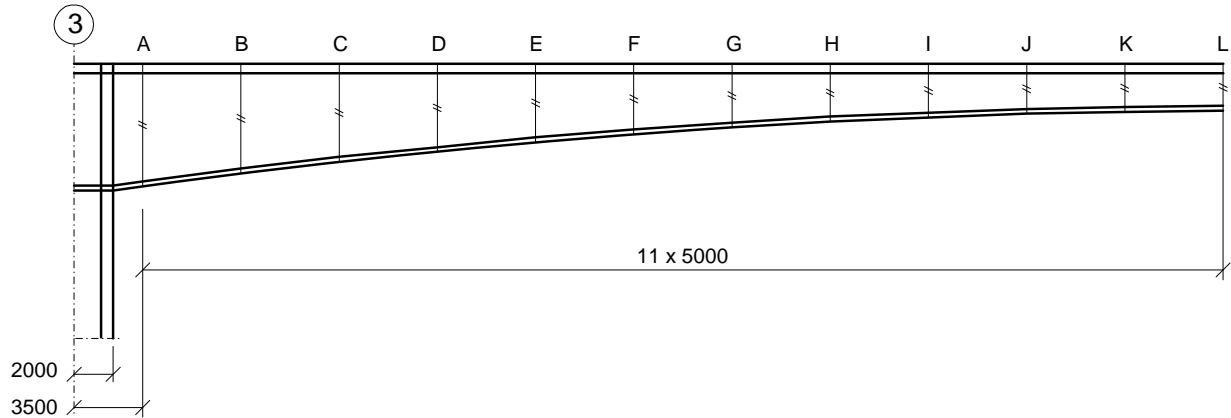
1. Grundläggande förutsättningar.....	1
1.1 Geometri.....	1
1.2 Tvärsnittsdata	2
1.3 Material	2
1.4 Snittkrafter m.m.	3
2. Beräkningsmodeller för tvärkraft	4
2.1 Additionsmodell enligt BBK 94.....	4
2.2 Beräkning enligt EC2	6
2.21 Allmänt om Eurocode 2	6
2.22 Fackverksmodell för tvärkraftsdimensionering	6
3. Redovisning av beräkningar.....	9
3.1 Allmänt.....	9
3.2 Beräkning enligt BRO 94.....	9
3.3 Beräkning enligt EC2	11
3.31 Materialvärden, partialkoefficienter.....	11
3.32 Beräkningsresultat.....	12
3.4 Sammanställning	13
4. Analys av resultat	14
4.1 Parameterstudie	14
4.2 Diskussion	16
4.21 Beräkningsmodell enligt BBK 94	16

4.22 Fackverksmodell enligt EC2	18
Referenser.....	19

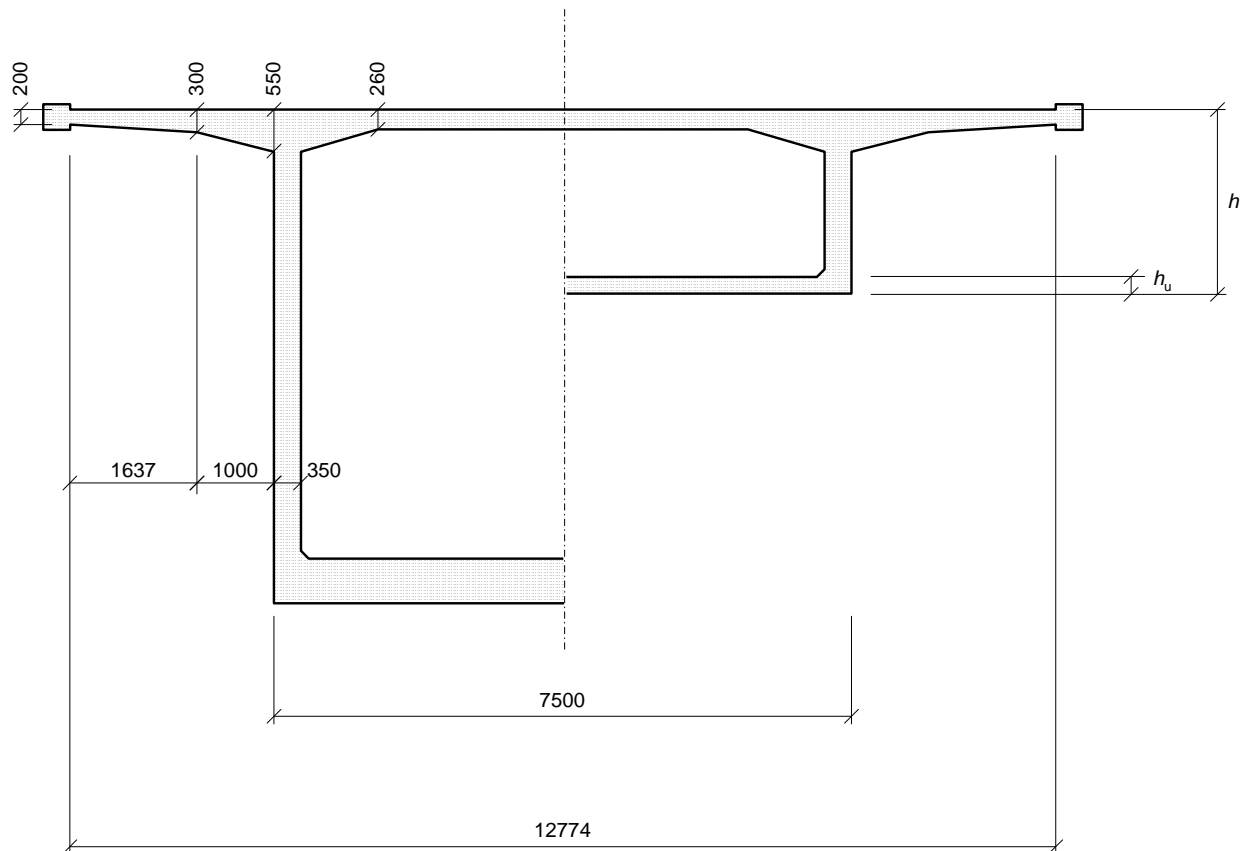
1. Grundläggande förutsättningar

1.1 Geometri

Figur 1 och 2 visar huvudgeometrin.



Figur 1. Längdsektion vid stöd 3 (mot 2). (Längslutning visas ej)



Figur 2. Tvärsektion. (Tvärlutning visas ej). Horisontell krökningsradie: $R = 1150$ m. Värden på h och h_u ges i tabell 1.

1.2 Tvärsnittsdata

Tvärsnittsdata redovisas i tabell 1.

Tabell 1. Tvärsnittsdata enligt konstruktionsberäkningar sid 5.3.11.

Beteckning			Tvärsnittsdata (m)							Antal kablar	
Snitt	Nod	Tv.nr	h	h_u	A	y_u	I_x	$W_{\bar{o}}$	W_u	ÖK	UK
Stöd 3	42:2	1	6,440	0,580	12,240	3,203	84,847	26,236	26,490	50	0
A	42:1	2	6,230	0,565	11,994	3,123	78,066	25,118	24,997	50	0
B	41:1	3	5,583	0,515	11,200	2,872	58,824	21,698	20,482	48	0
C	40:1	4	4,995	0,465	10,449	2,643	43,993	18,705	16,645	44	0
D	39:1	5	4,467	0,415	9,739	2,437	32,689	16,103	13,414	40	0
E	38:1	6	4,000	0,365	9,071	2,255	24,173	13,861	10,720	36	0
F	37:1	7	3,590	0,315	8,446	2,099	17,828	11,949	8,494	32	0
G	36:1	8	3,243	0,265	7,862	1,970	13,148	10,328	6,674	26	4
H	35:1	9	2,955	0,230	7,422	1,849	9,989	9,032	5,402	20	8
I	34:1	10	2,727	0,230	7,263	1,709	8,270	8,124	4,839	14	12
J	33:1	11	2,560	0,230	7,145	1,606	7,117	7,468	4,432	8	16
K	32:1	12	2,450	0,230	7,070	1,539	6,427	7,047	4,176	4	20
L	31:1	13	2,400	0,230	7,036	1,509	6,132	6,859	4,064	0	20
CL	30:1	13	2,400	0,230	7,036	1,509	6,132	6,859	4,064	0	20

1.3 Material

Betong:	K45	$f_{ck} = 32 \text{ MPa}$ $f_{ctk} = 2,1 \text{ MPa}$ $E_{ck} = 33 \text{ GPa}$	$f_{cc} = 17,8 \text{ MPa}$ $f_{ct} = 1,17 \text{ MPa}$
Armering:	Ks400, $\phi \leq 16$ Ks400, $\phi > 16$	$f_{yk} = 390 \text{ MPa}$ $f_{yk} = 370 \text{ MPa}$	$f_{st} = 295 \text{ MPa}$ $f_{st} = 280 \text{ MPa}$
	Ks600, $\phi \leq 16$ Ks400, $\phi > 16$	$f_{yk} = 590 \text{ MPa}$ $f_{yk} = 570 \text{ MPa}$	$f_{st} = 447 \text{ MPa}$ $f_{st} = 432 \text{ MPa}$
Spännarmering:		$f_{yk} = 1550 \text{ MPa}$ $f_{uk} = 1770 \text{ MPa}$ $\sigma_{p0} = 1314 \text{ MPa}$ $A_p = 1800 \text{ mm}^2$	$f_{st} = 1175 \text{ MPa}$ $f_{st} = 1341 \text{ MPa}$ $\sigma_{p\infty} = 1190 \text{ MPa}$ (enl. konstr.beräkning) (area per kabel)

1.4 Snittkrafter m.m.

Snittkrafter redovisas i tabell 2.

Tabell 2. Snittkrafter dimensionerande för tvärkraft enligt konstruktionsberäkning.

Beteckning			M_d MNm	V_d MN	T_d MNm	Ant kabl.		Spännkraft MN		σ_{cm} MPa	Spkr.exc.		M_0 MNm
Snitt	Nod	Nr				ÖK	UK	ÖK	UK		ÖK	UK	
Stöd	42:2	1	-543,44	21,52	1,44	50	0	107,00	0	8,74	3,104	3,088	561,48
A	42:1	2	-504,29	20,74	1,37	50	0	107,00	0	8,92	2,978	3,008	542,73
B	41:1	3	-410,42	18,69	2,51	48	0	102,72	0	9,17	2,581	2,757	464,12
C	40:1	4	-326,78	16,79	3,88	44	0	94,16	0	9,01	2,222	2,528	377,78
D	39:1	5	-252,87	14,99	4,86	40	0	85,60	0	8,79	1,900	2,322	304,18
E	38:1	6	-188,18	13,28	5,45	36	0	77,04	0	8,49	1,614	2,140	242,06
F	37:1	7	-133,67	11,65	5,83	32	0	68,48	0	8,11	1,362	1,984	190,15
G	36:1	8	-87,92	10,10	5,91	26	4	55,64	8,56	8,17	1,143	1,855	132,06
H	35:1	9	-49,89	8,59	6,28	20	8	42,80	17,12	8,07	0,976	1,734	85,00
I	34:1	10	51,74	7,15	5,99	14	12	29,96	25,68	7,66	0,888	1,594	51,40
J	33:1	11	69,32	5,69	5,44	8	16	17,12	34,24	7,19	0,823	1,491	68,82
K	32:1	12	81,64	4,30	4,80	4	20	8,56	42,80	7,26	0,782	1,424	84,59
L	31:1	13	87,66	2,93	4,09	0	20	0	42,80	6,08	0,764	1,394	84,38

Angivna spännkrafter motsvarar $P = 2140$ kN/kabel enligt konstruktörens beräkning. Detta motsvarar ca 90 % av uppspänningskraften och avses inkludera alla förluster. Förlusterna verkar låga, men jag har inte närmare kontrollerat beräkningen av spännförluster.

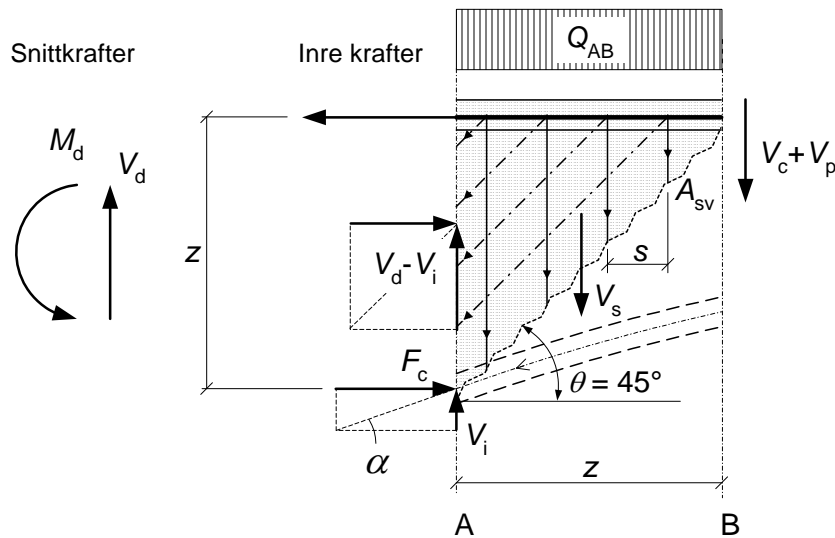
Förspänningen är mycket hög, med medeltryckspänning på över 9 MPa i vissa snitt. Det visar sig också i höga värden på M_0 ; för det mesta något större än M_d .

2. Beräkningsmodeller för tvärkraft

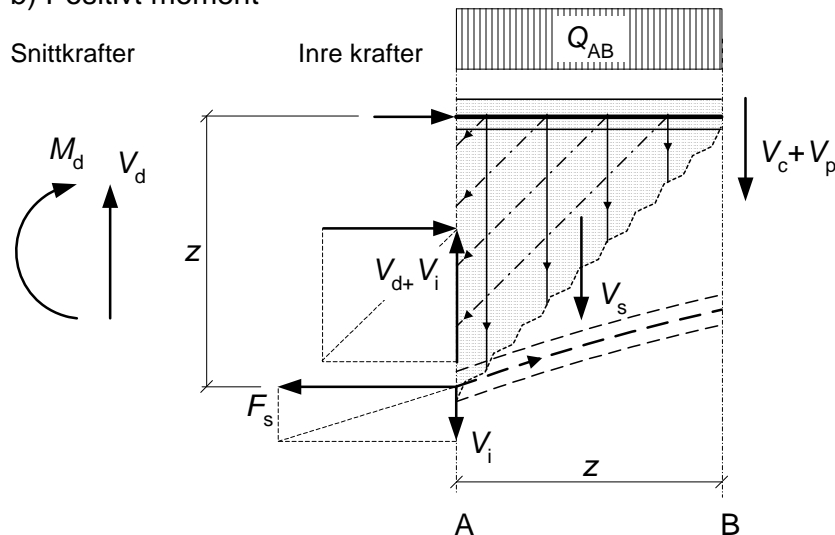
2.1 Additionsmodell enligt BBK 94

Figur 3 illustrerar BBK:s modell för tvärkraftsdimensionering, den s.k. additionsmodellen (eller additionsprincipen), där kapaciteten beräknas som summan av "betongens kapacitet" $V_c + V_p$ och "skjuvarmeringens kapacitet" V_s , beräknad under förutsättning att skjuvsprickor lutar 45° .

a) Negativt moment



b) Positivt moment



Figur 3. Additionsmodell enligt BBK 94. (Krafter är inte skalenligt ritade i förhållande till varandra.) Q_{AB} är den last som angriper ovanför den tänkta sprickan. I övrigt beteckningar enligt BBK.

Vid en vertikal jämviktsekvation för den "grå" delen bestäms tryckkraften i de sneda trycksträvorna av $(V_d - V_i)$ och kraften i skjuvarmeringen av $(V_d - V_i - Q_{AB})$. (Vid positivt moment byter V_i -termen tecken; i figuren är V_i ritad i sin verkliga riktning.)

Vertikal jämvikt för bestämning av erforderlig skjuvarmering (negativt moment):

$$V_d - V_i - Q_{AB} - V_s - (V_c + V_p) = 0 \quad (1)$$

$$V_s = V_d - V_i - Q_{AB} - (V_c + V_p) \quad \text{bestämmer erforderlig skjuvarmering} \quad (2)$$

Skjuvarmeringens kapacitet är (jfr BBK 3.7.4.2a, med $z = 0,9d$):

$$V_s = A_{sv} f_{sv} \frac{z}{s} \quad \text{vilket ger erforderlig area} \quad \frac{A_{sv}}{s} = \frac{V_s}{z \cdot f_{sv}} \quad (3)$$

Horisontell jämvikt för kontroll av livtryckbrott (negativt moment):

$$V_d - V_i - \sigma_c b_w \frac{z}{\sqrt{2}} \frac{1}{\sqrt{2}} = 0 \quad (4)$$

Tryckspänningen begränsas till $\sigma_c \leq \nu f_{cc}$ med $\nu = 0,5$, vilket ger (jfr BBK ekv 3.7.4.1b):

$$V_d - V_i \leq 0,25 b_w z f_{cc} \quad (5)$$

(BBK har här d i stället för z).

Vid beräkning av V_i ska man i princip ta hänsyn till tryck- respektive dragresultantens förskjutning enligt nedan:

Negativt moment:

$$V_i = F_c \tan \alpha \quad (6)$$

$$F_c = \frac{M}{z} - \frac{V_d - V_i}{2} = \frac{M}{z} - \frac{V_d - F_c \tan \alpha}{2} \quad (7)$$

$$F_c = \frac{M/z - V_d/2}{1 - (\tan \alpha)/2} \quad (8)$$

Positivt moment:

$$V_i = F_s \tan \alpha \quad (9)$$

$$F_s = \frac{M}{z} + \frac{V_d + V_i}{2} = \frac{M}{z} + \frac{V_d + F_s \tan \alpha}{2} \quad (10)$$

$$F_s = \frac{M/z + V_d/2}{1 - (\tan \alpha)/2} \quad (11)$$

Det spelar ganska liten roll om man tar hänsyn till förskjutningseffekten eller ej. Man kan därför försumma den i detta sammanhang (däremot inte vid avslutning av armering!).

2.2 Beräkning enligt EC2

2.21 Allmänt om Eurocode 2

Den version av Eurocode 2 som använts här, prEN 1992-1-1 final draft October 2001, är inte den slutgiltiga. Den slutliga versionen ska förhoppningsvis, efter vissa justeringar, fastställas i början av juli 2002. Bl.a. i tvärkraftsavsnittet 6.2 finns en del oklarheter, som här har tolkats på det sätt som anses rimligt. Oklarheterna liksom de tolkningar som använts här kommer att påpekas i de svenska kommentarer som ska avges under februari 2002.

Den brotillämpning som ska komplettera del 1, EN 1992-2, är än så länge knappt påbörjad; något utkast har ännu inte kommit fram. Tillämpningen i denna rapport bygger därför enbart på del 1. Det är tänkbart att brodelen kan ge andra gränser för trycksträvslutning, minimiarmering m.m, men detta återstår att se.

Vissa av de parametrar som används här är s.k. NDP (nationally determined parameters), vilket innebär att nationer kan välja egna värden. Här har genomgående använts de värden som rekommenderas i prEN 1992, eftersom det ännu inte finns några "svenska" värden.

2.22 Fackverksmodell för tvärkraftsdimensionering

Figur 4 (nästa sida) visar förutsättningarna för EC2:s renodlade fackverksmodell, där hela tvärkraften tas av skjuvarmeringen, men med flackare lutning än 45° för sprickorna (trycksträvorna).

Vid en vertikal jämviktsekvation bestäms kraften i de sneda trycksträvorna av $(V_{Ed} - V_{ccd})$ och kraften i skjuvarmeringen av $(V_{Ed} - V_{ccd} - Q_{AB})$. Vid positivt moment ersätts V_{ccd} av $(-V_{td})$ i uttrycken ovan och nedan; i figuren är V_{ccd} och V_{td} ritade i sina verkliga riktningar.

Vertikal jämvikt för bestämning av *erforderlig skjuvarmering* (negativt moment):

$$V_{Ed} - V_{ccd} - Q_{AB} - V_{Rd,sy} = 0 \quad (12)$$

$$V_{Rd,sy} = V_{Ed} - V_{ccd} - Q_{AB} \quad (13)$$

I denna modell ska således hela tvärkraften tas av den skjuvarmering som korsar sprickan; det finns inget " V_c " här. Skjuvarmeringens kapacitet är, jfr EC2 ekvation(6.7):

$$V_{Rd,sy} = A_{sw} f_{ywd} \frac{z \cot \theta}{s} \quad (14)$$

Horisontell jämvikt för kontroll av *livtryckbrott* (negativt moment):

$$(V_{Ed} - V_{ccd}) \cot \theta - \sigma_c b_w z \cos \theta \cos \theta = 0 \quad (15)$$

$$V_{Ed} - V_{ccd} = \sigma_c b_w z \sin \theta \cos \theta = \frac{\sigma_c b_w z}{\cot \theta + \tan \theta} \quad (16)$$

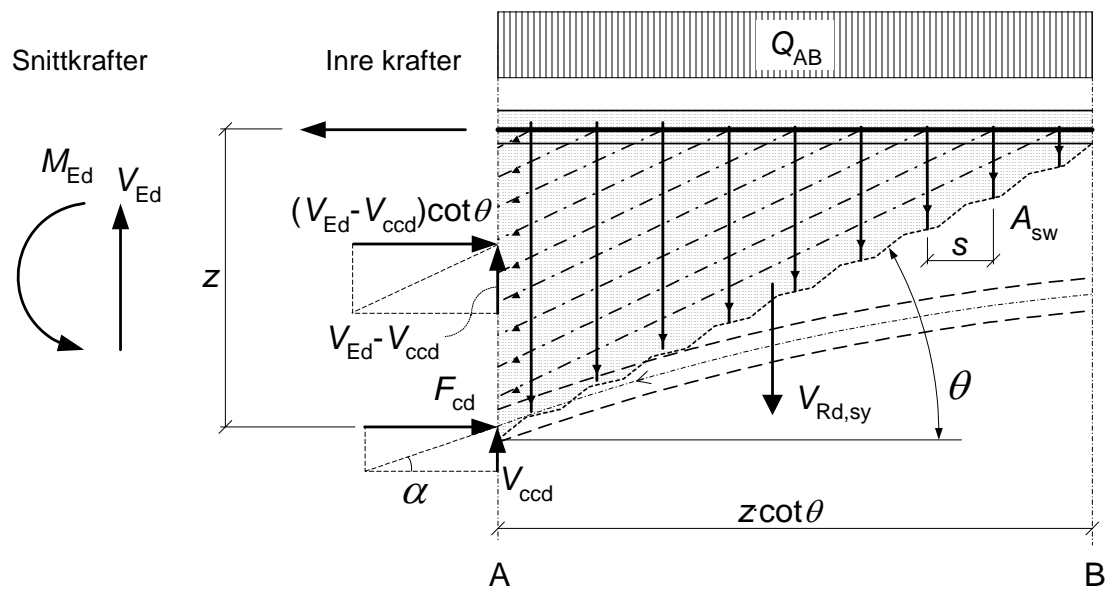
Tryckspänningen begränsas till $\sigma_c \leq \nu f_{cc}$, där $\nu = 0,6 - f_{ck}/250$, EC2 ekvation (6.5). Detta ger

$$V_{Ed} - V_{ccd} \leq \frac{b_w z v_{fd}}{\cot \theta + \tan \theta} \quad (17)$$

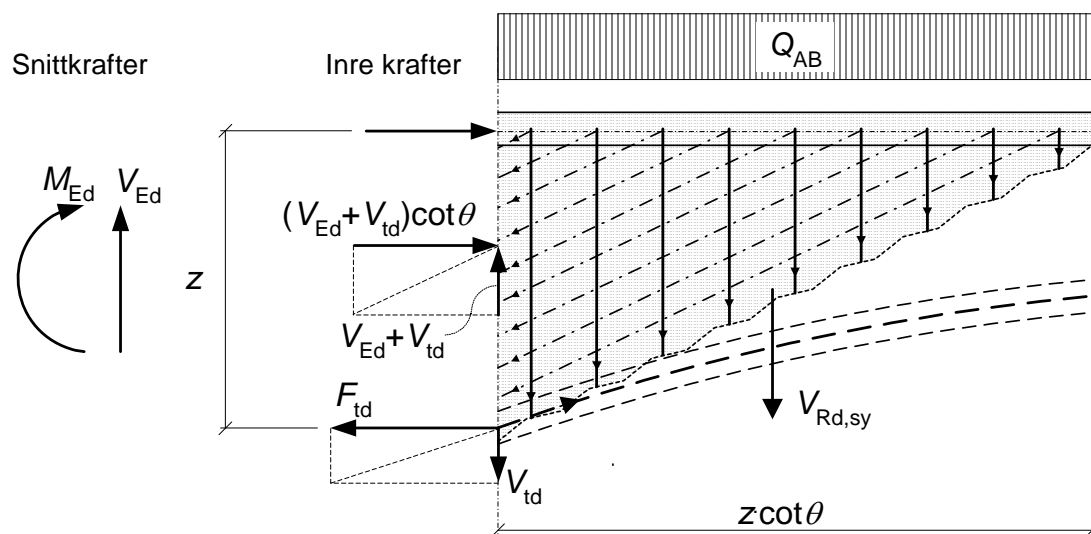
Högerledet är lika med $V_{Rd,max}$ enligt EC2 ekvation (6.8), dvs kapaciteten för livtryckbrott.

Enligt 6.2.1 (6) i EC2 ska $V_{Rd,max}$ jämföras med hela tvärkraften V_{Ed} . Av figur 4 och ovanstående härledning framgår att detta inte är korrekt; det som ska jämföras med $V_{Rd,max}$ är istället $V_{Ed} - V_{ccd}$. "Felet" är på säkra sidan vid negativt moment, men blir på osäkra sidan vid positivt moment i den aktuella typen av konstruktioner ($V_{Ed} + V_{td}$ i stället för V_{Ed}).

a) Negativt moment



b) Positivt moment



Figur 4. Fackverksmodell enligt EC2. Krafter är inte skalenligt ritade i förhållande till varandra. Beteckningar är här enligt EC2. V_{ccd} motsvarar BBK:s " V_1 " vid lutande tryckzon, och V_{td} motsvarar " V_1 " vid lutande dragzon.

Vid spännkraft eller tryckkraft av annat ursprung får $V_{Rd,max}$ multipliceras med en faktor

$$\begin{array}{l|l} \alpha_c = 1 + \sigma_{cp}/f_{cd} & 0 < \sigma_{cp} \leq 0,25f_{cd} \\ \alpha_c = 1,25 & 0,25f_{cd} < \sigma_{cp} \leq 0,5f_{cd} \\ \alpha_c = 2,5(1 - \sigma_{cp}/f_{cd}) & \sigma_{cp} > 0,5f_{cd} \end{array} \quad \left| \quad \text{där } \sigma_{cp} = N/A_c \text{ eller } P/A_c \quad (18)$$

Inverkan på V_i av tryck- respektive dragresultantens förskjutning:

Negativt moment:

$$V_i = F_{cd} \tan \alpha \quad (19)$$

$$F_{cd} = \frac{M}{z} - \frac{(V_d - V_i) \cot \theta}{2} = \frac{M}{z} - \frac{(V_d - F_{td} \tan \alpha) \cot \theta}{2} \quad (20)$$

$$F_{cd} = \frac{M/z - V_d (\cot \theta)/2}{1 - (\tan \alpha) (\cot \theta)/2} \quad (21)$$

Positivt moment:

$$V_i = F_{td} \tan \alpha \quad (22)$$

$$F_{td} = \frac{M}{z} + \frac{(V_d + V_i) \cot \theta}{2} = \frac{M}{z} + \frac{(V_d + F_{td} \tan \alpha) \cot \theta}{2} \quad (23)$$

$$F_{td} = \frac{M/z + V_d (\cot \theta)/2}{1 - (\tan \alpha) (\cot \theta)/2} \quad (24)$$

Med fackverksmodellen spelar det större roll om man tar hänsyn till förskjutningseffekten eller ej, åtminstone vid stora värden på $\cot \theta$. Att försumma den är då på osäkra sidan.

Om man samtidigt gör andra förenklingar som verkar åt säkra sidan kan man dock försumma förskjutningseffekten. Att utnyttja alla "finesser" i fackverksmodellen kan vara motiverat vid kontrollberäkning av en befintlig konstruktion, men kanske inte vid dimensionering av en ny. Det kan bli annat som avgör, och då lönar det sig inte alltid att finräkna m.a.p. tvärkraften.

Lutningen $\cot \theta$ begränsas enligt EC2 till

$$1,0 \leq \cot \theta \leq 2,5 \quad (25)$$

Större $\cot \theta$ ger högre kapacitet för skjuvarmeringen, men lägre kapacitet för livskjuvbrott. Bärförmågan vid given armering ges av det värde på $\cot \theta$ för vilket dessa kapaciteter är lika; ofta blir dock den övre gränsen 2,5 avgörande. Vid dimensionering av skjuvarmering väljer man det högsta möjliga värdet på $\cot \theta$ med hänsyn till livtryckbrottet, dock högst 2,5.

3. Redovisning av beräkningar

3.1 Allmänt

Vid beräkning har jag i vissa avseenden plockat värden ur konstruktörens beräkningar, i andra avseenden beräknat egna värden.

3.2 Beräkning enligt BRO 94

Beräkningarna redovisas i tabell 3-5.

Tabell 3. Betongens tvärkraftskapacitet.

1) Konstruktörens beräkning uppvisar lägre värden på V_c , beroende på att man använt $\xi = 0,9$ ($\xi = 1,0$ får användas vid förekomst av skjuvarmering) samt fel värde på ρ (baserat på armering i liv i stället för total böjarmering).

2) Övre gräns m.h.t. livskjuvbrott enligt BBK ekv (3.7.3.4b). Konstruktörens värden på V_{cw} är högre än de redovisade värdena, beroende på att man "glömt" att dividera σ_{cp} med $1,2\gamma_n$. Konstruktörens värde på V_p är dock korrekt i detta avseende.

Snitt	V_d MN	M_d MNm	Sl.arm mm ² /m	Sp.arm mm ² /m	Summa mm ² /m	d m	ρ %	V_c ¹⁾ MN	M_0/M_d	V_p MN	σ_{cm} MPa	V_{cw} ²⁾ MN	V_c+V_p MN
Stöd	21,52	512,62	21270	90000	111270	6,310	2,52	3,09	1,033	15,44	8,74	13,20	13,20
A	20,74	471,83	21270	90000	111270	6,100	2,61	2,99	1,076	14,88	8,92	12,92	12,92
B	18,69	379,42	21270	86400	107670	5,453	2,82	2,67	1,131	13,41	9,17	11,75	11,75
C	16,79	297,10	21270	79200	100470	4,865	2,95	2,38	1,156	12,05	9,01	10,37	10,37
D	14,99	224,29	21270	72000	93270	4,337	3,07	2,13	1,203	10,76	8,79	9,10	9,10
E	13,28	160,51	21270	64800	86070	3,870	3,18	1,90	1,286	9,53	8,49	7,95	7,95
F	11,65	105,12	21270	57600	78870	3,460	3,26	1,70	1,423	8,36	8,11	6,92	6,92
G	10,10	57,69	21270	46800	68070	3,113	3,12	1,53	1,502	7,24	8,17	6,25	6,25
H	8,59	18,16	21270	36000	57270	2,825	2,90	1,38	1,704	6,16	8,07	5,63	5,63
I	7,15	14,47	10400	21600	32000	2,612	1,75	1,20	0,993	5,13	7,66	5,05	5,05
J	5,69	37,42	10400	28800	39200	2,445	2,29	1,20	0,993	4,08	7,19	4,56	4,56
K	4,30	55,75	10400	36000	46400	2,335	2,84	1,14	1,036	3,09	7,26	4,38	4,23
L	2,93	66,61	10400	36000	46400	2,285	2,90	1,12	0,963	2,10	6,08	3,89	3,22

Kommentar:

De fel som konstaterats i konstruktörens beräkning har inga konsekvenser för slutresultatet, eftersom annat än "betongens tvärkraftskapacitet" blir avgörande för skjuvarmeringen.

Tabell 4. Erforderlig skjuvarmering.

1) Beräknat som tvärkraften på ett avstånd z från aktuellt snitt.

2) $V_s = V_d - V_i - Q_{AB}$.

3) 0,3 % för lådtvärsnitt enligt BRO 94 42.341.

Snitt	Z m	V_d MN	$V_d - Q_{AB}$ ¹⁾ MN	$\tan\alpha$ uk	V_i MN	V_s ²⁾ MN	$V_{s,min}$ MN	A_{sv}/s mm ² /m	$A_{s,min}$ ³⁾ BRO 94
Stöd	6,180	21,52	18,97	0,1373	11,39	-5,61	1,03	479	2100
A	5,970	20,74	18,47	0,1314	10,39	-4,83	1,00	479	2100
B	5,323	18,69	16,81	0,1236	8,81	-3,74	0,89	479	2100
C	4,735	16,79	15,21	0,1116	7,00	-2,16	0,80	479	2100
D	4,207	14,99	13,65	0,0996	5,31	-0,76	0,71	479	2100
E	3,740	13,28	12,16	0,0876	3,76	0,45	0,63	479	2100
F	3,330	11,65	10,70	0,0756	2,39	1,40	0,57	1185	2100
G	2,983	10,10	9,27	0,0636	1,23	1,79	0,51	1686	2100
H	2,695	8,59	7,88	0,0501	0,34	1,91	0,46	1982	2100
I	2,512	7,15	6,48	0,0381	-0,22	1,65	0,43	1853	2100
J	2,345	5,69	5,10	0,0276	-0,44	0,98	0,40	1177	2100
K	2,235	4,30	3,75	0,0156	-0,39	0,12	0,38	479	2100
L	2,185	2,93	2,93	0,0048	-0,15	-0,00	0,37	479	2100

Tabell 5. Tillkommande armering p.g.a. vridning

Snitt	T_d MNm	h_{ef} m	b_{ef} m	A_{ef} m ²	$\tan\theta$	A_{st}/s mm ² /m	$(A_{sv}+2A_{st})/s$ mm ² /m	$A_{s,erf}/s$ mm ² /m
Stöd	1,44	6,017	7,15	43,022	1	44	567	2100
A	1,37	5,819	7,15	41,602	1	43	566	2100
B	2,51	5,196	7,15	37,148	1	89	658	2100
C	3,88	4,633	7,15	33,122	1	155	789	2100
D	4,86	4,130	7,15	29,526	1	217	913	2100
E	5,45	3,687	7,15	26,358	1	273	1025	2100
F	5,83	3,304	7,15	23,620	1	326	1836	2100
G	5,91	2,981	7,15	21,311	1	366	2418	2418
H	6,28	2,710	7,15	19,377	1	428	2837	2837
I	5,99	2,482	7,15	17,746	1	445	2744	2744
J	5,44	2,314	7,15	16,545	1	434	2045	2100
K	4,80	2,206	7,15	15,773	1	402	1282	2100
L	4,09	2,158	7,15	15,430	1	350	1178	2100

Kommentarer:
Erforderlig skjuv- och vridarmering m.h.t. brottsäkerhet är mycket liten, och endast i tre snitt större än minimiarmering.

Detta sammanhänger med den kraftiga förspänningen. Se vidare kap. 4.

3.3 Beräkning enligt EC2

3.31 Materialvärden, partialkoefficienter

Följande karakteristiska värden har använts:

$$\begin{aligned} f_{ck} &= 35 \text{ MPa} & f_{cd} &= 35/(1,2 \cdot 1,5) = 19,4 \text{ MPa} \quad (\text{K45 motsvaras närmast av C35}) \\ f_{ctk} &= 2,2 \text{ MPa} & f_{ctd} &= 2,2/(1,2 \cdot 1,5) = 1,22 \text{ MPa} \\ f_{yk} &= 500 \text{ MPa} & f_{yd} &= 500/(1,2 \cdot 1,15) = 362 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Svenska partialkoefficienter har alltså använts på materialvärdena, dvs inklusive $\gamma_n = 1,2$. Detta ger en någorlunda rättvisande totaljämförelse, med tanke på att EC2 har samma grundläggande materialkoefficienter $\gamma_c = 1,5$ och $\gamma_s = 1,15$ som BBK, och att $\gamma_n = 1,2$ i någon mån motsvaras av högre lastfaktorer:

$$\gamma_G = 1,35, \quad \gamma_Q = 1,5 \quad \text{för permanent respektive variabel last.}$$

Eurocode 0 *Basis of Design* ger två alternativa lastkombinationer. Om man för en enkel jämförelse förutsätter enbart egentynad plus en trafiklast med $\psi = 0,7$:

$$\begin{aligned} \text{(a)} \quad & 1,35 \cdot G_k \text{ ”+” } 1,5 \cdot \psi \cdot Q_k &= 1,35 \cdot G_k \text{ ”+” } 1,05 \cdot Q_k \\ \text{(b)} \quad & 0,85 \cdot 1,35 \cdot G_k \text{ ”+” } 1,5 \cdot Q_k &= 1,15 \cdot G_k \text{ ”+” } 1,5 \cdot Q_k \end{aligned}$$

Motsvarande enligt BRO 94, med $\gamma_n = 1,2$ flyttad till lastsidan, blir

$$\begin{aligned} \text{(a)} \quad & 1,2 \cdot 1,15 \cdot G_k \text{ ”+” } 0 &= 1,38 \cdot G_k \\ \text{(b)} \quad & 1,2 \cdot 1,05 \cdot G_k \text{ ”+” } 1,2 \cdot 1,5 \cdot Q_k &= 1,26 \cdot G_k \text{ ”+” } 1,8 \cdot Q_k \end{aligned}$$

I figur 5 visas en jämförelse av den totala lastfaktorn

$$(\gamma_G \cdot G_k + \gamma_Q \cdot Q_k) / (G_k + Q_k)$$

som funktion av förhållandet mellan variabel och permanent last Q_k/G_k .

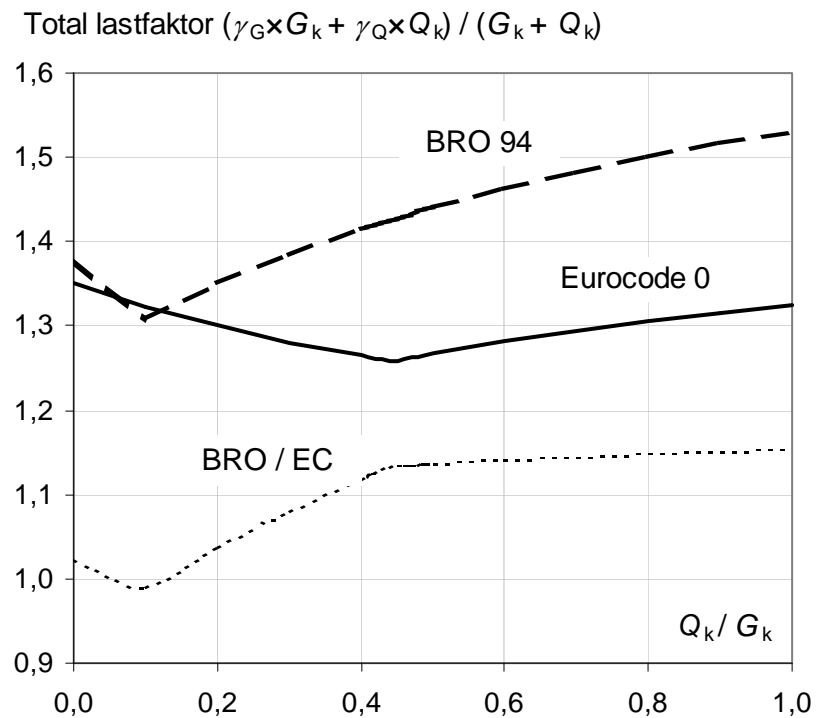
Som synes ligger BRO 94 i genomsnitt drygt 10 % högre än Eurocodes. Visserligen avser denna jämförelse en förenklad lastsituation, och för en komplett jämförelse skulle man behöva inkludera alla aktuella laster. Jämförelsen torde dock vara ganska rättvisande. Om man tillämpar de respektive beräkningssystemen med utgångspunkt från samma karakteristiska värden på laster får man alltså något högre total säkerhetsmarginal enligt BRO 94 än med Eurocodes. Detta kan man ha i minnet när man jämför resultaten av tvärkraftsberäkningarna.

En annan sak är att de trafiklasterna som anges i Eurocode 1 skiljer sig från de i BRO 94. Vid en komplett jämförelse, som inte bara omfattar beräkningsmodeller, skulle man även beakta detta, men det ligger utanför ramen för denna utredning.

För undvikande av missförstånd kan följande behöva poängteras:

Vid beräkning enligt EC2 har här använts samma dimensionerande snittkrafter och materialvärden som vid beräkning enligt BBK + BRO 94.

Figur 5. Jämförelse mellan BRO 94 och Eurocode 0 beträffande total lastfaktor, vid en lastkombination med egentyngd och en trafiklast. För BRO 94 har $\gamma_n = 1,2$ flyttats till lastsidan.



3.32 Beräkningsresultat

I tabell 6 redovisas beräkning enligt EC2. Här beaktas vridmoment på så sätt att skjuvkraften av vridning adderas till skjuvkraften av tvärkraft. Skjuvkraften i en lådvägg p.g.a. vridmoment (kraft per längdenhet) är

$$F_T = \frac{T}{2A_{ef}} = \frac{T}{2b_{ef}h_{ef}} \quad (26)$$

Total tvärkraft i en lådvägg med höjd h_{ef} blir

$$V_T = h_{ef} F_T = T / 2b_{ef} \quad (27)$$

Vid dimensionering för hela tvärsnittet blir tillägget till den totala tvärkraften $2V_T = T / b_{ef}$.

$$\text{EC2 anger minimiarmering } \rho_{w,\min} = \frac{0,08\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} = \frac{0,08\sqrt{35}}{500} = 0,095 \% \Rightarrow 663 \text{ mm}^2/\text{m}.$$

Detta är mindre än 1/3 av vad BRO 94 kräver. Det är troligt att detta minimivärde kommer att höjas i EC2:s kommande brodel. Minimivärdet blir avgörande endast i det sista snittet. (BRO 94:s minimiarmering skulle däremot bli avgörande i de flesta snitt.)

Tabell 6. Dimensionering enligt EC2.

1) $V_{tot} = V_{Ed} + V_T$, där $V_T = 2 \cdot h_{ef} \cdot T_{Ed} / 2 \cdot A_{ef} = T_{Ed} / b_{ef}$ (A_{ef} , b_{ef} , h_{ef} se tabell 3)

2) Tvärkraften på ett avstånd $z \cdot \cot \theta$ från aktuellt snitt (inklusive V_T i aktuellt snitt).

3) Används här som gemensam beteckning för V_{ccd} (neg. moment) resp. V_{td} (pos. m.). Lutning enligt tabell 2.

Snitt	V_{Ed}	T_{Ed}	$V_{tot}^{1)}$	z	$\cot \theta$	$V_{tot} - Q_{AB}^{2)}$	$V_i^{3)}$	$V_{tot} - V_i$	α_c	$V_{Rd,max}$	$V_{tot} - V_i - Q_{AB}$	A_{sw}/s
Stöd	21,5 2	1,44	21,7 2	6,18 0	2,50 0	15,73	11,3 9	10,3 3	1,25 0	18,71	4,34	110 7
A	20,7 4	1,37	20,9 3	5,97 0	2,50 0	15,36	10,3 9	10,5 4	1,24 5	18,01	4,98	124 7
B	18,6 9	2,51	19,0 4	5,32 3	2,50 0	14,35	8,81	10,2 3	1,21 0	15,60	5,54	146 9
C	16,7 9	3,88	17,3 4	4,73 5	2,50 0	13,35	7,00	10,3 3	1,23 3	14,14	6,35	178 9
D	14,9 9	4,86	15,6 7	4,20 7	2,50 0	12,28	5,31	10,3 6	1,25 0	12,74	6,97	211 9
E	13,2 8	5,45	14,0 4	3,74 0	2,50 0	11,16	3,76	10,2 8	1,25 0	11,32	7,40	244 6
F	11,6 5	5,83	12,4 7	3,33 0	2,50 0	9,99	2,39	10,0 8	1,25 0	10,08	7,61	274 6
G	10,1 0	5,92 1	10,9 2	2,98 3	2,26 0	8,99	1,23	9,69	1,25 0	9,69	7,76	333 2
H	8,59	6,28	9,46	2,69 5	2,12 0	7,89	0,34	9,13	1,25 0	9,13	7,55	372 5
I	7,15	5,99	7,99	2,51 2	2,24 0	6,42	-0,22	8,21	1,25 0	8,21	6,64	307 1
J	5,69	5,44	6,45	2,34 5	2,50 0	4,89	-0,44	6,89	1,25 0	7,10	5,33	209 9
K	4,30	4,80	4,97	2,23 5	2,50 0	3,50	-0,39	5,36	1,25 0	6,77	3,89	151 3
L	2,93	4,09	3,50	2,18 5	2,50 0	0,63	-0,15	3,65	1,25 0	6,62	0,78	245

3.4 Sammanställning

Tabell 5 visar olika armeringsmängder för jämförelse.

1) Enligt relationsritning 94-09-20.

Snitt	BBK+BRO94		EC2		Inlagd ¹⁾	Jämförelser		
	Ber.	Inkl.min.	Ber.	Inkl.min.		(3)/(1)	(4)/(2)	(4)/(5)
	(1)	(2)	(3)	(4)				
Stöd	567	2100	1107	1107	3013	1,95	0,53	0,37
A	566	2100	1247	1247	3013	2,20	0,59	0,41
B	658	2100	1469	1469	3013	2,23	0,70	0,49
C	789	2100	1789	1789	3013	2,27	0,85	0,59

D	913	2100	2119	2119	3013	2,32	1,01	0,70
E	1025	2100	2446	2446	3013	2,39	1,16	0,81
F	1836	2100	2746	2746	4187	1,50	1,31	0,66
G	2418	2418	3332	3332	5360	1,38	1,38	0,62
H	2837	2837	3725	3725	5360	1,31	1,31	0,69
I	2744	2744	3071	3071	5360	1,12	1,12	0,57
J	2045	2100	2099	2099	5360	1,03	1,00	0,39
K	1282	2100	1513	1513	4773	1,18	0,72	0,32
L	1178	2100	245	663	4187	0,21	0,32	0,16
Summa	18860	29000	26910	27330	52670	1,62	0,92	0,52

Kommentar:

EC2 ger mer armering än enbart BBK, men totalt ungefär samma armeringsmängd som BBK + BRO94 *inklusive minimiarmering* (dock lokalt upp till 59 % mer).

Erforderlig armering enligt EC2 är totalt 52 % av inlagd armering, och uppgår i enskilt snitt som mest till 81 % av densamma. Krav på brottsäkerhet enligt EC2 uppfylls således med god marginal.

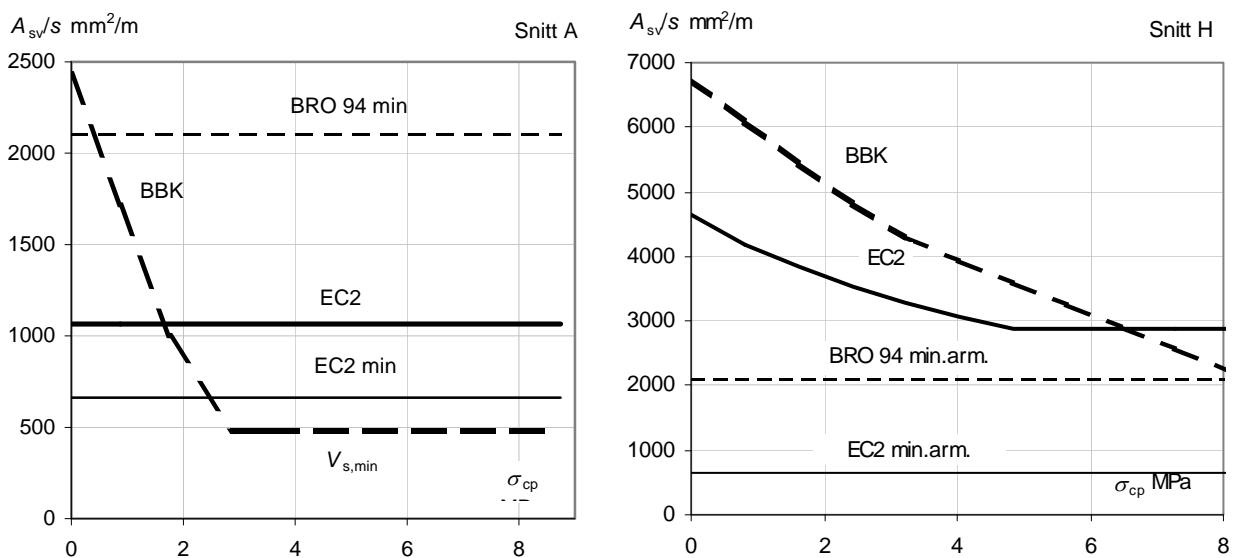
Att inlagd armering totalt är 93 % större än minimiarmeringen beror främst på bruksgränstillståndet, där sprickbredds begränsning krävt mer armering.

4. Analys av resultat

4.1 Parameterstudie

I detta avsnitt jämförs de båda modellerna för tvärkraftsdimensionering genom variation av vissa grundparametrar. Här ingår för enkelhets skull inget vridmoment.

Figur 6 visar erforderlig skjuvarmering i två av snitten som funktion av förspänningen (allt annat lika). Förspänningen har klart större inverkan enligt BBK.



Figur 6. Inverkan av förspänningen på erforderlig skjuvarmering i snitt A resp H. ” $V_{s,min}$ ” avser ekv. (3.7.4.2c) i BBK. ”Statiskt verksam tvärkraftsarmering” förutsätts genomgående.

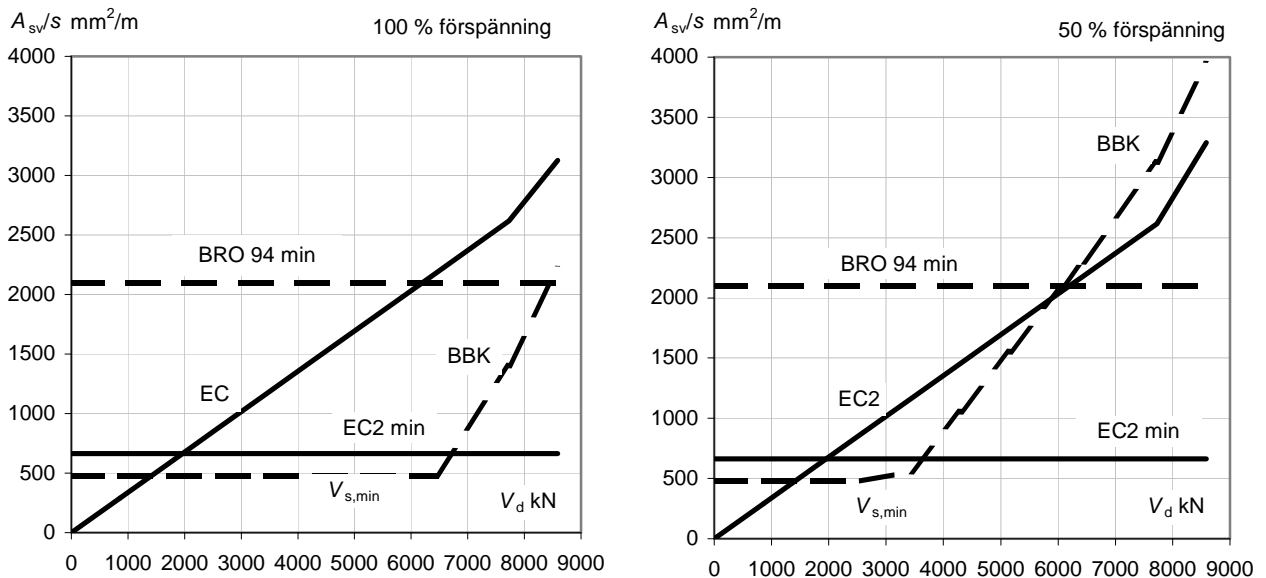
Snitt A (nära stöd) kräver överhuvudtaget lite skjuvarmering. För EC2:s del blir det i detta fall ingen inverkan alls av förspänning, beroende på att gränsen för livtryckbrott aldrig blir avgörande. Om man även beaktar kraven på minimiarmering blir det klart *mer armering enligt BRO 94*.

Snitt H (nära momentnollpunkt) kräver mer armering enligt BBK, utom vid hög förspänning (den aktuella förspänningen i snitt H ligger strax över 8 MPa). Minimiarmering blir aldrig avgörande i detta snitt.

Figur 7 visar erforderlig skjuvarmering i snitt H som funktion av tvärkraften (all last förutsätts variera proportionellt). Vänstra diagrammet avser aktuell förspänning, högra 50 % därav.

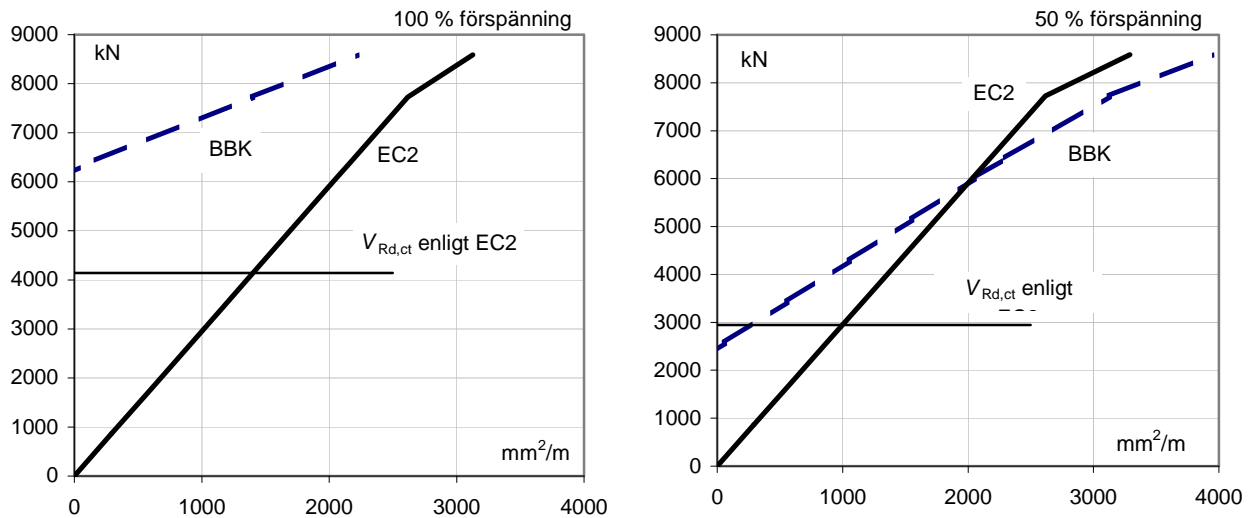
Kurvan över erforderlig skjuvarmering som funktion av tvärkraft blir brantare enligt BBK, beroende på att skjuvarmeringen endast verkar över en längd $= z$ (jfr figur 3), mot $z \cdot \cot \theta$ enligt EC2. Å andra sidan tar ”betongen” enligt BBK en stor del av tvärkraften genom $V_c + V_p$, i synnerhet vid hög förspänning, medan EC2 inte har någon ”betongterm”.

Vid låg förspänning och hög tvärkraft kräver BBK mer armering än EC2.



Figur 7. Erforderlig skjuvarmering i snitt H som funktion av tvärkraften, vid full respektive halv förspänning.

Slutligen visas i figur 8 bärförmågan som funktion av skjuvarmeringsmängden. $V_{Rd,ct}$ är kapaciteten utan skjuvarmering enligt EC2. Den ligger vid hög förspänning betydligt lägre än BBK:s $V_c + V_p$, men vid låg förspänning något högre.



Figur 8. Bärförmåga som funktion av mängden skjuvarmering.

4.2 Diskussion

4.21 Beräkningsmodell enligt BBK 94

Av det föregående framgår att BBK:s beräkningsmodell genom sin ” V_p -term” i alla avseenden ger större inverkan av förspänning än EC2.

V_p -termen grundar sig på försöksresultat, huvudsakligen på fritt upplagda balkar, och kan tolkas på följande sätt: Tryckkraft eller spännkraft höjer den last för vilken böjsprickor bildas, och kapaciteten för s.k. *böjskjuvbrott* – som inleds med en böjspricka – antas öka lika mycket som spricklasten. Modellen för beräkning av V_c+V_p grundar sig direkt på detta.

Vid förspända konstruktioner med tunna liv kan en annan typ av skjuvbrott uppstå innan böjsprickor bildats i aktuellt område, s.k. *livskjuvbrott* på grund av huvuddragspänningen i livet. Även kapaciteten för livskjuvbrott, V_{cw} , ökar med förspänning eller normalkraft, eftersom trycket minskar huvuddragspänningen, men den kan ibland bli mindre än V_c+V_p , och ger då en övre gräns för ”betong”kapaciteten.

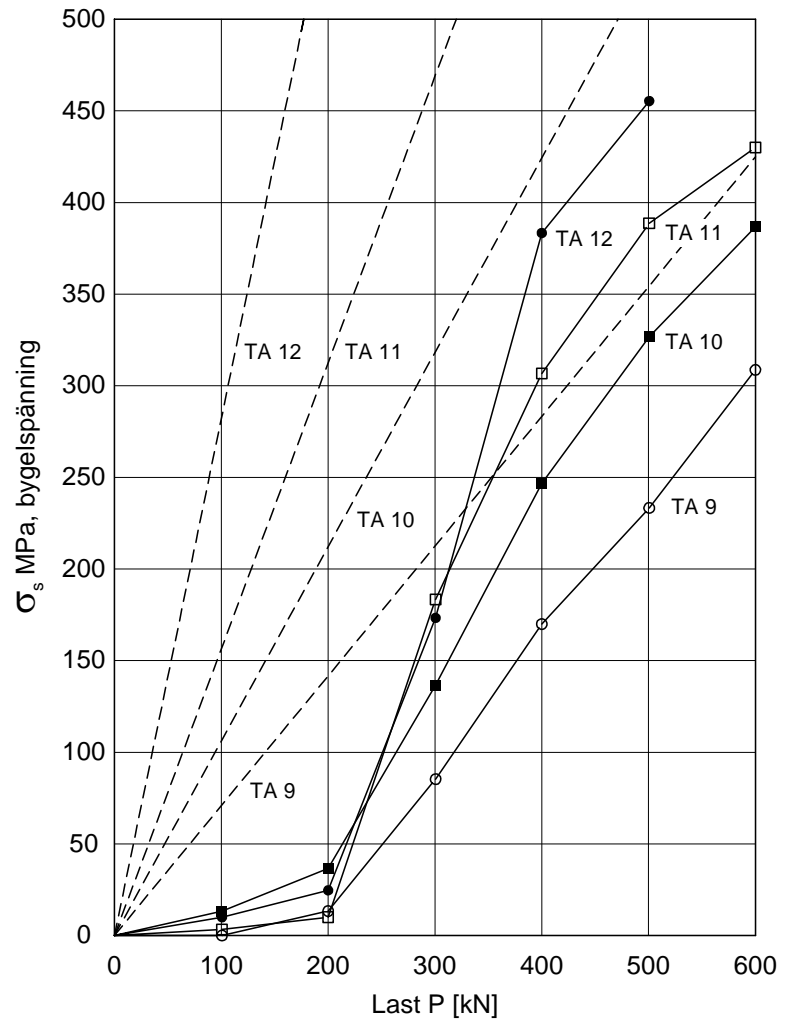
Dimensionering av skjuvarmering enligt BBK grundar sig på den s.k. additionsprincipen, där kapaciteten V_s för den skjuvarmering som korsar en 45°-spricka adderas till betongkapaciteten V_c+V_p (eller V_{cw} om denna är lägre). Detta är en rent empirisk modell, som stämmer bra med tillgängliga försöksresultat, och som har vissa praktiska fördelar vid dimensionering.

Additionsprincipen är väl underbyggd i försök. Vid mätning av bygelspänningar har man funnit att dessa är obetydliga fram till bildandet av skjuvsprickor, för att sedan öka i en takt som motsvarar ett fackverk med 45° trycksträvslutning, vilket är helt i överensstämmelse med additionsprincipen. Detta illustreras i figur 9. Streckade linjer anger beräknad bygelspänning i ett fackverk med 45° lutning, medan punkter och heldragna linjer är försöksresultat. Linjerna över uppmätta spänningar har samma lutning som de beräknade, men är förskjutna en sträcka som motsvarar skjuvspricklasten, eller ”betongens” tvärkraftskapacitet V_c .

Förspänning innebär att skjuvspricklasten ökar, och därmed förskjuts kurvorna över bygelspänningen i motsvarande grad.

Det finns såvitt känt ingen anledning att ifrågasätta additionsprincipen som sådan. Man kan möjligen fråga sig om den kan vara på ”osäkra sidan” vid mycket hög förspänning och vid den aktuella typen av konstruktion. Frågan går egentligen inte att besvara, eftersom det inte finns några fullskaleförsök på den aktuella typen av konstruktioner (det gäller dock inte bara tvärkraft, utan även alla övriga brottmekanismer). En möjlighet vore att jämföra med någon med avancerad teori, t.ex. den s.k. modifierade tryckfältsteorin enligt Collins, eller med icke-linjär FEM-analys baserad på brottmekanik. Sådana beräkningar ligger dock utanför ramen för detta uppdrag.

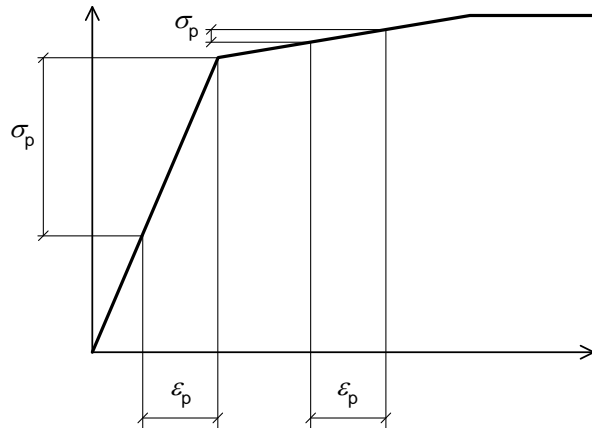
Additionsmodellens främsta nackdel är att den ger en felaktig uppfattning om hur konstruktionen fungerar vid tvärkraftsbrott. För det första blir sprickorna i brottstadiet vanligen betydligt flackare än 45° , för det andra finns ingen möjlighet att ta en tvärkraft av storleksordningen $V_c + V_p$ i tryckzonen. Tvärkraften bärs istället genom att mer skjuvarmering aktiveras i en flackare spricka. Fackverksmodellen ger i dessa avseenden en bättre beskrivning av verknings-sättet, se vidare avsnitt 4.22.



Figur 9. Spänningar i byglar i försöksbalkar enligt Leonhardt & Walter [1]. Balkarna hade samma T-tvärnsnitt med flänsbredd 960 mm, livbredd 160 mm och effektiv höjd 375 mm. Böjarmeringen $6\phi 24$ i alla balkarna. Byglarnas delning var densamma, 113 mm, men diametern var $\phi 12$, 10, 8 resp 6 mm. Betong ca K30. (Figuren är hämtad ur kompendiet *Armerad Betong*, KTH.)

Som nämnts bygger additionsprincipen huvudsakligen på försök på fritt upplagda balkar. Här uppträder inte maximalt moment och tvärkraft i samma område, vilket gör att man normalt kan räkna med full förspänning i området för tvärkraft.

Vid stöd i en konsolbalk eller kontinuerlig balk sammanfaller områdena för stor tvärkraft och stort moment, och här kan spännarmeringens kapacitet vara utnyttjad i böjning samtidigt som den förutsätts medverka till tvärkraftskapaciteten (kan vid avtrappad spännarmering även gälla andra snitt). Vid böjdimensionering utnyttjas ofta stålet över 0,2-gränsen, vilket medför att större delen av förspänningseffekten försvinner, jfr figur 10.



Figur 10. Inverkan av förspänning beroende på hur spännarmeringen utnyttjas för böjmoment.

I sådana fall bör man inte samtidigt utnyttja full dragkapacitet hos spännarmeringen och fullt spännkraftsbidrag till tvärkraftskapaciteten. I stället borde man tillämpa någon av följande alternativa begränsningar:

- att inte utnyttja spänningar över 0,2-gränsen med hänsyn till böjning, samtidigt som man utnyttjar full förspänningseffekt med hänsyn till tvärkraft
- att inte utnyttja någon förspänningseffekt i tvärkraftshänseende, samtidigt som man utnyttjar full dragkraftskapacitet med hänsyn till böjning

Det fel man kan begå genom att inte iaktta dessa begränsningar kan aldrig bli "katastrofalt"; skillnaden i böjmomentkapacitet om man utnyttjar spänningar över 0,2-gränsen eller inte motsvarar högst skillnaden mellan f_{uk} och f_{yk} för spännarmeringen, vilken vanligen är 10 à 15 %. Det kan dock ha stor betydelse för mängden tvärkraftsarmering, eftersom denna bestäms "på marginalen" vid användning av additionsmodell.

Det ska slutligen påpekas att maximalt moment ofta inte inträffar för samma lastställning eller lastkombination som maximal tvärkraft. Härigenom minskar betydelsen av de ovanstående begränsningarna ytterligare.

4.22 Fackverksmodell enligt EC2

Enligt fackverksmodellen går bärförmågan mot noll när skjuvarmeringen går mot noll, men "betongkapaciteten" $V_{Rd,ct}$ (EC2:s motsvarighet till $V_c + V_p$) ger en undre gräns. I verkligheten torde det vara en mera flytande övergång från $V_{Rd,ct}$ till $V_{Rd,sy}$, och troligen ger fackverksmodellen en underskattning av bärförmågan inom det område där $V_{Rd,sy}$ ligger nära $V_{Rd,ct}$. Det

är möjligt att additionsmodellen inom detta område ger en rimlig övergång, åtminstone vid låg förspänning (högra diagrammet i figur 8).

Det ska påpekas att de gränser för fackverksmodellen som lagts in i EC2, dvs $\cot\theta \leq 2,5$ och den reducerade hållfasthet ν_{cd} som ger gränsen för livtryckbrott, inte är några absoluta sanningar. För normal dimensionering har man sällan anledning att pressa beräkningsmodellerna till det yttersta, och då kan de valda begränsningarna i EC2 vara rimliga. Vid en jämförelse, och i en situation där BBK:s beräkningsmodell blivit ifrågasatt, finns dock skäl att granska dessa begränsningar närmare.

Av de jämförelser med försök som redovisas i J Walravens bakgrundsdokument till avsnitt 6.2 i EC2¹ framgår att gränsen för $\cot\theta$ skulle kunna vara högre för förspända konstruktioner. Värdet på reduktionsfaktorn ν har också diskuterats mycket, och högre värden har föreslagits. Det är alltså möjligt att fackverksmodellen i sin nuvarande form i EC2 kan vara på säkra sidan i vissa avseenden, framförallt för förspända konstruktioner. Det kan nämnas att fackverksmodellen enligt Model Code 1990 har begränsningen $\cot\theta \leq 3$, även utan förspänning. Det lägre värdet i EC2 en kompromiss mellan olika länder, dessutom är denna gräns så kallad Nationally Determined Parameter, innebärande att varje land kan välja en annan gräns om så önskas.

Referenser

- [1] Leonhardt F & Walther R: *Schubversuche an Plattenbalken mit unterschiedlicher Schubbewehrung*. DAfSfb Heft 156. Berlin 1963.

¹ Bakgrundsdokument finns för närvarande till de flesta avsnitt till EC2, skrivna av respektive ansvarig författare inom PT for EN 1992-1. Bakgrundsdokumentet till 6.2 är mycket utförligt, med bl.a. jämförelser med försök.