

## Fel i Betongföreningens EK2-handbok

Uppdaterad 2011-10-26

Sida	Rättelse
1-70	Figur 6-12: $F \cdot \cot \theta$ ska vara $\Delta F / \cot \theta$ (eller $\Delta F \cdot \tan \theta$ )
1-98	I ekvation ska stå ... $\geq 0,6 \epsilon_{cs}$
1-104	Rad 9 nerifrån: ... <u>tv</u> ärmeringsarea...
1-113	Figurtext 8-6: index ska vara raka
1-116	$\rho_{w,min} = 0,08 \cdot f_{ck}^{1/2} / f_{yk}$ (exponenten ska vara 1/2, ej 1/3, på tre ställen i tabell 9-1)
2-61	Rad 3 under rubrik a): "... <del>är</del> egentyngden..."
3-4	Rad 3 nerifrån: $A_1 = l \cdot 2c = 96 \text{ m}^2$ , följdfel på nästa rad
3-33	$\sigma_c$ ska vara $\sigma_s$ (4 gånger)
3-35	I beräkning av krympning saknas autogen krympning. Den blir $2,5 \cdot (25-10) \cdot 10^{-6} = 0,04 \cdot 10^{-3}$ Tvärsnittsdata är fel (baserade på för små flänsbredder) Sid 3-35 till 3-39 (A-33 till A-37) bifogas, med ovanstående fel rättade, se <b>Bilaga 1</b>
3-137/8	Här saknas sid D-5 samtidigt som D-7 upprepas två gånger Sid D-5 och D-6 bifogas, se <b>Bilaga 2</b>
3-162	Rubriken ska vara E.1.5.3.2 Beräkning med styvhetsmetod (ej B...)
3-168	Upphöjd siffra 2 vid $\psi_0$ och $\mu$ ska bort (det finns ingen fotnot)
3-169	Reduktion med $\alpha_A$ för belastad area saknas i lastberäkningen ( $A = 360 \text{ m}^2 \Rightarrow \alpha_A = 0,528$ )
3-181	Uttrycket i 6:e raden nerifrån är delvis dolt och ska lyda: $t/h = 0,08$
3-182	Rad 3: $k_2$ ska begränsas till 0,2, se ekvation (5.24) i EK2. Följdändringar på samma sida: $K_c = 0,0825$ $EI = 20,8$ $N_B = 5,69$ $M_{Ed} = 0,179$ $M_{Ed} / M_{0,Ed} = 3,47$
3-190	Fel i formel. Ska vara $p_d = \frac{2V_{Ed}}{3L(L/2 - M_{Ed}/V_{Ed})} \left[ 1 - \frac{L}{6(L/2 - M_{Ed}/V_{Ed})} \right] = 158 \text{ kN/m}^2$
3-191	Fel i formel. Ska vara $V_{Ed1} = \beta_1 \left[ V_{Ed} - (B^2 + 4B \cdot (2d) + \pi(2d)^2) \cdot p_d \right] = 348 \text{ kN}$
3-192	Fel i formel. Ska vara $V_{Ed2} = \beta_2 \left[ V_{Ed} - (B^2 + 4B \cdot (1,5d) + \pi(1,5d)^2) \cdot p_d \right] = 772 \text{ kN}$
3-192	Fel i formel. Ska vara $V_{Ed3} = \beta_3 \left[ V_{Ed} - (B^2 + 4B(1,0d) + \pi \cdot d^2) \cdot p_d \right] = 1145 \text{ kN}$
3-193	Fel i formel. Ska vara $V_{Ed4} = \beta_4 \left[ V_{Ed} - (B^2 + 4B \cdot (0,5d) + \pi(0,5d)^2) \cdot p_d \right] = 1619 \text{ kN}$
3-192	I uttryck för $V_{min}$ ska exponenten vara 3/2 (ej 2/3), vilket ger $V_{min1} = 1579 \text{ kN}$ , $V_{min2} = 1715 \text{ kN}$ , $V_{min3} = 1986 \text{ kN}$
3-193	D:o vilket ger $V_{min4} = 2799 \text{ kN}$
3-274	Vindlastvärdet $q_{pk} = 0,909 \text{ kN/m}^2$ stämmer inte med förutsättningarna, ska vara 0,63 $\text{kN/m}^2$
3-284	Under figur J1-6: grundplattans storlek ändras till 12 x 12 m Ekv (H.4) i EK2 är fel och kommer att ändras till: $\xi_1 = \frac{1}{1+3,9k}$
3-285	$8^4$ i nämnaren ändras till $12^4$ och resultatet blir 0,607 $\xi_1 = 1 / (1+3,9 \cdot 0,607) = 0,297$ $F_{V,BB} = 0,297 \cdot 1630 = 484 \text{ MN}$ $F_{V,B} = \dots = 484 / (1+484/625) = 273 \text{ MN}$ $M_{Ed} = \dots = 26,2 / (1-64,8/273) = 1,31 \cdot 26,2 = 34,4 \text{ MNm}$ Tabell, siffrorna i sista raden ska vara: 484 625 273 1,31 34,4
3-304	Saknas reduktion av utmattningshållfasthet m.h.t. bockning av byglar, se EK2 tabell 6.3N

## ***Bilaga 1***

Rättade sidor 3-35 till 3-39 (A-33 till A-37)

och då är gränsvärdet  $l/d = 20$ , vilket underskrids med god marginal. Det betyder att det inte är nödvändigt att beräkna deformationer. En deformationsberäkning redovisas ändå för att ge exempel på en sådan beräkning.

## A8.6.2 Beräkning av deformationer

### A8.6.2.1 Noggrann beräkning

Här redovisas en beräkning av deformationer enligt det noggrannaste alternativet, 7.4.3 (7). Det innebär att krökning beräknas i ett antal snitt med beaktande av uppsprickning enligt ekvation (7.18). Inverkan av krympning enligt ekvation (7.21) inkluderas.

Uttorkningskrympningen uppskattas enligt tabell 3.2 och 3.3. Interpolering i tabell 3.2 ger

$$\varepsilon_{cd,0} = 0,5 \text{ ‰}$$

$$k_h = 0,80 \text{ för } h_0 = 250 \text{ mm (jfr ovan)}$$

$$\varepsilon_{cd,\infty} = k_h \cdot \varepsilon_{cd,0} = 0,8 \cdot 0,5 = 0,4 \text{ ‰}$$

Den autogena krympningen blir

$$\varepsilon_{ca,\infty} = 2,5 \cdot (f_{ck} - 10 \text{ MPa}) \cdot 10^{-6} = 0,04 \text{ ‰}$$

Total krympning är alltså

$$\varepsilon_{cs,\infty} = (0,40 + 0,04) \cdot 10^{-3} = 0,44 \text{ ‰}$$

Tvärsnittsdata beräknas för sprucket och osprucket tvärsnitt för positivt och negativt moment. E-modulförhållandet baseras på det ”linjära” kryptalet enligt ovan:

$$\alpha = \frac{(1 + \varphi) \cdot E_s}{E_c} = \frac{(1 + 2,5) \cdot 200}{31} = 22,6$$

Beräkning av tvärsnittsdata redovisas inte i detalj, men resultatet visas i tabell A-1.  $S$  är det statiska momentet med avseende på tyngdpunkten, vilket behövs vid beräkning av krökning på grund av krympning enligt ekvation (7.21). Skillnaden i värden för positivt och negativt moment vid osprucket tvärsnitt beror framförallt på skillnaden i medverkande flänsbredd.

**Tabell A-1.** Tvärsnittsdata. Tyngdpunktsavstånd räknas här alltid från tryckt kant.

		Positivt moment		Negativt moment	
		Osprucket	Sprucket	Osprucket	Sprucket
Tröghetsmoment	$I \text{ m}^4$	0,0193	0,00679	0,0134	0,00682
Statiskt moment	$S \text{ m}^3$	0,000466	0,000569	0,000341	0,000643
Tyngdpunktsavstånd	$y \text{ m}$	0,179	0,094	0,406	0,269

Krökningen i ett sprucket tvärsnitt med beaktande av dragen betong mellan sprickor beräknas på följande sätt, jfr ekvation (7.18) :

$$\frac{1}{r} = \zeta \cdot \frac{1}{r_{II}} + (1 - \zeta) \cdot \frac{1}{r_I}$$

där

$1 / r_I =$  krökning beräknad för osprucket tvärsnitt (stadium I)

$1 / r_{II} =$  krökning beräknad för sprucket tvärsnitt (stadium II)

$$\zeta = 1 - \beta \cdot \left( \frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 = 1 - \beta \cdot \left( \frac{M_r}{M} \right)^2$$

$\beta = 0,5$  för långtidslast

$M_r =$  sprickmoment

$M =$  aktuellt moment

Sprickmomentet beräknas för draghållfasthet  $f_{ctm} = 2,6$  MPa. Nedan visas fullständig beräkning för snitt med maximalt moment i *fält* under inverkan av *långtidslast*. Index I används för osprucket och II för sprucket tvärsnitt (stadium I respektive II).

$M = 187$  kNm (maximalt moment vid långtidslast)

$$M_r = f_{ctm} \cdot I / (h - y) = 2,6 \cdot 10^3 \cdot 0,0193 / (0,6 - 0,179) = 119 \text{ kNm}$$

$$\zeta = 1 - \beta \cdot \left( \frac{M_r}{M} \right)^2 = 1 - 0,5 \cdot \left( \frac{119}{187} \right)^2 = 0,797$$

Krökning vid osprucket tvärsnitt:

$$\frac{1}{r_{I,M}} = \frac{M}{EI_I} = \frac{(1 + \varphi) \cdot M}{E_{cm} I_I} = \frac{(1 + 2,5) \cdot 187 \cdot 10^{-3}}{31000 \cdot 0,0193} = 1,09 \cdot 10^{-3} \text{ m}^{-1} \quad \text{av moment}$$

$$\frac{1}{r_{I,cs}} = \varepsilon_{cs} \alpha_e \frac{S_I}{I_I} = 0,44 \cdot 10^{-3} \cdot 22,6 \cdot \frac{0,000466}{0,0193} = 0,32 \cdot 10^{-3} \text{ m}^{-1} \quad \text{av krympning}$$

Krökning vid sprucket tvärsnitt:

$$\frac{1}{r_{II,M}} = \frac{M}{EI_{II}} = \frac{(1 + \varphi) \cdot M}{E_{cm} I_{II}} = \frac{(1 + 2,5) \cdot 187 \cdot 10^{-3}}{31000 \cdot 0,00679} = 3,11 \cdot 10^{-3} \text{ m}^{-1} \quad \text{av moment}$$

$$\frac{1}{r_{II,cs}} = \varepsilon_{cs} \alpha_e \frac{S_{II}}{I_{II}} = 0,44 \cdot 10^{-3} \cdot 22,6 \cdot \frac{0,000569}{0,00679} = 0,83 \cdot 10^{-3} \text{ m}^{-1} \quad \text{av krympning}$$

Total krökning med beaktande av dragen betong mellan sprickor:

$$\frac{1}{r} = \zeta \cdot \frac{1}{r_{II}} + (1 - \zeta) \cdot \frac{1}{r_I} = [0,797 \cdot (3,11 + 0,83) + (1 - 0,797) \cdot (1,09 + 0,32)] \cdot 10^{-3} = 3,43 \cdot 10^{-3} \text{ m}^{-1}$$

När krökningen beräknats på motsvarande sätt för ett antal snitt längs balken erhålls en krökningsfördelning längs balken enligt figur A-22. Figuren visar även krökningen för enbart osprucket respektive enbart sprucket tvärsnitt längs hela balken.

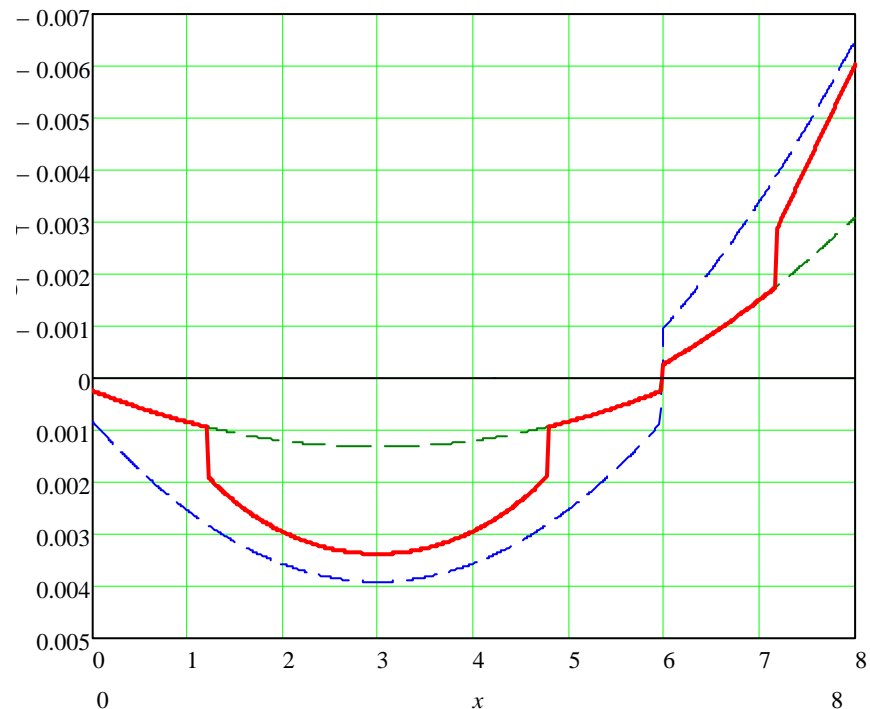
**Figur A-22.** Exempel på krökningsfördelningar.

Grön streckad kurva: krökning beräknad enbart för osprucket tvärsnitt

Blå streckad kurva: d:o sprucket tvärsnitt

Röd heldragen kurva: resulterande krökning

Obs att momentkurvas avrundning över mellanstödet inte är beaktad här.



Vid en noggrann beräkning bör man beakta att momentet hittills endast har beräknats för konstant böjstyvhet. På grund av uppsprickning och olika medverkande flänsbredd i fält och vid stöd blir styvheten långt ifrån konstant, vilket kan ge en annan momentfördelning. För att hitta rätt momentfördelning beräknas vinkeländringen vid stöd:

$$\theta_B = \frac{1}{l} \cdot \int_0^l \frac{1}{r}(x) \cdot x \cdot dx$$

Med krökning baserad på moment vid konstant böjstyvhet erhålls

$$\theta \approx -0,01 \cdot 10^{-3}$$

Detta betyder att balken lutar en aning uppåt vid stödet, vilket i sin tur betyder att stödmomentet är en aning för stort. För att vinkeländringen ska bli noll i enlighet med randvillkoren måste stödmomentet minskas, men minskningen råkar i detta fall bli så liten att den inte märks.

Nedböjningen i ett snitt på ett avstånd  $x$  från ändstöd erhålls enligt följande

$$y(x) = \theta_A \cdot x - \int_0^l \frac{1}{r}(z) \cdot (x-z) \cdot dz$$

$$\text{där } \theta_A = \int_0^l \frac{1}{r}(x) \cdot dx - \theta_B$$

Eftersom det är svårt att ställa upp slutna analytiska uttryck för krökningen måste integrationerna göras numeriskt med krökning beräknad för ett antal snitt längs balken. (I ett matematikprogram av typ Mathcad utförs dock sådana integrationer automatiskt, om man definierar krökningen som en funktion av koordinaten  $x$  och sedan skriver integralerna på vanligt sätt).

Krökningen i figur A-22 ger en maximal nedböjning av 18,3 mm. Detta alltså är total nedböjning beräknad för långtidslast och med full effekt av krypning och krympning. För att kunna jämföra med nedböjningskriterierna 7.4.1 måste man även beräkna

- nedböjningen före montage av sådana sekundära konstruktioner som kan skadas av balkens senare nedböjning,
- total nedböjning för frekvent eller eventuellt karakteristiskt lastvärde, beroende på vilka nedböjningskrav som gäller (jfr avsnitt A8.2.1 ovan samt 7.4.1 i del 1).

Nedböjning av last före montage av sekundära konstruktioner kan beräknas utan hänsyn till krypning och krympning (detta är på säkra sidan med hänsyn till storleken på *tillkommande* nedböjning). Nedböjning av korttidslast utöver långtidslast (dvs  $\Delta q_f = q_f - q_l$  eller  $\Delta q_k = q_k - q_l$  beroende på nedböjningskrav) beräknas utan hänsyn till krypning och krympning. Härvid är det viktigt att faktorn  $\zeta$  beräknas för moment  $M$  av *total last*  $q_f$  respektive  $q_k$ , medan krökningen beräknas för moment  $\Delta M$  av last  $\Delta q$  för att sedan adderas till krökningen av långtidslast  $q_l$ .

I tabell A-2 sammanställs nedböjningsvärden beräknade för olika förutsättningar. Härvid har antagits att lasten under byggskedet endast utgörs av egentygden  $g_k$  samt att ingen krypning och krympning sker under detta skede. Dessa förutsättningar är på säkra sidan eftersom en låg uppskattning av nedböjningen i byggskedet ger en hög uppskattning av tillkommande nedböjning i färdig konstruktion.

**Tabell A-2.** Nedböjningsvärden (mm) beräknade för olika förutsättningar.

Last kN/m	Inkl. krypning och krympning	
	nej	ja
$g_k = 34,0$	7,1	-
$q_l = 38,2$	9,8	15,4
$q_f = 40,9$	10,5	16,3
$q_k = 47,9$	12,0	18,2

Tillkommande långtidsnedböjning i färdig konstruktion av *enbart långtidslast* är

$$15,4 - 7,1 = 8,3 \text{ mm} = l / 960.$$

Tillkommande nedböjning *inklusive inverkan av korttidslast* är

$$8,3 + (10,5 - 9,8) = 9,0 \text{ mm} = l / 890 \text{ för frekvent lastkombination}$$

$$8,3 + (12,0 - 9,8) = 10,5 \text{ mm} = l / 760 \text{ för karakteristisk lastkombination}$$

Gränsvärdet  $l / 500$  för tillkommande nedböjning i färdig konstruktion underskrids med god marginal även för karakteristisk lastkombination. Detsamma gäller gränsvärdet  $l / 250$  för total deformation enligt tabell A-2 (18,2 mm =  $l / 440$ ).

Resultatet är väntat, eftersom även den enkla kontrollen enligt 7.4.2 tydde på att nedböjningarna inte skulle vara något problem (se A8.5.1 ovan).

#### A8.6.2.2 Förenklad beräkning av nedböjning

En förenklad beräkning kan göras på så sätt att man beräknar dels en nedböjning  $y_I$  för osprucket tvärsnitt med konstant styvhet  $EI_I$ , dels en nedböjning  $y_{II}$  för helt uppsprucket tvärsnitt med konstant styvhet  $EI_{II}$ , och sedan tillämpar ekvation (7.18) på dessa värden. För en

fritt upplagd balk blir en sådan beräkning enkel, men i detta fall fordras en passningsberäkning för att hitta rätt stödmoment (liksom i den noggranna beräkningen), eftersom balken får olika styvhetsvärden för positivt och negativt moment. Beräkningen blir då inte så enkel och redovisas därför inte i detta fall.

En sådan förenklad beräkning ger alltid större deformationer än de man får vid integration av krökning, eftersom man då inte beräknar  $\zeta$  separat för varje snitt, utan istället måste använda ett och samma värde baserat på snitt med maximalt moment. Detta ger värden nära 1 och därmed mindre inverkan av dragen betong mellan sprickor. I figur A-22 kan man se att denna inverkan blir liten i snitt med stort moment, men stor i områden med mindre moment, speciellt i fält.

## ***Bilaga 2***

Saknad sida D-5 samt D-6 ("baksidan" av D-5) (3-137 och 3-138)



Begränsning av böjmoment i plattan vid kant- och hörnpelare enligt Annex I.1.2 (5):

vid kantpelare:  $M_{k,max} = 0.17 \cdot b_{ek} \cdot d^2 \cdot f_{ck} = 176.4 \cdot kN \cdot m$

vid hörnpelare:  $M_{h,max} = 0.17 \cdot b_{eh} \cdot d^2 \cdot f_{ck} = 132.3 \cdot kN \cdot m$

Kommentar: I detta fall understiger de dimensionerande böjmomenten vid kant- och hörnpelare de maxvärden som anges ovan enligt Annex I.1.2. Om de hade varit större skulle fältmomenten justerats för det som överskrider maxvärdena.

### **D.5 Dimensionering med hänsyn till böjande moment i mittramen**

Plattorna i mittramen över innerpelaren delas in i pelarstrimlor och mittstrimlor. Definitionen av pelarstrimla och mittstrimla visas i figur I.1 Fördelning av moment väljs fritt inom värden enligt tabell I.1. Här välj fördelning mellan negativa moment (stöd) i pelarstrimlor och i mittstrimlor till 80/20. Fördelningen mellan positiva moment (fält) i pelarstrimlor och i mittstrimlor väljs till 70/30.

Innerstödarmering i x-led:

Arm, stångdiameter:  $\phi_s = 16 \cdot mm$

Effektiv höjd:  $d_{sx} = t - c_{nom} - \frac{\phi_s}{2}$

Moment:  $M_{Eds} = 433.0 \cdot kN \cdot m$

För enkelhetens skull uppskattas här den inre hävarmen i armeringsberäkningar för plattor till  $0.9d$ .

Erforderlig armering:  $A_{ss} = \frac{M_{Eds}}{f_{yd} \cdot 0.9 \cdot d_{sx}} = 4144 \cdot mm^2$

Medverkande bredd i pelarstrimla:  $b_p = 0.5 \cdot 6 \cdot m = 3 \cdot m$

Armering fördelad till pelarstrimla:  $A_{ssp} = 0.8 \cdot A_{ss} = 3316 \cdot mm^2$

$$n = \frac{4A_{ssp}}{\pi \cdot \phi_s^2} = 16.5 \quad s_{sp} = \frac{b_p}{n} = 182 \cdot mm$$

Välj  $\phi 16$  s180 över stöd i pelarstrimlan!

Kontroll av armering över stöd m.h.t. brukstillstånd enligt 9.4.1(2):

Bredd inom vilken 50 % av all stödarmering ska ligga:

$$b_t = 2 \cdot 0.125 \cdot 6 \cdot m + c_j = 1.9 \text{ m}$$

$$A_t = 2 \cdot \frac{b_t}{s_{sp}} \cdot \frac{\pi \cdot \phi_s^2}{4} = 4200 \cdot \text{mm}^2 > A_{ss} \text{ OK!}$$

I detta fall ger regel i 9.4.1(2) att stödarmeringen bör koncentreras så mycket som möjligt till pelarstrimlan.

Medverkande bredd till mittstrimla:  $b_m = s_{mitt} - b_p = 4.2 \text{ m}$

Armering fördelad till mittstrimla:  $A_{ssm} = 0.2 \cdot A_{ss} = 829 \cdot \text{mm}^2$

$$n = \frac{4A_{ssm}}{\pi \cdot \phi_s^2} = 4.1 \quad s_{sm} = \frac{b_m}{n} = 1019 \cdot \text{mm}$$

Enligt 9.3.1.1(3) är maximal avstånd mellan stänger i plattor  $s_{\max, \text{slabs}} = 400 \text{ mm}$ .

Prova med  $\phi_s = 12 \text{ mm}$ :

$$n = \frac{4A_{ssm}}{\pi \cdot (12 \text{ mm})^2} = 7.3 \quad s_{sm} = \frac{b_m}{n} = 573 \cdot \text{mm}$$

Välj  $\phi 12$  s400 över stöd i mittstrimlan!

Fältarmering i x-led:

Arm. stångdiameter:  $\phi_f = 12 \cdot \text{mm}$

Effektiv höjd:  $d_{fx} = t - c_{nom} - \frac{\phi_f}{2}$

Moment:  $M_{Edf} = 250.4 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$

Armering:  $A_{sf} = \frac{M_{Edf}}{f_{yd} \cdot 0.9 \cdot d_{fx}}$

Armering fördelad till pelarstrimla:  $A_{sfp} = 0.7 \cdot A_{sf} = 1665 \cdot \text{mm}^2$

$$n = \frac{4A_{sfp}}{\pi \cdot \phi_f^2} = 14.7 \quad s_{fp} = \frac{b_p}{n} = 204 \cdot \text{mm}$$

Välj  $\phi 12$  s200 i fält i pelarstrimlan!

Varav minst två stänger skall dras förbi pelaren, enligt