

REKENEN MET HET ONTWERP VAN DE VBC 1990

ir.G.L.H.M.Henkens, Aronsohn raadgevende ingenieurs BV, Rotterdam,
lid CUR-voorschriftencommissie 20 'Ontwerp en berekening'

Naar aanleiding van het verschijnen van het door CUR-voorschriftencommissie 20 opgestelde ontwerp van NEN 6721 'Voorschriften Beton. Constructieve eisen en rekenmethoden', kortweg VBC 1990, zijn in april en mei 1990 een drietal voorlichtingsbijeenkomsten georganiseerd. Tijdens deze bijeenkomsten is de VBC in grote lijnen toegelicht, met als doel de toekomstige gebruiker te stimuleren in de kritiekperiode ermee aan de slag te gaan.

In dit artikel worden daartoe enkele eenvoudige berekeningen gemaakt op basis van de VBC, waarvan de hoofdzaken al tijdens de voorlichtingsdagen werden behandeld. Aan de hand van enige concrete constructies wordt het rekenverloop met de VBC duidelijk gemaakt en komt een aantal specifieke wijzigingen aan de orde. Een en ander houdt wel in dat er geen algemene conclusies zijn te trekken.

Gezonde kritiek en praktische aanwijzingen kunnen er alleen maar toe bijdragen dat de VBC 1990, waarmee de komende jaren moet worden gewerkt, een goed doorwrocht document wordt. De constructeur zal inzien dat naast een aantal vereenvoudigingen, de VBC op een aantal punten complex is of onvoldoende directe informatie geeft. De toekomstige nieuwe versie van de GTB zal hierbij van nut zijn.

Voorts wordt nog gewezen op [1], waarin de belangrijkste wijzigingen ten opzichte van de VB 1974/1984 zijn aangegeven.

Rekenen met de VBC kan niet los worden gezien van de TGB 1990, zoals uit de navolgende rekenvoorbeelden zal blijken. In diverse artikelen in *Cement* is reeds aandacht geschonken aan de gewijzigde veiligheidsfilosofie, zodat dit hier niet aan de orde komt.

In de rekenvoorbeelden wordt voor wat betreft de grootte van de belastingen geen rekening gehouden met de TGB's. Als nuttige belasting op de vloeren wordt 2,5 kN/m² aangehouden. De belastingsfactoren en de factor ψ voor de bepaling van de momentane belasting zijn wel ontleend aan de TGB 1990.

Tabel 1

Symbolen en rekenwaarden voor B 25 en FeB 500 volgens VB 1974/1984 en VBC 1990

	VB 1974/1984			VBC 1990		
	symbool	omschrijving	(N/mm ²)	symbool	omschrijving	(N/mm ²)
betondruk	f_{ck}	karacteristieke kubusdruksterkte	B 25	f_{ck}	karacteristieke kubusdruksterkte	B 25
	f_{bk}	karacteristieke één-assige druksterkte	25	$f_{b\text{ rep}}$	representatieve één-assige lange-duur druksterkte = $0,72 \cdot f_{ck}$	18
	f_b	rekenwaarde van de druksterkte = f_{bk} voor buiging	20	f_b	rekenwaarde van de druksterkte = $\frac{f_{b\text{ rep}}}{\gamma_m}$ ($\gamma_m = 1,2$)	15
		= $0,75 \cdot f_{bk}$ voor buiging met normaalkracht	20			
betontrek	f_{bk}	karacteristieke slijttreksterkte	15	$f_{b\text{ rep}}$	representatieve lange-duur treksterkte = $0,7 \cdot (1,05 \cdot 0,05 \cdot f_{ck})$	1,6
	f_b	rekenwaarde voor de treksterkte = $0,7 \cdot f_{bk}$	2,0	f_b	rekenwaarde voor de treksterkte = $\frac{f_{b\text{ rep}}}{\gamma_m}$ ($\gamma_m = 1,4$)	1,15
			1,4	f_{bm}	gemiddelde treksterkte voor berekening van vervormingen, M- κ -diagram en en scheurvorming = $2 \cdot f_b$	2,3
				f_{br}	gemiddelde buigtreksterkte voor berekening van de doorbuiging = $1,2 \cdot f_{bm}$	2,75
betonstaal	f_a	minimale vloeï- en rekgrens	FeB 500	$f_{s\text{ rep}}$	minimale vloeï- of rekgrens	FeB 500
			500	f_s	rekenwaarde voor de trek/druksterkte = $\frac{f_{s\text{ rep}}}{\gamma_m}$ ($\gamma_m = 1,15$)	435

Tabel 2

Belastingen in kN/m² volgens VB 1974/1984 (TGB 1972) en VBC 1990 (TGB 1990)

	q	VB/TGB 1972			VBC/TGB 1990							
					doorbuiging		extreem maximaal		momentaan		extreem minimaal	
		γ	q_{\max}	q_{\min}	ψ	$\psi \cdot q$	γ	$\gamma \cdot q$	ψ	$\gamma \cdot \psi \cdot q$	ψ	$\gamma \cdot \psi \cdot q$
eigen gewicht	6,0	1,7	10,2	10,2	—	6,0	1,2	7,2	—	7,2	—	7,2
afwerking	1,0	1,7	1,7	1,7	—	1,0	1,2	1,2	—	1,2	—	1,2
wanden	1,5	1,7	2,55	2,55	—	1,5	1,2	1,8	—	1,8	—	1,8
veranderlijke bel.	2,5	1,7	4,25	—	0,5	1,25	1,5	3,75	0,5	1,9	0	0
totaal	11,0	—	18,7	14,45	—	9,75	—	13,95	—	12,1	—	10,2

Bij de berekeningen wordt uitgegaan van beton B 25 en staal-soort FeB 500. In tabel 1 zijn voor de VB 1974/1984 en de VBC 1990 de rekenwaarden voor B 25 en FeB 500 gegeven.

Rekenvoorbeeld 1

Gegevens

- vloer tweezijdig ondersteund, doorgaand over vier steunpunten;
- overspanning 3 x 7200 mm;
- vloerdikte 250 mm (h_t volgens VB, h volgens VBC);
- milieuklasse 1;
- dekking 15 mm en aangenomen kenmiddellijn 16 mm, zodat de nuttige hoogte 227 mm is (h volgens VB, d volgens VBC).

In tabel 2 is een overzicht gegeven van de belastingen volgens de VB en de VBC. Uitgangspunt voor de VB is de TGB 1972 en voor de VBC de TGB 1990.

Met deze belastingen moeten de belastinggevallen die in figuur 1 zijn weergegeven, worden berekend. Bij elk belasting-

geval zijn de maatgevende momenten in het veld en boven het steunpunt aangegeven. Voor de gevallen die behoren bij de VB zijn de rekenwaarden van de belastingen aangehouden. Bedacht dient te worden dat de VBC- en VB-momenten niet met elkaar kunnen worden vergeleken, omdat de invloed van de materiaalfactor nog niet is verwerkt.

Sterkteberekening

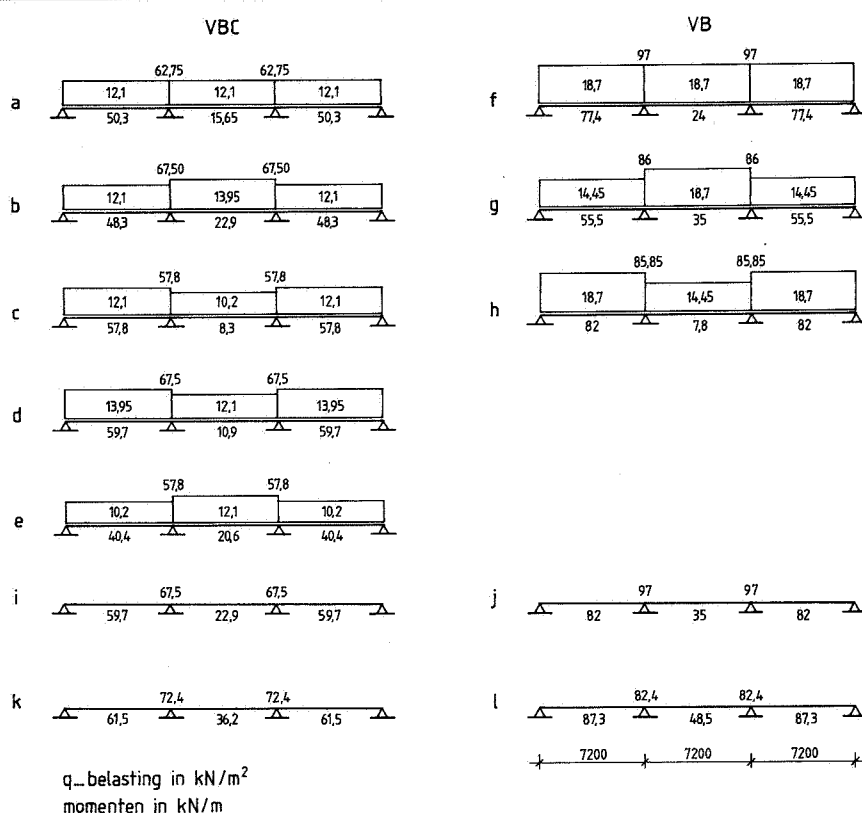
De voor de sterkte benodigde wapening wordt bepaald aan de hand van de waarden uit figuur 1i. Hierbij wordt gebruikgemaakt van GTB-tabel 11.2.a. Daarbij wordt een fout gemaakt, omdat de σ - ϵ -diagrammen voor beton in de VB en de VBC enigszins verschillen, maar deze fout is te verwaarlozen. De knik ligt bij de VB op 2,5‰; bij de VBC op 1,75‰.

Voor het gebruik van de tabel zijn de volgende hulpwaarden nodig:

$$f'_b = 15 \text{ N/mm}^2 \text{ en } k = \frac{f_a}{f'_b} = \frac{435}{15} = 29$$

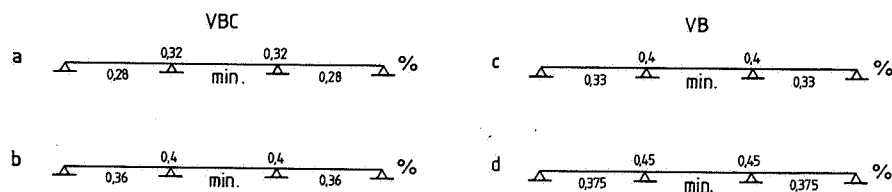
1 Belastinggevallen met maatgevende momenten voor rekenvoorbeeld 1
a t.m. h: belastinggevallen, maximale steunpunts- en veldmomenten
i en j: maatgevende momenten
k en l: maatgevende momenten volgens VBC tabel 16, respectievelijk VB tabel E-5

N.B. In afwijking van de TGB 1990 is de extreme belasting over wisselvelden aangebracht.



2 Benodigde wapeningspercentages voor rekenvoorbeeld 1

a en c: voor sterkte benodigde ω_0
b en d: voor doorbuiging benodigde ω_0



In figuur 2a zijn de aldus berekende wapeningspercentages weergegeven. De met de VB vergelijkbare veiligheidscoëfficiënt wordt dan:

$$\frac{0,32}{0,4} \cdot 1,7 = 1,36 \text{ voor het steunpunt}$$

$$\frac{0,28}{0,33} \cdot 1,7 = 1,44 \text{ voor het veld}$$

Doorbuiging

In de VB is de doorbuigingsberekening teruggebracht tot een slankheidscontrole. In dit geval voor een randveld:

$$l_{\min} = 0,85 \cdot 7200 = 6120 \text{ mm}$$

$$\sigma_a = \frac{227 \cdot 7000}{6120} = 260 \text{ N/mm}^2$$

In het bezwijkstadium mag derhalve slechts een staalspanning optreden van:

$$1,7 \cdot 260 = 441 \text{ N/mm}^2, \text{ in plaats van } 500 \text{ N/mm}^2.$$

De wapeningspercentages die dan nodig zijn, zijn in figuur 2d aangegeven.

De doorbuigingsberekening volgens de VBC heeft wat meer voeten in aarde. De reden hiervoor is eigenlijk eenvoudig. In de VB wordt een lineair verband gesuggereerd tussen de staalspanning en de nuttige hoogte. Het verband is echter ook nog afhankelijk van het wapeningspercentage. In de VB is dit onderscheid beperkt tot het grove onderscheid tussen platen (7000) en liggers (5000). Waar de één begint en de ander eindigt is echter niet aangegeven.

De VBC kent een drietal methoden, waarvan twee in de normtekst en één in de toelichting zijn opgenomen. De laatste is een slankheids criterium, en werd opgenomen om het mogelijk te maken op een eenvoudige wijze in het ontwerpstadium tot juiste dimensies te komen. In opklimmende moeilijkheidsgraad worden met dit voorbeeld de doorbuigingsberekeningen doorlopen.

1. Slankheids criterium

$$\Sigma M_{\text{rep}} = \frac{1}{8} \cdot 9,75 \cdot 7,2^2 = 63,2 \text{ kNm/m}$$

ΣM_u : indien de wapening die uit de sterkteberekening volgt wordt toegepast, geldt:

$$\Sigma M_u = 59,7 + \frac{1}{2} \cdot 67,5 = 93,45 \text{ kNm/m (fig. 1i)}$$

$$\frac{\Sigma M_{\text{rep}}}{\Sigma M_u} = \frac{63,2}{93,45} = 0,67$$

Het wapeningspercentage dat gemiddeld aanwezig is, wordt als volgt berekend:

$$\omega_0 = 0,75 \cdot \omega_{0v} + 0,25 \cdot \omega_{0s}$$

$$= 0,75 \cdot 0,28 + 0,25 \cdot 0,32 = 0,29\%$$

Volgens figuur 74 van de VBC (deze is op blz. 230 abusievelijk als figuur 73 genummerd) is dan de maximale slankheid om te voldoen aan de doorbuigings-eis van de TGB 1990:

$$\frac{l_{\min}}{d} = 22$$

$$l_{\min} = 0,7 \cdot l \quad \text{dus} \quad l = \frac{22 \cdot 227}{0,7} = 7134 \text{ mm}$$

Met de gekozen afmeting wordt bijna aan de eis voldaan.

2. Methode met de buigstijfheid uit artikel 8.6.3

Eerst wordt nagegaan of geldt $M_{\text{rep}} \geq M_{\text{rt}}$, dat wil zeggen dat de vloer in het gebruiksstadium gescheurd is.

$$M_{\text{rt}} = W \cdot f_{\text{br}} = \frac{1}{6} \cdot 1000 \cdot 250^2 \cdot 2,75 \cdot 10^{-6} = 28,65 \text{ kNm/m}$$

$$M_{\text{rep}} = 62,75 \cdot \frac{9,75}{12,1} = 50,6 \text{ kNm/m dus } M_{\text{rep}} \geq M_{\text{rt}}$$

$$\Sigma M_{\text{rep}} = 63,2 \text{ kNm/m}$$

$$\Sigma M_u = 93,45 \text{ kNm/m}$$

$$\omega_0 = 0,29\%$$

Reductiefactor α (tabel 35 VBC):

$$\left. \begin{aligned} 0,25 \cdot \sqrt{0,29} &= 0,134 \\ 0,28 - 0,21 \cdot \frac{63,2}{93,45} &= 0,138 \end{aligned} \right\} \alpha = 0,138$$

$$E'_b = (22250 + 250 \cdot 25) \cdot 1,1 = 31350 \text{ N/mm}^2$$

$$(EI)_{\text{rep}} = 0,138 \cdot 31350 \cdot \frac{1}{12} \cdot 1000 \cdot 250^3 = 5,63 \cdot 10^{12} \text{ Nmm}^2/\text{m}$$

$$\delta = \frac{5}{384} \cdot \frac{9,75 \cdot 7200^4}{5,63 \cdot 10^{12}} - \frac{50,6 \cdot 10^6 \cdot 7200^2}{16 \cdot 5,63 \cdot 10^{12}} = 60,6 - 29 = 31,6 \text{ mm}$$

Aan de doorbuigings-eis ($0,004 \cdot l$) is dus bijna voldaan.

3. Methode met een $M - \kappa$ -diagram uit artikel 8.6.2

$$M_{rt} = 28,65 \text{ kNm/m (zie onder 2)}$$

$$f'_{b \text{ rep}} = 18 \text{ N/mm}^2 \text{ (tabel 1)}$$

$$\varphi_{\text{droog milieu}} = 3,6$$

$$E'_b = 28500 \text{ N/mm}^2$$

$$\frac{E'_b}{(1 + 0,75 \cdot \varphi)} = 7700 \text{ N/mm}^2$$

De knik in het σ - ϵ -diagram van beton ligt dan bij:

$$\epsilon = \frac{18}{7700} = 2,34\%$$

Vloeien van de wapening bij 500 N/mm^2 ;

$$E_s = 2 \cdot 10^5 \text{ N/mm}^2;$$

$$\epsilon = \frac{500}{2 \cdot 10^5} = 2,5\%$$

Men neme er nota van dat de materiaalgegevens hier de representatieve waarden zijn, dus zonder materiaalfactoren.

Er worden twee $M - \kappa$ -diagrammen bepaald, één gebaseerd op $\omega_0 = 0,28\%$, het veld, en één gebaseerd op $\omega_0 = 0,32\%$, het steunpunt.

De berekening wordt achterwege gelaten, het resultaat is:

$$\begin{aligned} M_{rt} &= 28,65 \text{ kNm/m} & \kappa_{\text{scheur}} &= 2,88 \cdot 10^{-6} \text{ voor veld en steunpunt} \\ M_{\text{stpt, vloe}} &= 73,25 \text{ kNm/m} & \kappa_{\text{stpt, vloe}} &= 16,53 \cdot 10^{-6} \\ M_{\text{veld, vloe}} &= 64,6 \text{ kNm} & \kappa_{\text{veld, vloe}} &= 16,06 \cdot 10^{-6} \end{aligned}$$

In figuur 3 zijn beide diagrammen getekend. Bij het belastingsgeval doorbuiging ($q = 9,75 \text{ kN/m}^2$) zijn de optredende momenten:

$$M_{\text{veld}} = \frac{9,75}{12,1} \cdot 50,3 = 40,6 \text{ kNm/m}$$

$$M_{\text{stpt}} = \frac{9,75}{12,1} \cdot 62,75 = 50,6 \text{ kNm/m}$$

De belastingen geven met het bijbehorende $M - \kappa$ -diagram de volgende EI :

$$EI_{\text{veld}} = 5,64 \cdot 10^{12} \text{ Nmm}^2/\text{m}$$

$$EI_{\text{stpt}} = 5,27 \cdot 10^{12} \text{ Nmm}^2/\text{m}$$

Over het gehele vloerveld:

$$EI = (0,75 \cdot 5,64 + 0,25 \cdot 5,27) \cdot 10^{12} = 5,55 \cdot 10^{12} \text{ Nmm}^2/\text{m}$$

De beide laatste methoden geven vrijwel dezelfde EI , en voldoen dus vrijwel aan de doorbuigings-eis. Wanneer exact aan de doorbuigings-eis moet worden voldaan, dan moeten de wapeningspercentages worden verhoogd tot:

- 0,4% boven het steunpunt en

- 0,36% in het veld.

Dit leidt tot de $M - \kappa$ -diagrammen van figuur 4.

De berekende punten zijn:

$$M_{\text{stpt, vloe}} = 90,6 \text{ kNm/m}$$

$$M_{\text{veld, vloe}} = 81,95 \text{ kNm/m}$$

Bij $M_{\text{veld}} = 40,6 \text{ kNm/m}$ en $M_{\text{stpt}} = 50,6 \text{ kNm/m}$ worden dan de volgende EI -waarden gevonden:

$$EI_{\text{veld}} = 6,77 \cdot 10^{12} \text{ Nmm}^2/\text{m}$$

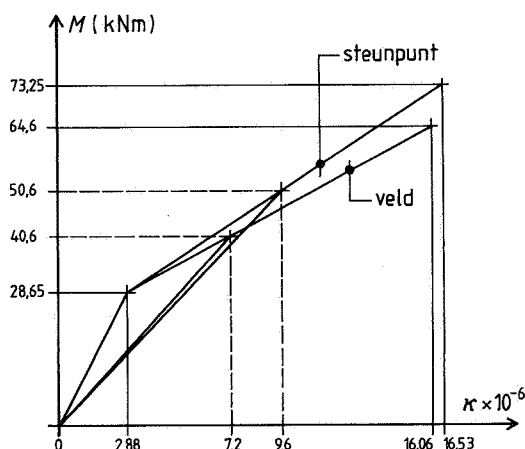
$$EI_{\text{stpt}} = 6,3 \cdot 10^{12} \text{ Nmm}^2/\text{m}$$

Over het gehele vloerveld:

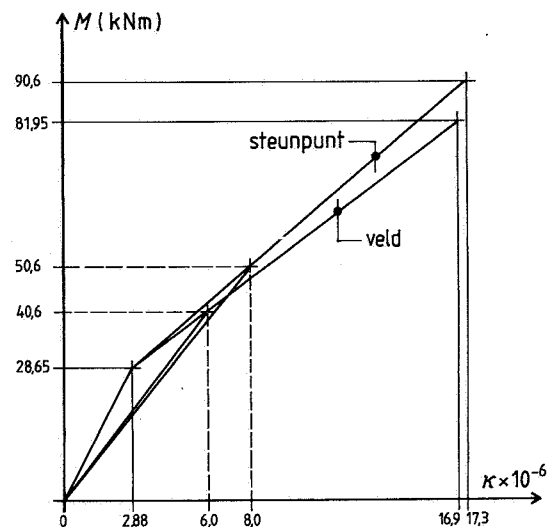
$$EI = (0,75 \cdot 6,77 + 0,25 \cdot 6,3) \cdot 10^{12} = 6,65 \cdot 10^{12}$$

$$\delta = 31,6 \cdot \frac{5,63}{6,65} = 26,8 \text{ mm} (< 0,004 l)$$

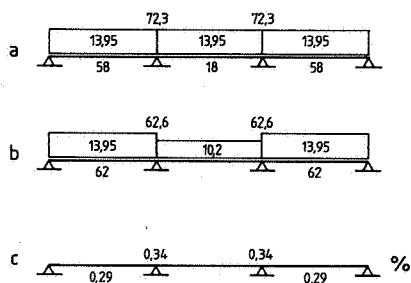
De aldus bepaalde wapeningspercentages zijn in figuur 2b weergegeven. Vergelijking tussen de figuren 2b en 2d leert, dat de hoeveelheid wapening volgens de VB groter is, maar sneller te bepalen. Hierbij moet overigens worden aangetekend dat de methode met gebruikmaking van $M - \kappa$ -diagrammen erg tijdrovend is, zeker als de schatting van het verhoogde wapeningspercentage niet direct goed is. Voor een handmatige berekening verdient de methode uit artikel 8.6.3 duidelijk de voorkeur.



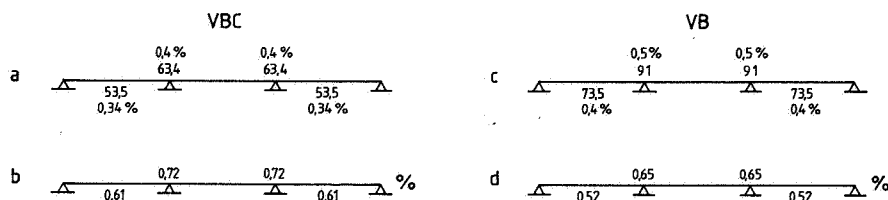
3 $M - \kappa$ -diagrammen bij $\omega_0 = 0,28\%$ (veld) en $\omega_0 = 0,32\%$ (steunpunt) voor rekenvoorbeeld 1



4 $M - \kappa$ -diagrammen bij $\omega_0 = 0,36\%$ (veld) en $\omega_0 = 0,4\%$ (steunpunt) voor rekenvoorbeeld 1



5 Maatgevende belastingsgevallen, maximale momenten en voor de sterkte benodigde ω_0 voor rekenvoorbeeld 2 ($\psi = 1$)



6 Maatgevende momenten en wapeningspercentages voor rekenvoorbeeld 3
a en c: voor sterkte benodigde ω_0
b en d: voor doorbuiging benodigde ω_0

Rekenvoorbeeld 2

Het verschil tussen de VBC en de VB wordt bepaald door een aantal factoren:

- wijziging van maatgevende belastingsgevallen;
- wijzigingen in de veiligheidsfactoren;
- materiaal-gebonden wijzigingen.

De eerstgenoemde wijziging vloeit voort uit de TGB 1990 en ontstaat als voor de veranderlijke belasting moet worden aangehouden $\psi = 1$. De vergelijking tussen de VBC en de VB wordt hierdoor enigszins vertroebeld. Door in dit voorbeeld $\psi = 1$ aan te houden komen de te berekenen belastingsgevallen overeen met de TGB 1972, behoudens de gewijzigde veiligheidsfactoren.

Alle overige gegevens zijn als bij voorbeeld 1.

In figuur 5 zijn de maatgevende belastingsgevallen en de daarbij optredende maximale momenten aangegeven. De wapening is bepaald met GTB-tabel 11.2.a.

De met de VB vergelijkbare veiligheidscoëfficiënten worden dan:

$$\frac{0,34}{0,4} \cdot 1,7 = 1,45 \text{ voor het steunpunt}$$

$$\frac{0,29}{0,33} \cdot 1,7 = 1,49 \text{ voor het veld}$$

De belasting waarbij de doorbuiging moet worden berekend is nu:

$$6,0 + 1,0 + 1,5 + 2,5 = 11 \text{ kN/m}^2 \text{ in plaats van } 9,75 \text{ kN/m}^2 \text{ bij voorbeeld 1.}$$

De lezer kan zelf nagaan of dan met de wapeningspercentages die uit de sterkteberekening volgen aan de doorbuigings-eis is voldaan.

Rekenvoorbeeld 3

Wellicht is in de ogen van een aantal constructeurs de vloerdikte in voorbeeld 1 wat aan de hoge kant, zeker voor diegenen die FeB 500 toepassen als ware het FeB 400.

Dat de VBC vrij grote gevolgen heeft ten opzichte van de VB bij toepassing van slanke constructies wordt geïllustreerd met het volgende voorbeeld.

Hier zijn alle gegevens als bij rekenvoorbeeld 1, echter de vloer is slechts 220 mm dik, met een nuttige hoogte van 197 mm.

Volgens de VB geldt:

$$h \geq \frac{1}{35} \cdot l_{\min} = \frac{1}{35} \cdot 0,85 \cdot 7200 = 175 \text{ mm}$$

$$\sigma_a \leq \frac{197 \cdot 7000}{6120} = 225 \text{ N/mm}^2$$

In het bezwijkstadium mag derhalve slechts een staalspanning optreden van $1,7 \cdot 225 = 382,5 \text{ N/mm}^2$

$$q_{\max} = (5,3 + 1,0 + 1,5 + 2,5) \cdot 1,7 = 17,5 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\min} = (5,3 + 1,0 + 1,5) \cdot 1,7 = 13,3 \text{ kN/m}^2$$

De maximale veldmomenten en steunpuntsmomenten en de wapening behorende bij $f_a = 500 \text{ N/mm}^2$ zijn in figuur 6c weergegeven.

In figuur 6d zijn de wapeningspercentages na correctie voor de staalspanning uitgezet.

In figuur 6a zijn voor de maatgevende momenten die met de TGB 1990 en de VBC worden gevonden, de bijbehorende wapeningspercentages aangegeven. De belasting waarbij de doorbuiging moet worden gecontroleerd is:

$$q = 9,05 \text{ kN/m}^2; \text{ met}$$

$$M_{\text{stpt}} = \frac{1}{10} \cdot 9,05 \cdot 7,2^2 = 47 \text{ kNm/m}$$

Wordt gebruik gemaakt van de methode uit artikel 8.6.3 en uitgegaan van de wapening die op grond van de sterkte is berekend dan is:

$$\Sigma M_{\text{rep}} = \frac{1}{8} \cdot 9,05 \cdot 7,2^2 = 58,6 \text{ kNm/m}$$

$$\Sigma M_u = 53,5 + \frac{1}{2} \cdot 63,4 = 85,2 \text{ kNm/m}$$

$$\frac{\Sigma M_{\text{rep}}}{\Sigma M_u} = \frac{58,6}{85,2} = 0,69$$

Het 'gemiddelde wapeningspercentage' van het randveld bedraagt:

$$\omega_0 = 0,75 \cdot 0,34 + 0,25 \cdot 0,4 = 0,36\%$$

Reductiefactor α :

$$\left. \begin{aligned} 0,25 \cdot \sqrt{0,36} &= 0,15 \\ 0,28 - 0,21 \cdot 0,69 &= 0,135 \end{aligned} \right\} \alpha = 0,15$$

$$(EI)_{\text{rep}} = 0,15 \cdot 1,1 \cdot 28500 \cdot \frac{1}{12} \cdot 1000 \cdot 220^3 = 4,17 \cdot 10^{12} \text{ Nmm}^2/\text{m}$$

$$\delta = \frac{5}{384} \cdot \frac{9,05 \cdot 7200^4}{4,17 \cdot 10^{12}} - \frac{47 \cdot 10^6 \cdot 7200^2}{16 \cdot 4,17 \cdot 10^{12}} = 39 \text{ mm}$$

Om aan de doorbuigings-eis ($0,004 \cdot 7200 \text{ mm}$) te kunnen voldoen moet ω_0 worden verhoogd.

Aangezien α moet worden vergroot met $(\frac{39}{28,8})$ en $\alpha = 0,25 \sqrt{\omega_0}$, moet ω_0 worden verhoogd met: $(\frac{39}{28,8})^2 = 1,8$, waaruit:

$$\omega_{0s} = 1,8 \cdot 0,4 = 0,72\%$$

$$\omega_{0v} = 1,8 \cdot 0,34 = 0,61\%$$

De gecorrigeerde wapening is aangegeven in figuur 6b.

De controle hiervan met behulp van art. 8.6.2 geeft de volgende punten:

$$\begin{aligned} M_{rt} &= 22,2 \text{ kNm/m} & \kappa_{\text{scheur}} &= 3,27 \cdot 10^{-6} \\ & & & \text{voor veld en steunpunt} \\ M_{\text{stpt, vloe}} &= 122 \text{ kNm/m} & \kappa_{\text{stpt, vloe}} &= 23,2 \cdot 10^{-6} \\ M_{\text{veld, vloe}} &= 101 \text{ kNm/m} & \kappa_{\text{veld, vloe}} &= 22,0 \cdot 10^{-6} \end{aligned}$$

In figuur 7 zijn beide diagrammen getekend. Bij het belastingsgeval doorbuiging zijn de optredende momenten:

$$\begin{aligned} M_{\text{veld}} &= 37,6 \text{ kNm/m} \\ M_{\text{stpt}} &= 47 \text{ kNm/m} \end{aligned}$$

Deze belastingen geven met het bijbehorende M - κ -diagram de volgende EI -waarden:

$$\begin{aligned} EI_{\text{veld}} &= 5,4 \cdot 10^{12} \text{ Nmm}^2/\text{m} \\ EI_{\text{stpt}} &= 5,7 \cdot 10^{12} \text{ Nmm}^2/\text{m} \end{aligned}$$

Over het gehele vloerveld:

$$EI = (0,75 \cdot 5,4 + 0,25 \cdot 5,7) \cdot 10^{12} = 5,48 \cdot 10^{12} \text{ Nmm}^2/\text{m}$$

$$\delta = 39 \cdot \frac{4,17}{5,48} = 29,6 \text{ mm}$$

De wapening had dus nog iets hoger moeten worden gekozen. Het voorbeeld geeft aan dat de VBC op het punt van doorbuiging bij slanke constructies tot meer wapening leidt, iets dat in de VB, zoals in voorbeeld 1 al werd aangegeven, niet goed was geregeld.

Rekenvoorbeeld 4

Dit voorbeeld spitst zich toe op de dwarskrachtberekening en de controle van de scheurwijdte. Hierbij wordt uitgegaan van een balk over drie steunpunten met twee velden van 7,0 m. Deze balk kan worden gezien als de middenondersteuning van de vloer uit voorbeeld 1. De balk zelf heeft als afmetingen $b \times h = 400 \times 650 \text{ mm}^2$ of volgens de VB-notatie $b \times h_t = 400 \times 650 \text{ mm}^2$, en bevindt zich in de milieuklasse 2. Permanente belasting:

$$\begin{aligned} 7,2 \cdot (6 + 1 + 1,5) &= 61,2 \text{ kN/m} \\ \text{e.g. balk} &= 0,4 \cdot (0,65 - 0,25) \cdot 24 = \frac{3,8 \text{ kN/m}}{65,0 \text{ kN/m}} \end{aligned}$$

$$\text{Veranderlijke belasting: } 7,2 \cdot 2,5 = 18 \text{ kN/m}$$

In figuur 8 zijn de belastingsgevallen aangegeven, alsmede de maximale en maatgevende momenten en dwarskrachten.

$$q_{\text{scheurwijdte}} = 65 \cdot \frac{1}{2} \cdot 18 = 74 \text{ kN/m}$$

De sterkteberekening geeft voor het steunpunt:

$$2880 \text{ mm}^2 (1,2\%)$$

en voor het veld:

$$1500 \text{ mm}^2 (0,63\%)$$

beide zonder gebruikmaking van herverdeling (voor het veld is gerekend met $b_e = 1,0 \text{ m}$)

Scheurwijdtecontrole

Artikel 8.7.2.a:

milieuklasse 2;

$$k_1 = 3750 \text{ (tabel 39 VBC)}$$

$$f_s = 435 \text{ N/mm}^2 \text{ (tabel 1)}$$

Steunpunt:

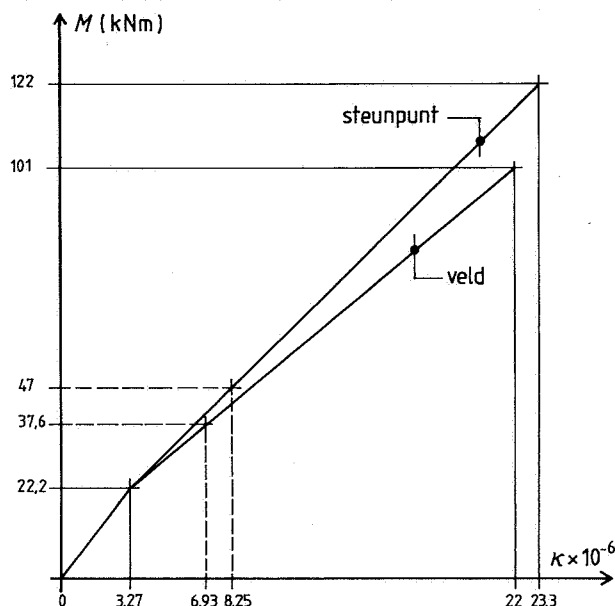
$$M_{\text{rep}} = \frac{74}{91,5} \cdot 560 = 453 \text{ kNm}$$

$$M_u = 602 \text{ kNm}$$

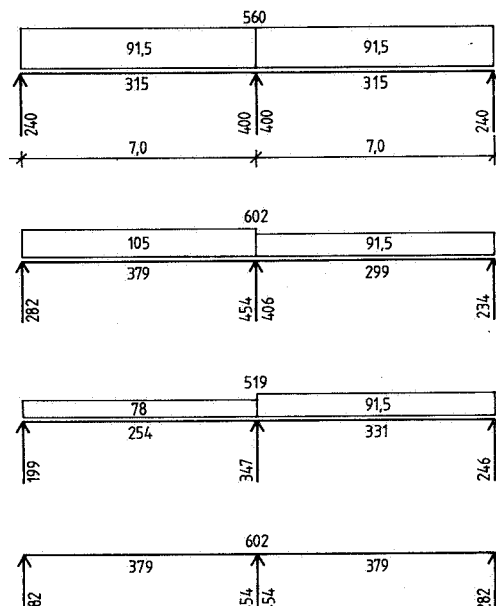
$$\sigma_s = \frac{453}{602} \cdot 435 = 327 \text{ N/mm}^2$$

$$\phi_{\text{km}} \leq \frac{3750}{327} = 11,5 \text{ mm, hieraan kan niet worden voldaan.}$$

7 M - κ -diagrammen bij $\omega_0 = 0,61\%$ (veld) en $\omega_0 = 0,72\%$ (steunpunt) voor rekenvoorbeeld 3

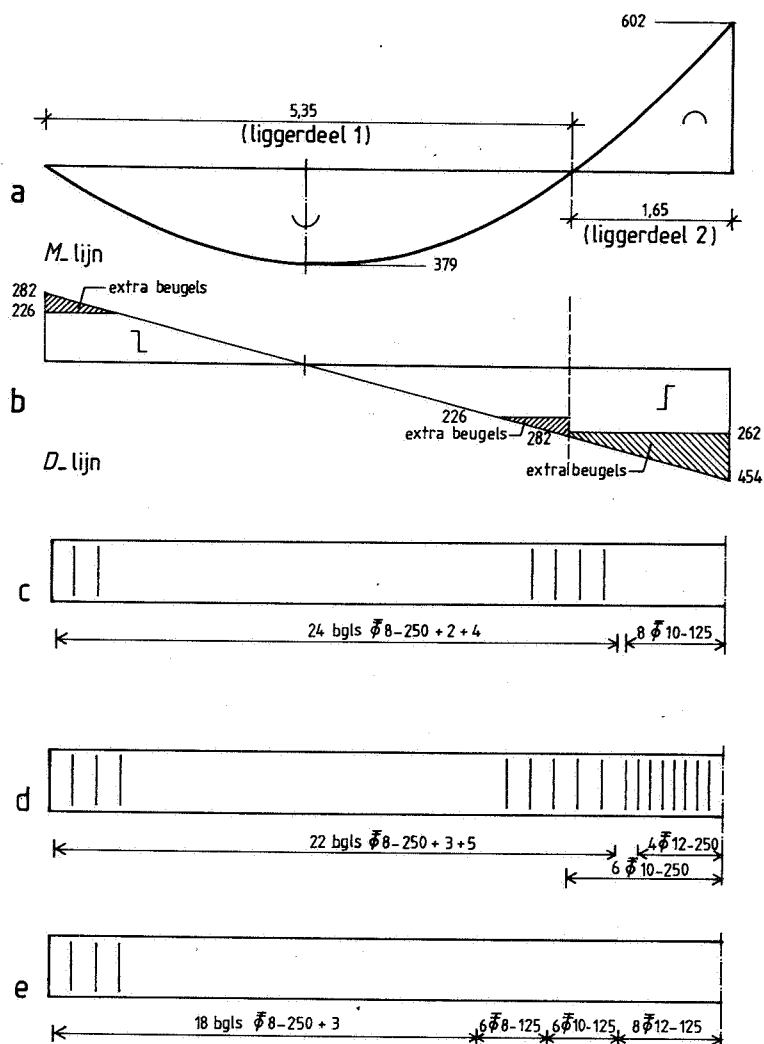


8 Belastingsgevallen met maatgevende momenten en dwarskrachten voor rekenvoorbeeld 4



9 Rekenvoorbeeld 4

- momentenlijn
- dwarskrachtenlijn
- beugelverdeling met τ_1 -formule uit VBC 1990
- beugelverdeling met $\tau_1 = 0,4 \cdot f_b$ uit VBC 1990
- beugelverdeling volgens VB 1974/1984



Veld:

$$M_{rep} = \frac{74}{91,5} \cdot 315 = 255 \text{ kNm}$$

$$M_u = 397 \text{ kNm}$$

$$\sigma_s = \frac{255}{397} \cdot 435 = 293 \text{ N/mm}^2$$

$$\phi_{km} \leq \frac{3750}{293} = 12,8 \text{ mm, hieraan kan niet worden voldaan.}$$

Artikel 8.7.2.b:

milieuclass 2; $k_2 = 750$ (tabel 38 VBC)

$$\text{steunpunt: } s \leq 100 \cdot (750/327 - 1,3) = 99 \text{ mm}$$

$$\text{veld: } s \leq 100 \cdot (750/293 - 1,3) = 126 \text{ mm}$$

Neem:

$$\text{steunpunt } 6 \text{ } \emptyset 25 \text{ waarvan } 4 \text{ tussen de beugel zodat: } s = (400 - (30 + 10) \cdot 2 - 25) : 3 = 98,3 \text{ mm, accoord}$$

$$\text{veld } 5 \text{ } \emptyset 20$$

$$s = (400 - (30 + 10) \cdot 2 - 20) : 4 = 75,0 \text{ mm, accoord}$$

De scheurwijdtecontrole lijkt veel af te wijken van wat in de VB gebruikelijk was, echter in [2] is de VB-formule al eens bewerkt tot een methode die nagenoeg gelijk is aan de hierboven gevolgde rekenwijze.

Dwarskrachtberekening

Zonder dat hier in artikel 8.2.3 met zoveel woorden op wordt gewezen zijn er twee methoden mogelijk.

De eerste methode is een, in verhouding tot de VB, bewerkelijke methode, die echter de hoeveelheid beugels beperkt. De tweede methode gaat uit van $\tau_1 = 0,4 \cdot f_b = 0,46 \text{ N/mm}^2$, en is daarmee gelijk aan de huidige praktijk.

De getallen zijn wat anders dan in de VB, hetgeen een gevolg is van de gewijzigde veiligheidsfilosofie. Beide methoden worden hier uitgewerkt. De hoeveelheid beugels wordt bepaald met de formule:

$$A_{bgls} = (\tau_d - \tau_1) \cdot b \cdot 10^3 : (0,9 \cdot f_s) \text{ in mm}^2/\text{m}$$

$$\text{Hierbij is } f_s = 435 \text{ N/mm}^2 \text{ (tabel 1)}$$

Methode 1

$$\tau_1 = 0,5 \cdot f_b \cdot k_d \cdot k_\lambda \cdot \sqrt[3]{\omega_0}$$

$$k_d = 1,6 - 0,6 = 1$$

$$f_b = 1,15 \text{ N/mm}^2 \text{ (tabel 1)}$$

Liggerdeel 1: Van eindoplegging tot momentennulpunt.

Het is hierbij van belang dat men zich realiseert dat dit deel van de momenten- en dwarskrachtenlijn symmetrisch is ten opzichte van het maximale veldmoment (fig. 9a en 9b).

Voor dit liggerdeel geldt:

$$\lambda_v = \frac{379}{0,6 \cdot 282} = 2,24$$

$$k_\lambda = \frac{2,5}{2,24} = 1,12$$

$$\omega_0 = 0,63\%, \text{ dus } \sqrt[3]{\omega_0} = 0,85, \text{ zodat } \tau_1 = 0,55 \text{ N/mm}^2$$

$$(> 0,4 \cdot f_b = 0,46)$$

Wanneer de wapening is gereduceerd, bijvoorbeeld tot 50%, dan daalt τ_1 tot $0,44 \text{ N/mm}^2$ ($< 0,4 \cdot f_b$).

Dit laatste kan voor de berekening een vervelende keuze zijn, omdat het reduceren van langswapening veelal pas bij het tekenen van de wapening aan de orde komt. Hier wordt er van uitgegaan dat de wapening niet wordt gereduceerd.

Stel basisbeugels: Ø 8-250, zodat opneembaar is:

$$V = 0,55 \cdot 600 \cdot 400 \cdot 10^{-3} = 132 \text{ kN}$$

$$402 \cdot 0,9 \cdot 600 \cdot 435 \cdot 10^{-6} = \frac{94 \text{ kN}}{226 \text{ kN}}$$

zodat extra beugels over 0,5 m nodig zijn.

Pas toe 2 extra beugels Ø 8. Deze beugels moeten ook links van het momentennulpunt worden aangebracht!

Liggerdeel 2: Van momentennulpunt tot middensteunpunt.

Voor dit liggerdeel geldt:

$$\lambda_v = \frac{602}{0,6 \cdot 454} = 2,2$$

$$k_\lambda = \frac{2,5}{2,2} = 1,14$$

$$\omega_0 = 1,2\%, \text{ dus } \sqrt[3]{\omega_0} = 1,06, \text{ zodat } \tau_1 = 0,7 \text{ N/mm}^2$$

Met basisbeugels Ø 8-250 is opneembaar:

$$V = 0,7 \cdot 600 \cdot 400 \cdot 10^{-3} = 168 \text{ kN}$$

$$402 \cdot 0,9 \cdot 600 \cdot 435 \cdot 10^{-6} = \frac{94 \text{ kN}}{262 \text{ kN}}$$

Met de basisbeugels Ø 8-250 kan links van het momentennulpunt 226 kN worden opgenomen, rechts ervan 262 kN. Strikte toepassing kan ertoe leiden dat links van het momentennulpunt meer beugels moeten worden aangebracht dan rechts ervan. Omdat dit tijdens de uitvoering tot problemen zal leiden, zijn de beugels van liggerdeel 1 ook maatgevend rechts van het momentennulpunt.

Dit is een belangrijk gevolg van deze rekenmethode. De overige beugels die zijn berekend, zijn in figuur 9c weergegeven.

Methode 2

$$\tau_1 = 0,4 \cdot f_b = 0,46 \text{ N/mm}^2$$

Met de basisbeugels Ø 8-250 is opneembaar:

$$V = 0,46 \cdot 600 \cdot 400 \cdot 10^{-3} = 110 \text{ kN}$$

$$402 \cdot 0,9 \cdot 600 \cdot 435 \cdot 10^{-6} = \frac{94 \text{ kN}}{204 \text{ kN}}$$

$$\text{Bij } V_d = 282 \text{ kN: } \tau_d = 1,175 \text{ N/mm}^2$$

$$A_{bgl} = 730 \text{ mm}^2/\text{m}$$

De rest van de berekening verloopt analoog. In figuur 9d is het gekozen beugelpatroon aangegeven.

Ter vergelijking is in figuur 9e het resultaat weergegeven dat met de VB werd gevonden.

Literatuur

1. De Jong, P., Kennismaking met de VBC 1990. *Cement* 1990, nr. 3.
2. Stapel, O., Wanneer is een scheurwijdteberekening overbodig? *Cement* 1985, nr. 2.

Eerste Rijksbouwprijs toegekend aan Willemswerf te Rotterdam

Op 10 april 1990 heeft minister Alders de eerste Rijksbouwprijs 'De Bronzen Bever' 1989 uitgereikt aan Willemswerf v.o.f. voor de realisering van het kantoorgebouw Willemswerf aan de Nieuwe Maas te Rotterdam. In deze vennootschap participeren AMEV en Nedloyd.

Architectenbureau Quist heeft het ontwerp van het gebouw verzorgd (een reportage over het project verscheen in *Cement* 1989 nr. 4)

Deze eerste Rijksbouwprijs beslaat de periode 1986 tot 1990. Er is een bedrag aan verbonden van f 50.000. Doel van de prijs is de opdrachtgevers van grotere projecten in de utiliteitsbouw te stimuleren hoogwaardige bouwwerken tot stand te brengen. Een jury onder leiding van de Rijksbouwmeester heeft het winnende project geselecteerd en bekroond. Bij de bekroning stond voorop de initiërende en stimulerende rol van de opdrachtgever en zijn streven naar de hoogste architectonische en stedenbouwkundige kwaliteiten voor het gebouw.

