

Lfd.	Abschn.	Abs.	Frage	Auslegung	Stellungnahme	Dat.
362	03.01.2 2		Nach DIN 1045-1, 3.1.22 ist ein Druckglied mit den Abmessungen $b / h = 100 / 20$ cm eine Stahlbetonwand, nach DIN 4102-4, 4.2.1.2 jedoch eine Stahlbetonstütze. Die "Kaltbemessung" wird als Stahlbetonwand nach DIN 1045-1, die "Heißbemessung" nach der neuen Tab. 31 der DIN 4102-4 (Anlage 3.1/10 der Muster-Liste der Technischen Baubestimmungen durchgeführt. Ist das so richtig?	Da DIN 4102-4 noch auf DIN 1045 (88) basiert, ist für die Anwendung von DIN 4102-4 weiter die Unterscheidung zwischen Wand und Stütze bei $b / h = 5$ zu treffen. Die Kaltbemessung der Druckglieder Wand und Stütze ist praktisch identisch, die Konstruktionsregeln sind jedoch unterschiedlich. Für die Anwendung der neuen Tab. 31 in der MLTB sind daher nach 3.13.2.10 die Bewehrungs- und Konstruktionsregeln für Stützen nach DIN 1045-1 auch für die Querschnitte bis $b / h = 5$ zugrunde zu legen, die durch Tab. 35 bzw. 36 in DIN 4102-4 nicht abgedeckt sind.		08/2007
67	05.03		Windenergieanlagen: Mit dem Sicherheitskonzept nach DIN 1045-1 sind die Lasten mit Teilsicherheitsbeiwerten zu versehen, d. h. die Windlasten 1,5-fach, die Eigenlasten 1,35-fach bzw. 1,10-fach (DIBt-Rili Windenergieanlagen) bzw. 1,0-fach (günstig). Über die Bodenpressung wird die Beanspruchung rückgerechnet und bemessen. Im Gegensatz dazu DIN 1054 (2003), 6.4.1 (3), (5). Hiernach sind - auch für die Betonbemessung (GZ 1b) - die Bemessungswerte der Beanspruchungen mit charakt. Einwirkungen (1,0-fach) über die Bodenpressungen zu ermitteln und danach mit Teilsicherheitsbeiwerten in Bemessungswerte umzurechnen. Da bei klaffender Bodenfuge ein nichtlinearer Zusammenhang besteht, sind die Ergebnisse nicht gleichwertig. Nach DIN 1045-1 kann sich ein Zustand einstellen, der die maximale Ausmitte weit überschreitet. Zusätzlich ist beim Vorgehen nach DIN 1054 (2003) keine Aufteilung in ständige (ggf. günstig wirkende) und veränderliche Beanspruchung mehr möglich. Ist für die Betonbemessung die Vorgehensweise nach DIN 1045-1 oder nach DIN 1054 anzuwenden?	Stahlbetontragwerke einschließlich der Gründungskörper werden mit den Bemessungswerten nach DIN 1055-100 / DIN 1045-1 berechnet. Das gilt auch für die Bodenpressungen. Bei Tragwerksversagen sind nach DIN 1055-100, Tabelle A.3, Einwirkungskombinationen mit ungünstigen und günstigen Bemessungswerten unabhängiger ständiger Einwirkungen ( $G_{d,sup} = \gamma_{G,sup} \times G_k$ bzw. $G_{d,inf} = \gamma_{G,inf} \times G_k$ ) zu berücksichtigen. Dagegen müssen nach DIN 1054:2003-01, 6.4.1 (5) im Grenzzustand GZ 1B (Grenzzustand des Versagens) für Tragfähigkeitsnachweise <b>des Baugrunds</b> nur Einwirkungskombinationen mit ungünstigen Bemessungswerten unabhängiger ständiger Einwirkungen ( $G_{d,sup} = \gamma_{G,sup} \times G_k$ ) betrachtet werden. <b>(07/05: Formulierung verbessert.)</b>		07/2004 07/2005
120	05.03		Angenommen wird ein Einzelfundament, das zentrisch vertikal mit ständigen Einwirkungen und Einwirkungen aus Schnee sowie horizontal mit Einwirkungen aus Wind beansprucht wird. In der Praxis wird dieses Fundament so konstruiert, dass es unter charakteristischen Einwirkungen (ständig und Wind) bis zur Hälfte klafft. Wird jetzt zur Bemessung des Fundamentes die Kombination mit der größten Exzentrizität untersucht, so wäre die ständige Einwirkung mit dem Teilsicherheitsfaktor 1,0 und die Windeinwirkung mit dem TSF 1,5 zu belegen. Die Resultierende steht dann auf der Fundamentkante, d.h. das Fundament kippt um. Wird dieser Fall elastisch gebettet unter iterativer Ausschaltung von Zugfedern berechnet, werden alle Federn eliminiert. Das gleiche geschieht bei einer Berechnung nach der FEM. Es kann also für diesen Fall weder eine Fundamentbiegung noch ein Durchstanzen berechnet werden. Ihre Auslegung ist hier nicht durchzuhalten.	Das Teilsicherheitskonzept gilt grundsätzlich auch für Fundamente. Stahlbetontragwerke einschl. der Gründungskörper werden mit den Bemessungswerten nach DIN 1055-100 / DIN 1045-1 berechnet. In den Grenzzuständen der Tragfähigkeit sind nach DIN 1055-100, Tab. A.3, sowohl für den Nachweis der Lagesicherheit (b) als auch <b>bei</b> der Bemessung der Stahlbetonfundamente (c) Einwirkungskombinationen mit ungünstigen und günstigen Bemessungswerten unabhängiger ständiger Einwirkungen ( $G_{d,sup} = \gamma_{G,sup} \times G_k$ bzw. $G_{d,inf} = \gamma_{G,inf} \times G_k$ ) zu berücksichtigen (Bild A-120). <b>Bei günstig wirkendem G sind sowohl der Nachweis der Lagesicherheit nach DIN 1055-100 (b) als auch der Nachweis der Kippsicherheit nach DIN 1054 (a) zu führen. Die daraus resultierenden größeren Fundamentabmessungen sind der Bemessung nach DIN 1045-1 (c) zugrunde zu legen. (Klarstellung 03/07)</b>		07/2005 03/2007
120	05.03			Für die Bemessung der Fundamente (DIN 1045-1) ist die sich aus der Gleichgewichtsbedingung im GZT ergebende Resultierende der fiktiven Bodenpressungen als Bemessungswert anzusetzen (c). Diese Bodenpressungen dürfen auch als gleichmäßig verteilt ohne betragsmäßige Begrenzung angenommen werden.		07/2005 03/2007

Lfd.	Abschn.	Abs.	Frage	Auslegung	Stellungnahme	Dat.
120	05.03			<p style="text-align: center;"><b>Bild A-120: Nachweise für Fundamente (Abmessungen) bei Einwirkungskombination mit G günstig</b></p> <div style="display: flex; justify-content: space-around; text-align: center;"> <div> <p>(a) DIN 1054</p> </div> <div> <p>(b) DIN 1055-100</p> </div> <div> <p>(c) DIN 1045-1</p> </div> </div>		07/2005
318 319	05.03		<p>Für Einzelfundamente von aussteifenden Stützen konnte gemäß Auslegung zur DIN 1045 (DAfStb-Heft 400, zu 17.4.5) die Moment aus Th. II. Ordnung für die Ermittlung der Bodenpressung und des Nachweise der klaffenden Fuge unter ständigen Lasten vernachlässigt werden. Es erfolgte lediglich ein Ansatz für die Ermittlung der max. Bemessungsmomente im Fundament und den Nachweis der klaffenden Fuge bis zu Schwerpunkt unter ungünstiger Lastfallkombination. Gilt diese Regelung auch unverändert in der neuen DIN 1045-1?</p>	<p>Nein. Nach DIN 1045-1, 8.6.1 (1) ist der Gleichgewichtszustand von Tragwerken unter Berücksichtigung der Auswirkungen von Bauteilverformungen nachzuweisen, wenn diese die Tragfähigkeit um mehr als 10 % verringern. Nach DIN 1045-1, 8.6.3 (8) sind bei der Bemessung einspannender Bauteile von verschieblichen Tragwerken die Momente nach Theorie 2. Ordnung zu berücksichtigen. Das gilt ohne Einschränkungen auch für einspannende Fundamente. Im letzteren Fall wirkt der Sohldruck als äußere Belastung auf den Fundamentkörper und muss daher die Auswirkungen nach Theorie 2. Ordnung enthalten, um die Gleichgewichtsbedingungen am verformten Tragwerk zu erfüllen. Diese Regelung entspricht sinngemäß dem ersten Absatz der Auslegung zu DIN 1045 (07.88), 17.4.5 nach DAfStb-Heft 400. Die Auslegung der Nachweisregeln nach DIN 1054 (dort insbesondere Absätze 4.3.2 (3) und 6.1.2 (2)) fällt nicht in den Zuständigkeitsbereich des NA 005-07-01, AA „Bemessung und Konstruktion“.</p>	03/2007	
309	05.03		<p>Nichtlineare Bemessung einer Sohlplatte mit Wasserüberdruck <math>W</math> und Ausschalten von Zugfedern bei der Berechnung als elastisch gebettete Platte nach dem Bettungsmodulverfahren. Die Auftriebssicherheit beträgt 1,2. Für die Berechnung wird folgendes Lastfallkollektiv gebildet: <math>1,0G + 1,5W</math>. Die Berechnung kann nicht erfolgen, da nur abhebende Bereiche vorhanden sind. Wie kann man sich hier helfen bzw. welche Kombinationswerte können berücksichtigt werden?</p>	<p>Im GZT sollten massive Baukörper, die unter Auftrieb stehen, wie folgt nachgewiesen werden:</p> <p>a) Die Auftriebssicherheit ist im Grenzzustand der Lagesicherheit nach DIN 1055-100 (oder mit gleichem Ergebnis im Grenzzustand 1A (Auftriebssicherheit) nach DIN 1054:2005-01) nachzuweisen, d. h. für die ungünstige Wirkung bei höchstem Wasserstand (<math>1,05 W_{k,max}</math>) sowie für die günstige Wirkung der ständigen Lasten (<math>0,95 G_k</math>):</p> $E_{d,dst} = 1,05 W_{k,max} \leq 0,95 G_k = E_{d,stb}$ <p>b) Die Sohlplatte ist für die maximale Beanspruchung im GZT zu bemessen, d. h.</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- für die ungünstigste Kombination der Bemessungswerte der Auflasten (<math>G_d = 1,35 \times G_k</math> und <math>Q_d = 1,50 \Sigma Q_{rep}</math>)</li> <li>- sowie für den Bemessungswert des Sohlwasserdrucks (<math>W_d</math>) in den Grenzen für günstige Wirkung bei niedrigstem Wasserstand (<math>1,0 W_{k,min}</math>) und ungünstige Wirkung bei höchstem Wasserstand (<math>1,35 W_{k,max}</math>):</li> </ul> $1,0 W_{k,min} \leq W_d \leq 1,35 W_{k,max}$	03/2007	

Lfd.	Abschn.	Abs.	Frage	Auslegung	Stellungnahme	Dat.
309	05.03			Die resultierende Sohldruckreaktion ( $N_{d,res}$ bzw. $N_{k,res}$ ) ergibt sich dann aus dem Gleichgewicht der Vertikallasten unter Berücksichtigung der Baugrundreaktion: $N_{d,res} = 1,35 G_k + 1,50 \Sigma Q_{rep} - W_d$ bzw. $N_{k,res} = G_k + 1,5/1,35 \Sigma Q_{rep} - W_k$ Die Grenzzustände der Auftriebssicherheit und des Tragwerksversagens sind unabhängig voneinander zu betrachten.  Nach Abstimmung mit dem NA DIN 1054 ist zu beachten: Wenn sich im Boden nichtlineare Effekte wie die Vergrößerung von Bereichen, in denen keine Zugspannungen auftreten können, oder Plastifizierungen des Bodens an den Plattenrändern auswirken, sollte die Spannungsverteilung der resultierenden Sohldruckreaktion $N_{k,res}$ im Niveau charakteristischer Spannungen ermittelt werden. Für die Bemessung der Sohlplatte sind die Spannungen der derart ermittelten Spannungsverteilung um den Teilsicherheitsbeiwert 1,35 zu erhöhen. Die Bemessungs-Schnittgrößen $E_{c,d}$ sind also mit der Lastgruppe $1,35 N_{k,res}$ , $1,35 G_k$ , $1,50 \Sigma Q_{rep}$ und $1,35 W_k$ zu ermitteln.		03/2007
430	5.03.2	(1), (2)	Kann das Duktilitätskriterium „Versagen bei Erstrissbildung ohne Vorankündigung“ bei einer Einfeldplatte auch ohne Vorhandensein einer Mindestbewehrung gewährleistet sein, wenn die geringere erforderliche Bewehrung aus der Biegebemessung im GZT eingelegt wird?	Die Biegebemessung im GZT setzt gerissene Querschnitte voraus. Wird das Rissmoment des Querschnitts überschritten, muss die Umlagerung von Zustand I in das Bemessungsmodell im Zustand II (mit größerem Hebelarm) mit Vorankündigung erfolgen. Das wird z. B. durch eine Mindestbewehrung gewährleistet, die unter Ausnutzung der Fließgrenze die freiwerdende Risskraft aufnehmen kann (Robustheitsbewehrung). Kann sicher ausgeschlossen werden, dass das Rissmoment erreicht wird (z. B. durch statisch bestimmte Lagerung ohne Zwang) und kann der zusätzliche Nachweis für ein ungerissenes Bauteil im Zustand I mit $\sigma_{cd,fl} \leq f_{ctd,fl}$ geführt werden, ist keine zusätzliche Robustheitsbewehrung zur Biegebemessung aus dem GZT erforderlich.		06/2012
132	05.03.2	(4)	Beim Tragfähigkeitsnachweis für Druckglieder aus unbewehrtem Beton unter Abschn. 8.6.7 werden die Gesamtausmitte $e_{tot}$ und die „Teil“-Ausmitten $e_o$ , $e_a$ und $e_{phi}$ benötigt. Beim Duktilitätskriterium für unbewehrte Bauteile unter Abschn. 5.3.2 (4) wird nun die Ausmitte $e_d$ benutzt. Welche der o. g. Ausmitten ist für $e_d$ anzunehmen?	Zu verwenden ist $e_{tot} = e_d$ in der maßgebenden Einwirkungskombination im Grenzzustand der Tragfähigkeit.		01/2005
217	05.03.3	(4)	Lt. (4) dürfen für Fertigteile im Bauzustand im GZT die Einwirkungs-Teilsicherheiten abgesenkt werden (für Biegung und Längskraft). Sollen damit z. B. Stabilitätsprobleme ausgeschlossen werden? Gilt dies nur für die Nachweise $M_y$ , $M_z$ und $N$ (ohne Stabilitätsgefährdung), nicht aber für $V$ und $M_t$ ?	Die Regel gilt tatsächlich nur in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit für Biegung mit oder ohne Längskraft nach 10.2. und nicht für Nachweise nach Abschnitt 8.6.		07/2005
370	05.03.3	(5)	Nach DIN 1045-1, 5.3.3. (5) und 8.2. (4) ist ....'entweder der obere oder der untere Wert $\gamma_G$ ....' so auszulegen, dass für die Ermittlung der Bemessungswerte bei durchlaufenden Platten und Balken: a) eine Wahlfreiheit für $\gamma_G$ für die Kombination mit $\gamma_Q$ -fachen veränderlichen Einwirkungen besteht? oder b) sowohl eine Kombination mit dem oberen und eine Kombination mit dem unteren Wert und den $\gamma_Q$ -fachen veränderlichen Einwirkungen erforderlich ist. Im Fall a) würde die Lage der rechnerischen Endpunkte der oberen Bewehrung ca. der DIN 1045 bei durchlaufenden Platten entsprechen. Im Fall b) wird die Lage der rechnerischen Endpunkte der oberen Bewehrung, zusätzlich unter Berücksichtigung der Mindestbewehrung, wesentlich weiter ins Feld verschoben. Damit wird die Stützbewehrung auf der sicheren Seite verlängert. Ist dies auch bei Flächentragwerken anzuwenden?	Es besteht keine Wahlfreiheit, grundsätzlich sind die jeweils ungünstigeren Bemessungsergebnisse beider Kombinationen bei den Nachweisen zu verwenden (Fall (b)). Bsp. Durchlaufträger: Feldmoment $\max M_{Ed} = 1,35M_{Gk} + \max [1,50(M_{Qk,1} + \psi_0 \Sigma(M_{Qk,i}))]$ (veränderliche $E$ auf belastetem Feld) und $\min M_{Ed} = 1,0M_{Gk} + \min [1,50(M_{Qk,1} + \psi_0 \Sigma(M_{Qk,i}))]$ (veränderliche $E$ auf benachbarten Feldern). Der charakteristische Wert für das ständige Biegemoment $M_{Gk}$ wird dabei für ständige Vollbelastung berechnet. Aus der für das minimale Feldmoment maßgebenden $E$ -kombination ergibt sich eine Verlagerung der Momentnullpunkte und damit der rechnerischen Endpunkte der oberen Bewehrung zur Feldmitte. Grundsätzlich gilt das auch für Flächentragwerke. Mit der Einhaltung der Konstruktionsregeln für die Mindestbewehrung nach DIN 1045-1 wird dieser Effekt berücksichtigt, so dass unter dieser Voraussetzung Bemessungssituationen mit günstigen ständigen Einwirkungen bei nicht vorgespannten Durchlaufträgern und -platten des üblichen Hochbaus nicht berücksichtigt werden müssen (siehe DIN 1045-1, 8.2 (4)).		08/2007

Lfd.	Abschn.	Abs.	Frage	Auslegung	Stellungnahme	Dat.
370	05.03.3	(5)	Ist die Verlängerung der Stützbewehrung nach DIN 4102-4 um 0,15l zusätzlich zu berücksichtigen oder wäre dies damit auch abgedeckt?	Für den Brandfall gilt die außergewöhnliche Bemessungssituation, also z. B. für das maximale Feldmoment: $\max M_{EdA} = 1,0M_{Gk} + \text{MAX} [\psi_1 M_{Qk,1} + \psi_2 \Sigma(M_{Qk,i})]$ , d. h. generell werden 1,0-fache ständige Einwirkungen und stark reduzierte veränderliche Einwirkungen angesetzt. Daher verschieben sich die Momentennullpunkte zunächst günstig zu den Stützungen, bevor durch Schnittgrößenumlagerung im Brandfall der entgegengesetzte Effekt eintritt. Daher ist es ausreichend, unter den o. g. Voraussetzungen die Momentnullpunkte sowie die rechnerischen Endpunkte der oberen Bewehrung nur für Bemessungssituationen mit ungünstigen ständigen Einwirkungen ( $1,35G_k$ ) zu bestimmen und davon ausgehend die Stützbewehrung nach DIN 4102-4 um 0,15l zu verlängern.		08/2007
158	06.02	Tab. 3	Sind die Innenbauteile (z. B. Stahlbeton C20/25, XC1) bei einer Winterbaustelle in eine andere Expositionsklasse einzuordnen (hier z. B. C25/30, XF1)? Oder ist hier der Frostangriff nicht relevant, da er nicht über Jahre erfolgt?	Eine Einordnung in XF1 aufgrund der Kurzfristigkeit der Einwirkung für ein Innenbauteil (z. B. innenliegende Wohnhausdecke) ist in der Regel nicht erforderlich, auch wenn das Bauteil im Winter kurzfristig einmal einer Frostbeanspruchung ausgesetzt ist. Für den Schädigungsprozess sind i. W. die häufigen Frost-Tau-Wechsel und die vorhandene Wassersättigung maßgebend. Bei einmaligem Durchfrieren oder einigen Zyklen muss die Festigkeit mindestens 5 N/mm <sup>2</sup> betragen, um Schaden zu vermeiden. Wenn allerdings auf einer Decke große Wasserpfützen stehen, die gefrieren und in einem langen Winter immer wieder auftauen, könnte es schon sein, dass es bei einem C20/25 zu geringfügigen Oberflächenschäden kommt. Dies ist aber nicht der Normalfall und ggf. durch Schutzmaßnahmen auf der Baustelle zu verhindern.		02/2005
124	06.02	Tab. 3	Müssen Bauteile hinter einer Wärmedämmung in die Expositionsklasse XF1 eingestuft werden? Ist z. B. eine verputzte Stahlbeton-Wand ein direkt berechnetes Bauteil oder nur mäßig feucht? Dieselbe Problematik liegt bei Wänden im Untergeschoss vor, die ja in aller Regel auch nach außen vor Feuchtigkeit usw. geschützt werden. Sind diese dann immer feucht? Desweiteren liegen einem ja in den seltensten Fällen chemische Analysen des Baugrundes vor, so dass eine Einstufung in die Klassen XA1 usw. zum Teil nicht beurteilt werden kann?	Bauteile hinter Wärmedämmungen gelten i. d. R. (ENEV) als frostfrei und brauchen nicht in XF eingestuft werden. Vertikale außenliegende Bauteilflächen, die z. B. wegen einer Zusatzschicht nicht direkt berechnet werden, können grundsätzlich als mäßig feucht beurteilt werden, da das Wasser auf der Schicht abläuft. Auf Baugrund- und Grundwasseranalysen darf nur verzichtet werden, wenn ausreichend sichere Erfahrungen und Erkenntnisse über die Verhältnisse vorliegen, dann übernimmt der Tragwerksplaner aber die Verantwortung für die Festlegung des Betons mit oder ohne XA-Einstufung.		02/2005
198	06.02	Tab. 3	In welche Expositionsklasse ist ein Ringbalken in U-Schalen (z. B. Poroton oder Porenbeton) einzuordnen, der auf bzw. in einer Außenwand eingebaut wird?	Betonzusammensetzung und Betondeckung innerhalb von Mauerwerks-U-Schalen werden in der DGfM-Richtlinie "Herstellung, Bemessung und Ausführung von Flachstürzen" geregelt werden. (Anmerkung: DGfM - Deutsche Gesellschaft für Mauerwerksbau e. V.)		11/2005
382	06.02	Tab. 3	In welche Expositionsklassen sind Stahlbetondecken mit darüberliegender Erdüberschüttung einzuordnen, wenn die Oberfläche der Stahlbetondecke keine schützende Abdichtung erhält (z. B. "Weiße Decken")?  Müssen besondere Schutzmaßnahmen in Abhängigkeit von der Nutzung oberhalb der Erdaufschüttung getroffen werden? Als Nutzung kommen infrage: öffentlich genutzte Grünflächen, Vorgärten von Wohnanlagen, befestigte Wege innerhalb von Wohnanlagen (Zuwegungen zu Hauseingängen), Feuerwehrzufahrten, Parkplätze und deren Zufahrten.	Die Umgebungsbedingungen für erdüberdeckte „Weiße Decken“ sind „nass, selten trocken“ bzw. "mäßige Feuchte" → XC2, WF. Beträgt die Erdüberdeckung mindestens 300 mm darf auf eine Einstufung in XF verzichtet werden.  Wird auf der Erdüberdeckung mit nichtbindigen Böden eine befahrene (Park-)Fläche angeordnet, ist mit Tausalzbelastung zu rechnen. Diese Tausalze können sich bei durchlässigen Belägen innerhalb der Erdüberdeckung anreichern und werden bei freier Bewitterung regelmäßig weitergespült und verdünnt. Wird ein wirksames Gefälle auf der "Weißen Decke" angeordnet, ist nicht mit länger stehenden tausalzbelasteten Wasseransammlungen zu rechnen. Dann darf eine Einstufung der Deckenoberseite in XD1, XC2, WA erfolgen. Bei gefällelosen UG-Decken kann tausalzbelastetes Wasser dagegen länger stehen bleiben und das Eindringen von Chloriden in Risse erfolgt über längere Zeiträume. In diesem Fall ist die Einstufung in XD3 mit zusätzlicher Maßnahme nach Fußnote b), XC2, WA zu empfehlen.  Wird die Decke mit einer Bahnen-Abdichtung nach DIN 18195 versehen, darf die dauerhaft durch die Erdüberdeckung geschützte, abgedichtete Decke in XC3, WO eingestuft werden.		05/2009

Lfd.	Abschn.	Abs.	Frage	Auslegung	Stellungnahme	Dat.
118	06.02	Tab. 3	In welche Expositionsklasse sind Stahlbetonbauteile (z. B. Fundamente) einzustufen, die sich im Erdreich im noch nicht frostfreien Bereich befinden (z. B. von Geländeoberkante bis 0,80 m Tiefe)?	<b>Vertikale Flächen und Unterseiten</b> von Bauteilen, eingebunden im nicht frostfreien Bereich des Erdreiches müssen hinsichtlich des potenziellen Feuchtegehaltes auf der sicheren Seite liegend zunächst als "mäßig wassergesättigt" im Sinne von XF1 eingeordnet werden, wenn lediglich Bodenfeuchte oder zeitweise aufstauendes Sickerwasser ansteht. Hinsichtlich der Temperaturbeanspruchung kann davon ausgegangen werden, dass der Boden eine gewisse Wärmespeicherkapazität aufweist, die dafür sorgt, dass die häufigen Temperaturwechsel und auch die niedrigen Temperaturen nicht erreicht werden, die an der Außenluft bei direkt bewitterten Oberflächen auftreten. Der Boden kühlt langsamer ab und wärmt sich insgesamt langsamer auf. Somit liegt bei diesen Bauteilen der der Expositionsklasse XF1 zugehörige "erhebliche Angriff durch Frost-Tau-Wechsel" nicht vor. Es kommen nur die Expositionsklasse für Karbonatisierung (i. d. R. XC2) und ggf. für chemischen Angriff XA aus Boden und Grundwasser (Angaben im Bodengutachten) in Frage. <b>(Klarstellung ergänzt 07/05)</b>		02/2005 07/2005
294	06.02	Tab. 3	Nach der unter Nr. 118 im Juli 2005 erfolgten Klarstellung sind horizontale, nicht in frostfreier Tiefe befindliche Flächen eines Fundaments immer der Expositionsklasse XF1 zuzuordnen. Ist bei möglicher Tausalzbelastung die Expositionsklasse auf XF2 zu erhöhen?	Fundamente (u. ä. Bauteile), die <b>vollständig und dauerhaft</b> in den Boden eingebettet sind, müssen nicht in eine XF-Klasse eingeordnet werden. Durch die hohe Wärmespeicherkapazität des Bodens werden Temperaturwechsel der Luft gedämpft, so dass im Boden und damit im darin vollständig eingebundenen Fundament keine schroffen (!) Frost-Tau-Wechsel zu verzeichnen sind. Diese erhebliche Frost-Tau-Wechsel-Beaufschlagung wäre jedoch in Kombination mit einer Wassersättigung die Voraussetzung für eine Einstufung in XF-Klassen. Eine notwendige Bedingung für die Einstufung in eine XF-Klasse ist somit nicht erfüllt.		06/2006
297	06.02	Tab. 3	Abgrenzung Landschaftsbau zum Hoch- und Ingenieurbau: Ist das "Fundament" einer einfachen Zaunsäule eine Tragwerksgründung und also mindestens aus Beton C25/30 (XF1) herzustellen? Wie verhält es sich mit dem Unterbeton für die Winkelstützwand (und für andere Fundamente)?	DIN 1045 behandelt die Anforderungen an <b>baurechtlich geregelte</b> Bauteile mit einer geplanten Nutzungsdauer von mindestens 50 Jahren. Bauteile, die diesen Anforderungen nicht genügen müssen, können abweichend geplant und ausgeführt werden.		06/2006
148 157 218	06.02	Tab. 3	Sind Bodenplatten ("weiße Wanne") in Tiefgaragen den Parkdecks hinsichtlich der Einstufung in XD3 und der Durchführung von zusätzlichen besonderen Maßnahmen (z. B. Beschichtung) gleichzusetzen?	Parkdecks und tragende Bodenplatten einer Tiefgarage werden als horizontale Flächen im Prinzip gleichartig durch Feuchtigkeit und Tausalz beansprucht und sind daher gleichartig einzustufen.		02/2005
60	06.02	Tab. 3	Für Schutzschichten aus Beton nach DIN 18195-10 auf Parkdächern wird die Betonherstellung nach DIN EN 206-1 und die Betonüberdeckung nach DIN 1045-1 gefordert. Ist das Bauteil <b>Fahrbahnplatte</b> auf Abdichtung und Dämmung dem Anwendungsbereich der DIN 1045-1 zuzuordnen und somit auch zu beschichten? Unterliegen Fahrbahnplatten auf wärmedämmten Parkdächern oder ungedämmten Parkdecks dem Anwendungsbereich nach DIN 1045-1, Abs. 1, wenn sie von der tragenden Deckenkonstruktion durch eine Abdichtung oder Beschichtung getrennt sind? Sind sie auch zu beschichten, wenn sie per Definition nicht dem Anwendungsbereich der DIN 1045-1 angehören? Werden Abdichtungen und Schutzschichten im Sinne der Fußnote b als zusätzliche Maßnahme anerkannt?	Fahrbahnplatten auf wärmedämmten Parkdächern oder ungedämmten Parkdecks, die von der tragenden Deckenkonstruktion durch eine Abdichtung oder Beschichtung getrennt sind, gehören nicht zum Anwendungsbereich von DIN 1045-1. Ob eine zusätzliche Beschichtung notwendig ist, ist daher keine Auslegungsfrage zu DIN 1045-1. Abdichtungen und Schutzschichten sind, sofern sie einen dauerhaften Schutz des darunter liegenden tragenden Bauteils gegen Bewehrungskorrosion bieten, im Sinne der Tabelle 3, Fußnote b als zusätzliche Maßnahme zu verstehen (vgl. auch DAfStb-Heft 525, Teil 1, zu 6.2, Tabelle 3).		07/2004
218	06.02	Tab. 3	In der 2. Berichtigung zur DIN 1045-1 wird in der Expositionsklasse XD3 in Fahrbahndecken und direkt befahrene Parkdecks unterschieden; welcher Unterschied besteht?	Bei dem Beispiel "Fahrbahndecken" handelt es sich um bewehrte Fahrbahnplatten oder -decken auf öffentlichen Straßen.		11/2005
115 148	06.02	Tab. 3	Nach Tabelle 3 der DIN 1045-1 gilt für direkt befahrbaren Parkdecks die Fußnote b zur Tabelle 3. Danach sind solche Bauteile nur mit zusätzlichen Maßnahmen (z. B. rissüberbrückende Beschichtung) zulässig. Ist diese Forderung auch auf Bodenplatten von Tiefgaragen anzuwenden, wenn diese „schwimmend“ auf dem verdichteten Baugrund ausgeführt werden und nicht Bestandteil der Gründung sind (Kellerfußboden)?	Kellerfußböden <b>und Bodenplatten</b> , die nicht Bestandteil des Tragsystems sind, werden in DIN 1045-1 nicht geregelt. Die Maßnahmen zur Dauerhaftigkeit solcher Böden, insbesondere zum Korrosionsschutz evtl. vorhandener Bewehrung, können im Verantwortungsbereich der Planer im Einzelfall festgelegt werden. <b>(Formulierung ergänzt 07/05)</b>		02/2005 07/2005

Lfd.	Abschn.	Abs.	Frage	Auslegung	Stellungnahme	Dat.
426	6.02	Tab. 3	<p>Bezug: Auslegungen zu den lfd. Nrn. 115/148. Die Anfrage richtet sich auf befahrene Parkdecks, insbesondere auf die Anwendung der Fußnote b) zu Tab. 3. Bei einem befahrenen Parkdeck handelt es sich um ein befahrenes Verkehrsbauwerk. Auch wenn die befahrene Platte des Bodens in der Tiefgarage nicht bewehrt ist (wie ein "Kellerfußboden"), so ist doch immer eine kapillar leitende Verbindung zwischen der befahrenen Bodenplatte und den aufgehenden Bauteilen wie Stützen und Wänden vorhanden, oftmals läuft das Wasser von der unbewehrten Platte auch oberflächlich bis an die Stützen. Dies führt dazu, dass Chloride kapillar auch von der nicht bewehrten „Bodenplatte“ in bewehrte Bauteile wandern, und dort zu Chloridkorrosion führen. Dementsprechend halte ich es für erforderlich, auch für solche Bodenplatten eine Beschichtung entsprechend der Fußnote b) zu verlangen. Die Auslegung verleitet Planer dazu, tausalzbelastete Verkehrsflächen in Tiefgaragen von z. B. MehrfamilienWohnhäusern nicht mit einer Oberflächenbeschichtung zu versehen. In der Konsequenz jedoch kommt es an aufgehenden, bewehrten Bauteilen schon nach kurzer Zeit zu erheblichen Beeinträchtigungen mit beginnender Chloridkorrosion.</p>	<p>Die Auslegung 115/148 bezieht sich nur auf den befahrenen nichttragenden Kellerfußboden oder die nichttragende Bodenplatte selbst (z. B. unbewehrt oder gepflastert). Dieser braucht nicht beschichtet (oder undurchlässig hergestellt) zu werden, wenn die angrenzenden und darunterliegenden tragenden Bauteile, wie Stützen, Wände und Fundamente entsprechend dauerhaft ausgelegt werden.</p> <p>Nichttragende Böden sind durch Fugen von den benachbarten tragenden Bauteilen so zu trennen, dass kapillare Übertragung von chloridhaltigen Wässern nicht möglich ist. Das Überlaufen von Pflügen oder Spritzwasser in diese Randfugen ist zu verhindern. Da unbeschichtete Fahrflächen für chloridhaltige Wässer durchlässig sind, sind darunterliegende Bauteile entsprechend zu klassifizieren und ggf. abzudichten. Der Schutz aufgehender Bauteile im Spritzwasserbereich ist unabhängig von der Frage, ob die Fahrfläche tragend oder nichttragend ist.</p>	06/2012	
346	06.02	Tab. 3	<p>Nach Auslegung Nr. 148; 157; 218 sind Parkdecks und tragende Bodenplatten einer Tiefgarage in XD3 einzustufen. Gilt dies nicht für private Tiefgaragen im Wohnungsbau, wenn man berücksichtigt:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- dass hier die einzelnen Stellplätze festen Nutzern zugeordnet sind und daher nicht häufiger frequentiert werden als Einzelgaragen,</li> <li>- dass die Fahrgassen zwar öfter aber jeweils nur kurzfristig frequentiert werden und somit die Tausalzbelastung nicht höher als bei den Stellplätzen ist,</li> <li>- dass diese Bodenplatten mit 2 % Gefälle und Entwässerungssystem versehen sind, so dass Tauwasser abgeleitet wird?</li> </ul> <p>Können somit derartige Bodenplatten in XD1 eingestuft werden?</p>	<p>Eine pauschale Freistellung von XD3 für private Tiefgaragen durch den NABau ist nicht möglich. Siehe Erläuterungen zu Nr. 119 ff. Begründete Abweichungen von DIN 1045-1, z. B. durch Kompensationen, sind festzulegen und vertraglich zu vereinbaren.</p>	03/2007	
208	06.02	Tab. 3	<p>Welche Expositionsklassenanforderungen sind für Industriehallen mit Hallenböden aus Stahlbeton, die direkt mit PKW und LKW befahren werden, maßgebend?</p>	<p>Nichttragende Industrieböden sind nicht nach DIN 1045-2 geregelt.</p>	07/2005	
199	06.02	Tab. 3	<p>Kann man lotrechte Bauteile, wie Wände und Stützen, in der Tiefgarage in C20/25, also ohne Berücksichtigung des Tausalzsprühnebels ausführen?</p>	<p>In Tiefgaragen ist wegen der geringen Fahrzeuggeschwindigkeiten nicht mit Sprühnebel zu rechnen. In der Regel ist XC3 für Wände und Stützen vorzusehen und der Fußbereich mit der Arbeitsfuge Sohlplatte/Wand bzw. Sohlplatte/Stütze vor Tausalz zu schützen (z. B. durch Hochziehen der Beschichtung über eine Hohlkehle, siehe DBV-Merkblatt "Parkhäuser und Tiefgaragen").</p>	07/2005	
250 261	06.02	Tab. 3	<p>Es ist eindeutig, dass auch eine direkt befahrene Bodenplatte einer Tiefgarage mit Parknutzung in die Expositionsklasse XD3 eingeordnet werden muss (siehe Auslegung von 02/05). In wie weit und in welcher Art muss diese Bodenplatte beschichtet werden? In den Erläuterungen des DAfStb-Heftes 525 zu Tabelle 3, Fußnote b wird eine Rissituation beschrieben, die für Decken, jedoch nicht unbedingt für Sohlen zutrifft. Eine Risse überbrückende Beschichtung (z. B. OS11, wasserdampfdiffusionsdicht) ist bei Sohlen im Grundwasser bautechnisch problematisch. (Wasserdampfdruck von unten).</p>	<p>Zusätzliche Maßnahmen, wie z. B. eine rissüberbrückende Beschichtung, sind in gerissenen Bereichen bei befahrenen XD3-Flächen grundsätzlich erforderlich.</p> <p><i>Hinweis: Zur geeigneten Wahl von Beschichtungen auf WU-Bodenplatten werden Empfehlungen im DBV-Merkblatt "Parkhäuser und Tiefgaragen", aktuelle Fassung September 2010, gegeben.</i></p>	11/2005	

Lfd.	Abschn.	Abs.	Frage	Auslegung	Stellungnahme	Dat.
269 270	06.02	Tab. 3	Werden Bodenplatten in Tiefgaragen als Pflasterbeläge ausgebildet, sind die Wandanschlüsse und die Fugen dauerhaft wasserdurchlässig. Somit können tausalzhaltige Wässer durch die Pflasterfläche nach unten versickern und gelangen an Wände und Fundamente. Welche Expositionsklassen bzw. Schutzmaßnahmen sind für die Wände (oberhalb und auch unterhalb des Pflasterbereichs), die Fundamente und die Betonierfuge am Wand- bzw. Stützenfuß maßgebend?	Wenn der direkte Zutritt tausalzbelasteten Wasser an unter der befahrenen Ebene liegende Flächen von Stahlbetonbauteilen nicht wirksam verhindert wird, sind diese i. d. R. in XD1 einzustufen.		06/2006
48	06.02	Tab. 3	Wo sind wasserberührte Oberflächen von Regenüberlaufbecken mit und ohne Frosteinwirkung einzuordnen? Die Frage bezieht sich auf die im Winter anfallende Belastung mit Chloriden aus Taumitteln.	In der Regel reicht eine Zuordnung zu XC4 und zusätzlich zu XF3 (nur bei Frostbeanspruchung) aus, wenn die Chloridbeanspruchung als gering angesehen werden kann.		07/2005
185	06.02	Tab. 3	Können Betonbauteile in Großwäschereien mit ca. 70 % Luftfeuchtigkeit noch in XC1 (trockene Umgebung) eingeordnet werden?	Bauteile in Großwäschereien sollten in XC3 eingeordnet werden.		07/2005
224	06.02	Tab. 3	Gemäß Fußnote f, darf die Festigkeitsklasse für langsam erhärtende Betone um eine Festigkeitsklasse niedriger gewählt werden als für normal erhärtende Betone. Die geforderte Festigkeitsklasse ist auch in diesen Fällen an Probekörpern im Alter von 28 Tagen zu bestimmen. Für welche Festigkeitsklasse ist zu bemessen: a) für die statisch erforderliche Bewehrung b) für Zwangspannungen im jungen Betonalter (abfließende Hydratationswärme) c) für Zwangspannungen am erhärteten Beton (thermischer Zwang). Welcher E-Modul ist für die Ermittlung von Zwangsschnittkräften am erhärtenden Beton anzusetzen?	Zu a) Für die Nachweise in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit im Endzustand ist die 28-Tage Festigkeit zu verwenden.  Zu b) früher Zwang mit 28-Tage-Festigkeit bzw. niedrigere Festigkeit zum Zeitpunkt der Hydratation  Zu c) später Zwang mit $f_{ct,eff}$ (mindestens = 3,0 N/mm <sup>2</sup> nach 11.2.2 (5)).  Als E-Modul des Betons ist der 28-Tage Wert anzusetzen.		07/2005
392	06.02	Tab. 3	Muss auch bei einer mechanischen Beanspruchung, die selten vorkommt (z. B. Gabelstaplereinsatz nur bei Montage von Maschinen bei erstmaligem Einbau), eine XM-Klasse gewählt werden?	Unter einer erheblichen mechanischen Beanspruchung ist eine Beanspruchung zu verstehen, die in Kombination aus Intensität und Häufigkeit zu Betonkorrosion im Sinne der DIN 1045-2 führen kann. Bei seltener Einwirkung einer Beanspruchung kann eine Einstufung in die Expositionsklasse XM entfallen.		12/2008
431	6.02	Tab. 3	Darf eine Tiefgaragendecke, die unterseitig mit anbetonierten Wärmedämmplatten (Holzwohle-Mehrschichtplatten) in die Expositionsklasse XC1 eingestuft werden?	Nein. Die Deckenunterseiten sind wie unbeladete Betondecken, in die Expositionsklasse XC3 einzustufen da die Außenluft bei permanent belüfteten Tiefgaragen auch bei Bekleidung mit nicht luftdichten Platten ständig Zugang hat.		06/2012
336	06.02	Tab. 3	Expositionsklasse XS1: Bis zu welcher Entfernung zur Küste ist die Zuordnung „Küstennähe“ einzustufen?	Eine pauschale Entfernung lässt sich nicht festlegen. Das Korrosionsrisiko infolge Seewasser, XS1, bedeutet salzhaltige Luft, aber kein unmittelbarer Kontakt mit Meerwasser. Gemeint sind in diesem Zusammenhang Außenbauteile in Küstennähe, die durch die salzbelastete Luft berührt werden. Das Salz haftet an der Oberfläche des Betons und wird durch Regen- und Kondenswasser kapillar aufgesogen, wobei die Salzmenen jedoch relativ niedrig sind. Die Salzbelastung hängt von den örtlichen Gegebenheiten ab, von der Windrichtung und von der Lage des Bauteils. Die spezifischen Bedingungen müssen in jedem Einzelfall überprüft werden, siehe auch [DAfStb-Heft 526].		03/2007
235	06.02	Tab. 3	Gemäß Tabelle 3 sind Feuchträume von Hallenbädern in Expositionsklasse XC3 einzustufen. Ist darüber hinaus auch eine Einstufung von Wänden und Böden in eine Expositionsklasse XD aufgrund der chloridhaltigen Schwimmhallenatmosphäre erforderlich?	Eine Einstufung in XD (Chloride) ist bei Betonbauteilen in Süßwasser-Hallenbädern mit einer Wasseraufbereitung auf Basis einer Chlordesinfektion i. d. R. nicht erforderlich. In Solebädern und Meerwasserschwimmhallen mit höheren Salzkonzentrationen sind Betonbauteile, die mit diesen Wässern in Berührung kommen können, in der Regel in XD2 bzw. XS2 einzustufen. Eine Beurteilung des Angriffsgrades der Solewässer nach DIN 4030 sollte grundsätzlich erfolgen.		11/2005

Lfd.	Abschn.	Abs.	Frage	Auslegung	Stellungnahme	Dat.
344	06.02	Tab. 3	In Auslegung Nr. 235 wird eine Einstufung in XD2 bei direkt durch das Wasser berührten Flächen von Sole- und Mehrwasserschwimmbädern hingewiesen. In unserem Fall handelt es sich um ein Hallenbad mit Süß- und Salzwasserbereichen. Ist für die Betonbauteile eines geplanten Anbaus (Erweiterung Süßwasserbereich) die Expositionsklasse XD bzw. XS zu wählen, um der Korrosionsgefahr durch die salzhaltige Luftfeuchtigkeit zu begegnen? Rechtfertigt dieser erhöhte Salzgehalt in der Luft des Hallenbades, der sich auch an den Stb. Wand und Deckenflächen niederschlagen kann, eine Einstufung in die Expositionsklassen XD bzw. XS?	Im Normalfall ist für die Süßwasser-Erweiterung XC3 ausreichend, bei Bauteilen im Spritzsüßwasserbereich XC4.		03/2007
402	06.03		Betondeckung/Expositionsklasse von Stb-Wänden / Decken (mäßige Feuchte) in Hallenbädern (Chlor und Soleangriff über die Luft): ist dort XC3 ausreichend oder muss auf XD1 erhöht werden? Welche Rolle spielen die Fliesen?	siehe Nr. 235: Nur Bauteile, die direkt mit Sole- oder Meerwasser in Berührung kommen (auch Spritzwasserbereiche), sind in XD bzw. XS einzustufen. Für luftberührte Bauteile reicht i. d. R. XC3 aus.		05/2009
353	06.02	Tab. 3	Innentreppen für Wohn- und Bürogebäude (Läufe und Podeste ohne Belag oder Anstrich): Ist wegen der eingeschleppten Tausalzbelastung XD1 erforderlich oder kann diese Beanspruchung vernachlässigt werden (XC1)? Wie verhält es sich mit Podesten und Treppenläufen mit Belag, jedoch mit Seiten- und Stirnflächen in Sichtbeton?	I. d. R. ist die durch Fußgänger eingebrachte Tausalzmenge vernachlässigbar gering und die Treppenflächen bleiben trocken. XC1 ist dann ausreichend.		08/2007
400	06.02	Tab. 3	Warum sind Leichtbetone nicht mehr in Tabelle 3 enthalten?	siehe 6.2 (3) in DIN 1045-1:2008-08 → Druckfestigkeit des Leichtbetons korreliert nicht mit der Dichtheit der Betondeckung		05/2009
416	06.02	Tab. 3	Expositionsklasse XF1: Betonangriff durch Frost, ohne Taumittel, mäßige Wassersättigung, ohne Taumittel, Außenbauteile Wie ist die „mäßige Wassersättigung“ definiert?	Die Zuordnung zwischen mäßiger und hoher Wassersättigung für XF erfolgt qualitativ danach, ob Wasser länger einwirken kann (überwiegend horizontale, direkt bewitterte Flächen) oder nur kurzzeitig (überwiegend vertikale Flächen, bei denen Wasser schnell abläuft). Nicht direkt beregnete oder in Wasserkontakt stehende Bauteilflächen gehören in der Regel in mäßig feuchte Umgebungsbedingungen.		04/2011
192	06.03	(9)	Wie ist die erhöhte Qualität bei Planung, Entwurf, Herstellung und Bauausführung zur Reduzierung des Vorhaltemaßes um 5 mm sicher zu stellen?	Als Beispiel zur Qualitätssicherung für die Reduktion des Vorhaltemaßes um 5 mm kann die Anwendung der DBV-Merkblätter genannt werden: - <b>Planung und Entwurf:</b> Die Abstandhalter bzw. Unterstützungen sollten den Qualitätsanforderungen der gleichnamigen DBV-Merkblätter entsprechen und werden in Anzahl und Abständen nach dem DBV-Merkblatt "Betondeckung und Bewehrung" geplant. Diese Angaben müssen dann die Ausführungsunterlagen enthalten (z. B. Bewehrungspläne, siehe DIN 1045-1, 4.2.1 (3)). - <b>Herstellung und Bauausführung:</b> Der entsprechende Einbau der Abstandhalter bzw. Unterstützungen erfolgt gemäß den Einbau- und Verlegehinweisen in den o. g. DBV-Merkblättern und ist durch die Baufirma zu überwachen (siehe DIN 1045-3, 6.4 (5)). Dies kann zusätzlich im Rahmen einer externen Überwachung stichprobenartig überprüft werden.		05/2005
420	06.03		Ist eine Aufsummierung aller erlaubten Reduzierungen für die Betondeckung nach 6.3 bis zur Einhaltung der Mindestwerte erlaubt? Beispiel: StB- Fertigteilschacht C35/45, Expositionsklasse XC4 → erf. Betondeckung $\text{nom } c = 25 + 15 = 40 \text{ mm}$ , Reduzierung von Vorhaltemaß $\Delta c$ um 5 mm wg. Qualitätssicherung nach 6.3 (9) und um weitere 5 mm wegen kontrollierter FT-Produktion nach 6.3 (9) und Reduzierung von $c_{\text{min}}$ um 5 mm wg. vorh. Betongüte C35/45 zwei Festigkeitsklassen größer als C25/30 nach Tab. 4, Fußnote a) → reduziertes $\text{nom } c = 20 + 5 = 25 \text{ mm}$ .	Ja.		04/2011
126	06.03	(10)	In der Norm heißt es zur Vergrößerung des Vorhaltemaßes der Betondeckung: „unmittelbar <u>auf</u> den Baugrund um 50 mm.“ Müsste es hier nicht heißen „unmittelbar <u>gegen</u> den Baugrund“ (z. B. in Erdschalung hergestellte Fundamente)?	Die 50 mm-Erhöhung bezieht sich auf die erhöhte Gefahr von Unebenheiten auf dem Baugrund, z. B. durch Begehen oder Befahren. Für seitliche unebene Flächen, wie "Erdschalung" ist das Vorhaltemaß mindestens um das Unebenheitsmaß bzw. 20 mm zu erhöhen. Grundsätzlich sollten Direktbetonagen gegen oder auf Baugrund nur bei untergeordneten Bauteilen vorgesehen werden.		01/2005



Lfd.	Abschn.	Abs.	Frage	Auslegung	Stellungnahme	Dat.
181	06.03	(10)	Gehören Sauberkeitsschichten, hergestellt aus einer Magerbetonschicht oder durch Verlegung einer Noppenfolie, zu unebenen Flächen?	Wenn die Oberfläche der Sauberkeitsschicht aus Beton der Ebenheit einer geschalteten Fläche entspricht, braucht das Vorhaltemaß nicht erhöht zu werden. Ist die Fläche als uneben anzusehen, ist das Vorhaltemaß zu erhöhen, um die Mindestbetondeckung zu erreichen. Bei weicheren Unterlagen sind mögliche Einsenkungen bei der Wahl der Abstandhalter zu berücksichtigen.		05/2005
435	06.03		In der Zeit der alten Beton-DIN habe ich immer eine Betondeckung von über 50 mm vermieden, um keine Netzbewehrung vorsehen zu müssen. Jetzt habe ich den Fall von einer Betondeckung von 65 mm. Muss man immer noch eine Netzbewehrung bei großen Betondeckungen vorsehen?	Bei Bauteilen mit Anforderungen an den Feuerwiderstand muss das Abfallen von Betonschichten bei Brandbeanspruchung vermieden oder verzögert werden. Hierzu wird in DIN 4102-4, 3.1.5.2 festgelegt, dass bei biegebeanspruchten Bauteilen mit einer <b>Betondeckung</b> $c_{nom} > 50$ mm des am nächsten zur beflamten Bauteiloberfläche liegenden Stabes eine netzartige Schutzbewehrung erforderlich ist. Nach Eurocode 2 DIN EN 1992-1-2, 4.5.2, wird diese zusätzliche Schutzbewehrung bei einem <b>Achsabstand</b> der Bewehrung $a \geq 70$ mm gefordert. Eine Netzbewehrung bei vergrößerten Betondeckungen wegen Betonierens gegen unebene Schüttflächen ist daher i.d.R. nicht erforderlich, da keine Anforderungen an den Feuerwiderstand bestehen.		06/2012
219	06.03	Tab. 4	Wieso gibt es für die Expositionsklassen XA keine Angaben zur Mindestbetondeckung?	Die Mindestbetondeckung sichert den Korrosionsschutz der Bewehrung und ist deshalb nur für die Expositionsklassen relevant, die den Angriff auf die Bewehrung abbilden.		07/2005
6	06.03	Tab. 4	Ist die Betondeckung gemäß Tab. 4 auch dann erforderlich, wenn ein rissüberbrückendes Oberflächenschutzsystem (OS11) gemäß Fußnote b) der Tab. 3 verwendet wird, oder ist in diesem Falle eine Reduzierung der Betondeckung möglich? Bei Fertigteil- und Verbunddeckensystemen sind Fälle denkbar, bei denen die Bewehrung nur zur Sicherstellung der Gebrauchstauglichkeit (Rissbreitenbeschränkung) erforderlich ist und keine statische Funktion hat. Ist in solchen Fällen ebenfalls die Betondeckung nach Tab. 4 einzuhalten?	Zur Erfordernis der Betondeckung und der Bewertung von Oberflächenschutzsystemen siehe Erläuterung zu DIN1045-1, Abschnitt 6.2 in DAFStb-Heft 525, Teil 1. Die Rissbreitenbeschränkung dient wie auch die Anordnung einer ausreichend dicken und dichten Betondeckung der Sicherstellung eines angemessenen dauerhaften Tragwerks (vgl. Erläuterungen zu DIN 1045-1, Abschnitt 1(3) und 6.3(1)ff. in DAFStb-Heft 525, Teil 1). Ein angemessenes dauerhaftes Tragwerk ist auch Ziel der Regeln des Abschnittes 6.2 der Norm. Die Anwendung alternativer Regeln ist nur unter den in der Erläuterung zu DIN1045-1, Abschnitt 6.2 in DAFStb-Heft 525, Teil 1 beschriebenen Bedingungen möglich.		07/2004
329	06.03	Tab. 4	Für Anforderungen an die Dauerhaftigkeit darf die Betondeckung nach Tab. 4, Fußnote a) um 5 mm reduziert werden, wenn die vorhandene Betonfestigkeit um zwei Festigkeitsklassen höher ist, als nach Tab. 3 erforderlich ist. Ist für die Gebrauchstauglichkeit auch der Umkehrschluss zulässig, dass mit der Erhöhung der Betondeckung um 5 mm die Mindestbetondeckungskategorie um ein oder zwei Festigkeitsklassen reduziert werden kann?	Nein, die Mindestanforderungen an die Betonzusammensetzung nach DIN 1045-2 sind für die Expositionsklassen bezüglich Bewehrungskorrosion i. d. R. immer einzuhalten. Bei einer Abweichung von diesem Prinzip ist im Einzelfall die Gleichwertigkeit nachzuweisen und zu vereinbaren.		08/2007
337	07.02	(1)	Ist bei der Bemessungssituation infolge Erdbeben der LF "Imperfektion" zu berücksichtigen?	Betonbauten in deutschen Erdbebengebieten werden nach DIN 1045-1 bemessen, unter Berücksichtigung von DIN 4149-1, Abschn. 8 „Besondere Regeln für Betonbauten“. Die Teilsicherheitsbeiwerte für Baustoffeigenschaften $\gamma_M$ nach DIN 1045-1, Abschn. 5, für die außergewöhnliche Bemessungssituation dürfen auch für die Bemessungssituation Erdbeben angesetzt werden (DIN 4149-1, 8.1.3). Nach DIN 1045-1, 8.6.4 (4) gilt: „Die Bemessungswerte der einwirkenden Schnittgrößen sind unter Berücksichtigung von Maßungenaugigkeiten und Unsicherheiten bezüglich Lage und Richtung von Längskräften zu ermitteln.“ Diese Regelung gilt für alle Bemessungssituationen, also auch bei Erdbeben. Unter welchen Bedingungen Wirkungen nach Theorie 2. Ordnung in der Bemessungssituation Erdbeben nicht berücksichtigt werden müssen, ist in DIN 4149, 7.2.2 geregelt.		03/2007
386	07.03.2	(4)	Die Auflagerkräfte aus Dachtrapezblechen werden in der Praxis im Stahlbau, außer beim 2-Feldträger, bei gleichen Stützweiten im Allgemeinen, also auch an der 1. Innenstütze, ohne Durchlaufaktor ermittelt. Darf diese Vereinfachung und Erleichterung auch für Stahlbetonbinderbemessung angewendet werden?	Nein. Das Linienauflager für die Dachbleche auf Fertigteilbindern ist i. d. R. steifer als auf Stahlpfetten.		05/2009
101	08		Dürfen die Schnittgrößen von Flachdecken auch weiterhin nach DAFStb-Heft 240 Abschnitt 3.3 ff ermittelt werden?	Grundsätzlich sind alle Näherungsverfahren für die Schnittgrößenermittlung auch nach neuer Norm zulässig.		11/2004

Lfd.	Abschn.	Abs.	Frage	Auslegung	Stellungnahme	Dat.
150	08.01		Wurde vergessen, die allgemeine Forderung des EC 2 nach einem Nachweis der Rotationsfähigkeit zu formulieren?	Die Formulierung einer allgemeinen Forderung nach einem Nachweis der Rotationsfähigkeit wurde nicht vergessen, sondern ist entbehrlich, da die spezifischen Nachweise der Rotationsfähigkeit in den Abschnitten 8.2 bis 8.5 explizit bzw. implizit geregelt werden. Siehe auch Stellungnahmen zum Abschnitt 8.3.		02/2005
151	08.03	(1)	Es wird uneingeschränkt erlaubt, die nach 8.2 ermittelten Momente im Grenzzustand der Tragfähigkeit umzulagern. In 8.2 (2) ist festgehalten, dass im Allgemeinen keine besonderen Maßnahmen zur Sicherstellung angemessener Verformungsfähigkeit erforderlich sind. Ist dies richtig? Über einen Nachweis der Rotationsfähigkeit ist nichts gesagt.	Der Absatz 8.3 (1) gilt nicht für sich allein, sondern nur mit den in Kapitel 7 der Norm genannten Voraussetzungen. Dazu gehört insbesondere der Absatz 7.1 (2): „Wenn die Verträglichkeitsbedingungen nicht unmittelbar für die jeweiligen Grenzzustände nachgewiesen werden, muss sichergestellt werden, dass das Tragwerk bis zum Erreichen des Grenzzustands der Tragfähigkeit ausreichend verformungsfähig ist und ein unzulässiges Verhalten im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit ausgeschlossen ist“ (siehe hierzu auch Absatz 11.1.1 (3) der Norm). Daher darf auf den Nachweis der Rotationsfähigkeit nur unter den in Absatz 8.3. (3) genannten Voraussetzungen bzw. Einschränkungen verzichtet werden.		02/2005
152	08.03	(2)	Es fehlt eine Aussage zu den Stütz- und Auflagerkräften. Diese müssen in der Praxis zwangsläufig charakteristisch ermittelt und in die unterstützenden Bauteile weitergegeben werden, da selten Gebäude nur nach einer Norm betrachtet werden können (Beton, Stahl, Holz, MW etc.). In den unterstützenden Bauteilen sind oft andere Einwirkungskombinationen maßgebend. In die Gründung muss nach DIN 1054-1 charakteristisch weitergeleitet werden. Wie dürfen die charakteristischen Auflagerkräfte umgelagert werden?	Wenn die Schnittgrößen linear-elastisch berechnet werden, dürfen die Kombinationsregeln auf dieser Ebene angewendet werden. Der Bemessungswert der Beanspruchung $E_d$ (z. B. $N_{Ed}$ , $V_{Ed}$ , $M_{Ed}$ ) ergibt sich als eine Linearkombination aus den charakteristischen Werten der Beanspruchung für die unabhängigen Einwirkungen bzw. Lastfälle (z. B.: $E_{Gk}$ , $E_{Qk,i}$ mit $i = 1, 2, \dots$ ). Bei der Lastweiterleitung werden diese charakteristischen Schnittgrößen getrennt für jede unabhängige Einwirkung (Lastfall) verfolgt und in den Bemessungsschnitten linear kombiniert. So können an jeder Stelle im Tragwerk alle Grenzzustände und Bemessungssituationen mit den entsprechenden Kombinationsregeln untersucht werden. Wenn die Schnittgrößen nichtlinear berechnet werden (z. B. bereits bei der linear-elastischen Berechnung mit Umlagerung) ist eine Trennung in die charakteristischen Werte der unabhängigen Einwirkungen nicht mehr möglich, da die Umlagerung die Plastifizierung einzelner Querschnitte im ULS voraussetzt. In diesem Fall müssen die Bemessungswerte für die kritischen Einwirkungskombinationen weitergeleitet werden.		02/2005
152	08.03	(2)	Im Grenzzustand der Tragfähigkeit sind die verschiedenen Einwirkungsgruppen mit unterschiedlichen Wertigkeiten (Teilsicherheitsbeiwerte und Kombinationsbeiwerte) enthalten. Können trotzdem, wie nach der alten DIN 1045, die charakteristischen Auflagerkräfte mit einem einheitlichen Prozentsatz umgelagert werden?	Die Anwendung vereinfachter Kombinationsregeln ist möglich (nicht Gegenstand von DIN 1045-1). <i>Anmerkung: Bei Schnittstellen mit Stahlkonstruktionen empfiehlt sich z. B. die Verwendung einheitlicher auf der sicheren Seite liegender Kombinationsbeiwerte <math>\psi_{0,i} = 0,9</math> für alle begleitenden veränderlichen Einwirkungen. Eine andere mögliche Vereinfachung wären die Ansätze <math>E_{Gk} = \min E_d</math> und <math>E_{Qk} = \max E_d - \min E_d</math> bei der Lastweiterleitung.</i>		02/2005
153	08.03	(3)	Hier werden Einschränkungen für Umlagerungen bei Bauteilen formuliert, die eigentlich hierfür am meisten geeignet sind, während die Umlagerungsmöglichkeiten in (1) für alle anderen Bauteile uneingeschränkt gelten. Hier fehlt der in EC2 beschriebene Hinweis, dass es sich hierbei um eine Einschränkung handelt, die den Nachweis der Rotationsfähigkeit überflüssig macht. Der ganze Absatz muss in anderem Sinn umformuliert werden.	Die Rotationsfähigkeit wird bei diesem Verfahren implizit nachgewiesen. Wenn die Grenzwerte nach 8.3 (3) nicht eingehalten werden, ist daher ein expliziter Nachweis einer ausreichenden Rotationsfähigkeit erforderlich. <i>Anmerkung: Die Norm ist kein Lehrbuch. Daher müssen Begründungen für die einzelnen Regelungen nicht im Normtext stehen, sondern sind Gegenstand eines Kommentars, siehe DAfStb-Heft 525: Die nach der Elastizitätstheorie mit Querschnittssteifigkeiten im Zustand I ermittelten Momente stark beanspruchter Bereiche statisch unbestimmter Tragwerke dürfen unter Einhaltung von Umlagerungsgrenzen in weniger beanspruchte Bereiche umgelagert werden – also durch die in 8.3 (3) spezifizierten Grenzen eingeschränkt! Die Maximalwerte der möglichen Momentenumlagerungen werden aus den Schnittpunkten der Kurven der möglichen Rotation (<math>\theta_{pl,mögl} = \theta_{pl,d}</math>) und der Kurven der erforderlichen Rotation (<math>\theta_{pl,erf} = \theta_E</math>) für bestimmte Umlagerungsgrade in Abhängigkeit von der bezogenen Druckzonenhöhe <math>x_d / d</math> bestimmt (siehe Bild H8-2).</i>		02/2005
195	08.03		Dürfen bei durchlaufenden Platten, Balken und Plattenbalken, die nicht gemäß 3.1.1 dem üblichen Hochbau zuzuordnen sind, Stützmomente umgelagert werden? (z. B. Deckenplatten mit Nutzlasten $q > 5$ kN/m <sup>2</sup> )? Gemäß DIN 1045:1988-07 war eine Umlagerung nur für üblichen Hochbau möglich.	Ja, da in DIN 1045-1 weitere Gebrauchstauglichkeitsnachweise ohne Momentenumlagerung zu führen sind.		07/2005

Lfd.	Abschn.	Abs.	Frage	Auslegung	Stellungnahme	Dat.
418	08.03 08.04		Sind bei punktgestützten Flachdecken Umlagerungen von Schnittgrößen gemäß DIN 1045-1, Abschnitt 8.3 oder 8.4 allgemein zulässig?	Nein. Zu dieser Frage liegen keine spezifischen aussagefähigen Versuchsergebnisse vor. Beim bisherigen Durchstanzversuchen zeigte sich, dass mit der Reduktion der Anzahl der Unterstützungen der Versuchsplatten (und damit ungleichmäßigerer Schubverteilung) die Bruchlasten signifikant abnehmen. Dies ist auf die gegenüber Linienlagerung wesentlich stärkeren Rotationen innerhalb eines kleinen Bereiches um die Lastenleitungsfläche zurückzuführen. Eine Umlagerung der Schnittgrößen in die wesentlich breiteren Feldbereiche kann wegen der progressiven Rissbildung und des schnell folgenden Versagens des Druckrings (Kegelschale) um die Lastenleitungsfläche nicht mehr in ausreichendem Maße stattfinden.		04/2011
407	08.04.1		In 8.4.1 (4) wird bei Anwendung der Plastizitätstheorie den Einsatz von Stahl mit hoher Duktilität zur Sicherstellung ausreichender Rotationsfähigkeit gefordert. Die Bemessung mit Stabwerksmodellen erfolgt auf Grundlage der Plastizitätstheorie. Muss für die Bewehrung von Diskontinuitätsbereichen, die üblicherweise mit Stabwerksmodellen bemessen werden, auch dann Stahl mit hoher Duktilität eingesetzt werden, wenn diese Bauteile statisch bestimmt gelagert sind ?	Nein. Analog scheibenartigen Tragverhalten des Stabwerkmodells nach 8.4.1 (5).		04/2011
378	08.04.1	(4)	Bei einem bestehenden Bauwerk (Erstellung ca. 1991) sind sowohl Betonstahlmatten (Grundbewehrung) als auch Stabstähle eingebaut worden. Infolge einer Umplanung ist es notwendig, bestehende Decken nachzurechnen und deren Tragfähigkeit für die neue Situation nachzuweisen. Ist es im Hinblick auf die Duktilität der Stähle zulässig, die Nachweise mit Verfahren der Plastizitätstheorie nach Kapitel 8.4 zu erbringen?	Übliche Betonstabstähle nach DIN 488 (1984/1986) dürfen als hochduktilen Betonstähle eingestuft werden, geschweißte Bewehrungsmatten müssen i. d. R. dagegen als normalduktil bewertet werden (Ausnahme: Eigenschaften für hohe Duktilität wären in einer Zulassung nachgewiesen). Insoweit sind Verfahren der Plastizitätstheorie nach DIN 1045-1 mit Betonstahlmatten nicht zulässig. Alternativ kommt für die Nachrechnung das Nichtlineare Verfahren nach 8.5 in Frage, wobei dann <b>alle</b> Nachweise der aktuellen Norm in den Grenzzuständen (insbesondere Rissbreiten, Zugkraftdeckung) mit der vorhandenen Bewehrung zu führen sind.		12/2008
301	08.05.1	(4)	Bei nichtlinearen Verfahren ist der Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_R = 1,3$ auch für den Nachweis der Ermüdung anzusetzen. Dies ist in Verbindung mit den Wöhlerlinien (Tabellen 16 und 17, Bild 52) nicht korrekt. Der Nachweis der Ermüdung ist zwar ein Nachweis im Grenzzustand der Tragfähigkeit, allerdings auf Gebrauchslastniveau, vgl. auch DAfStb-Heft 525 (Betriebsbeanspruchungen).	Bei nichtlinearen Verfahren wird $\gamma_R = 1,3$ auf der Widerstandsseite (rechnerische Mittelwerte der Baustofffestigkeiten) berücksichtigt. Die charakteristischen Wöhlerlinien der DIN 1045-1 können hierfür auf rechnerische Mittelwerte transformiert werden. Die auf Basis der in DIN 1045-1 angegebenen Wöhlerlinien ermittelten Bauteilwiderstände liegen auf der sicheren Seite. Die Einwirkungen für die Ermüdungsnachweise werden mit $\gamma_F = 1,0$ ermittelt.		06/2006
134	08.06.1	(7)	Die Formänderungen, z. B. bei Stützen, dürfen mit den Mittelwerten der Baustoffkennwerte berechnet werden, dividiert durch den jeweiligen Teilsicherheitsbeiwert. Muss in diesem Fall auch der E-Modul des Betonstahls durch $\gamma_s = 1,15$ geteilt werden? Wenn ja, warum ist dann bei der Ermittlung der Krümmung für das Modellstützenverfahren in Gleichung (39) keine Abminderung des E-Moduls enthalten?	Nein. Entsprechend der Festlegung der Spannungs-Dehnungs-Linien wird nur der E-Modul von Beton durch $\gamma_c$ geteilt; der E-Modul von Betonstahl wird nicht durch $\gamma_s$ geteilt.		01/2005
33	08.06.3	(2)	Dürfen die Bedingungen in den Gln. (27) und (28) auch für den Nachweis der Unverschieblichkeit von Rahmen ohne aussteifende Bauteile verwendet werden?	DIN 1045-1 sieht nur bei ausgesteiften Tragwerken vor, sie entweder als verschieblich oder als unverschieblich zu betrachten. Gelten die Einzeldruckglieder eines unausgesteiften Tragwerks nach DIN 1045-1, 8.6.3 (2), nicht als schlank, brauchen sie entsprechend 8.6.3 (3) nicht nach Theorie II. Ordnung bemessen zu werden. Dies bedeutet zugleich, dass auch das unausgesteifte Tragwerk nicht nach Theorie II. Ordnung bemessen zu werden braucht. Es als unverschieblich zu betrachten, erübrigt sich. Für die Bestimmung der Ersatzlängen $l_0$ der Einzeldruckglieder ist gegenseitige Verschieblichkeit ihrer Enden anzusetzen.		07/2004
33 55 133	08.06.3	(4)	Welche Grenze $\lambda_{crit}$ gilt in Gl. (30) für Innenstützen, die biegefest mit Unterzügen verbunden sind, jedoch gemäß 7.3.2 (6) als gelenkig angeschlossen betrachtet werden dürfen?	Für Innenstützen, bei denen nach DIN 1045-1:2001-07, 7.3.2 (6), die Biegemomente aus Rahmenwirkung vereinfachend vernachlässigt werden, ist zur Anwendung von Abschn. 8.6.3 (4) $\lambda_{crit} = 25$ zu setzen. <b>(Die Auslegung ist korrigiert.)</b>		01/2005

Lfd.	Abschn.	Abs.	Frage	Auslegung	Stellungnahme	Dat.
167	08.06.3	(9)	Bei einer Stützenbemessung nach DIN 1045-1 Abschnitt 8.6.3 muss bei einem $\lambda > 25$ aber $< 25 (2 - e_{01} / e_{02})$ nach Abschnitt 8.6.3 (9) ein Mindestmoment am Kopf angesetzt werden. Dies führt zu einer Unstetigkeit bei der Bemessung (z. B. bei einer geringen Ausmitte). Muss und, wenn ja, wieso muss dieses Moment nach 8.6.3 (4) angesetzt werden und nach 8.6.3 (2) nicht?	Abschnitt 8.6.3 regelt, bei welchen Bedingungen Nachweise nach Th. 2. O. entfallen dürfen, entweder weil die Druckglieder nach (2) als „nicht schlank“ definiert werden, $\lambda \leq \lambda_{\max}$ , oder weil nach (4) $\lambda \leq \lambda_{\text{crit}}$ ist. Wer das Entfallen des Nachweises nach (4) nicht nutzen will, sondern das Druckglied als schlankes Druckglied nach Th. 2. O. bemisst, braucht auch 8.6.3 (9) nicht zu beachten. Die Unstetigkeit infolge des Mindestmomentes nach 8.6.3 (9) tritt dann nicht auf. Dafür tritt die Unstetigkeit infolge der Ersatzimperfektion auf, die nur für $\lambda > \lambda_{\max}$ anzusetzen ist. Die entscheidende Gleichung (30) in 8.6.3 (4) gilt für beliebig große planmäßige Lastausmitten $e_{01}$ und $e_{02}$ . Insbesondere bei kleinen Lastausmitten können unvermeidbare Ungenauigkeiten die Größe von $\lambda_{\text{crit}}$ erheblich verfälschen. Um dem zu begegnen, sollte die Bemessung des Druckgliedes bei Anwenden der Regelung nach 8.6.3 (4) die Bedingung nach 8.6.3 (9) einhalten mit Momenten $M_{\text{Rd}} \geq  N_{\text{Ed}}  \cdot h / 20$ an beiden Enden.		07/2005
227	08.06.3		DIN 1045-1 enthält – im Unterschied zu DIN 1045(88) – keine Regelungen zum Tragfähigkeitsnachweis und zur Bewehrung von umschnürten Druckgliedern (Stützen) mehr. Wie sind umschnürte Stützen zu bemessen und zu bewehren?	Die Stützenbemessung erfolgt für Stützen mit bügel- und wendelartiger Querbewehrung gleichartig. Wegen der deutlich erhöhten rechnerischen Stützentragfähigkeit nach DIN 1045-1 wird auf eine weitere Tragfähigkeitserhöhung infolge der Umschnürung des Betonkerns verzichtet.		11/2005
408	08.06.5		Darf bei der Ermittlung des Bemessungswertes der Vertikallast $F_{\text{Ed}}$ der Abminderungsfaktor $\alpha_n$ nach DIN 1055-3 Abs. 6.1 (8) für die veränderlichen Lasten angesetzt werden?	Ja. Die statistischen Abminderungsmöglichkeiten der Einwirkungen für die Bestimmung der Bemessungswerte der Vertikallasten dürfen für alle Nachweise angesetzt werden. Dabei dürfen natürlich nur die $n$ Geschosse berücksichtigt werden, die oberhalb der betrachteten Stütze Nutzlasten eintragen.		04/2011
62	08.06.5		Wie sollen nach DIN 1045-1 die einspannenden Bauteile für die Momente aus Theorie II. Ordnung bemessen werden? Wie kann man aus der Vielzahl der möglichen Kombinationen die für die einspannenden Bauteile relevanten erkennen?	<i>Stahlbetontragwerke einschließlich der Gründungskörper werden grundsätzlich mit den Bemessungswerten der Einwirkungen und Widerstände nach DIN 1055-100 / DIN 1045-1 in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit nachgewiesen. An den Schnittstellen zwischen Bauwerk und Baugrund (z. B. Bodenfuge) werden charakteristische Werte der Beanspruchungen übergeben. Davon ausgehend wird der Baugrund mit den Bemessungswerten, Einwirkungskombinationen und Teilsicherheitsbeiwerten nach DIN 1054:2003-01 nachgewiesen. Wie die maßgebenden Beanspruchungskombinationen für die Querschnitts- oder für die Stützenbemessung aus Gleichgewichtsbeziehungen gezielt ermittelt werden können, wurde u. a. in dem Aufsatz: Quast, U.: Neue Bemessungskonzepte mit alten Verfahren? Beton- und Stahlbetonbau 97 (2002), H. 11, 576-583, behandelt. Die für die Stützenbemessung maßgebende Beanspruchungskombination nach Theorie II. Ordnung muss nicht die mit der größten Biegebeanspruchung sein, weshalb sie auch nicht für die Bemessung der einspannenden Bauteile maßgebend sein muss.</i>		07/2004
62	08.06.5		Fall A: Ist es korrekt, wenn z. B. bei einem Köcherfundament die Momente aus Theorie II. Ordnung für den Köcher berücksichtigt werden, für die Bemessung der Bodenpressung und der Bodenplatte jedoch nicht mehr?	<b>Fall A: Köcherfundament für schlanke Stützen:</b> Bemessung der zur Stütze parallelen Zugbewehrung im Köcher mit der Kombination der Beanspruchungen nach Theorie II. Ordnung, die das größte Moment um die Druckzonenresultierende im Köcher ergibt (Bemessungskombination nicht unbedingt identisch, aber analog zur Stützenbemessung). Bemessung der Fundamentplatte mit der Kombination der Beanspruchungen nach Theorie II. Ordnung (und der zugehörigen Bodenpressung), die die größte Biegebeanspruchung der Fundamentplatte ergibt. Nachweis des Baugrunds mit der nach DIN 1054:2003-01 maßgebenden Beanspruchungskombination.		07/2004
62	08.06.5		Fall B: Auf einer dicken Platte mit Pfahlgründung stehen Kragsstützen. Diese werden nach dem Modellstützenverfahren bemessen. Die Momente nach Theorie II. Ordnung werden im Einspannbereich ebenfalls für die Plattenbemessung berücksichtigt, nicht jedoch für die Ermittlung der Pfahlkräfte.	<b>Fall B: Dicke, pfahlgegründete Platte mit auskragenden schlanken Einzelstützen:</b> Bemessung der Platte mit der Kombination der Beanspruchungen nach Theorie II. Ordnung, die die größte Biegebeanspruchung ergibt. Nachweis der Pfähle mit der maßgebenden Kombination der Beanspruchungen entsprechend DIN 1054:2003-01, Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau.		07/2004
62	08.06.5		Fall C: Bei beiden Fällen A und B treten große Anpralllasten auf, die bei den Stützen als außergewöhnliche Lasten berücksichtigt werden. Für die Einspannung werden sie berücksichtigt, nicht jedoch für die Bodenpressungen oder Pfahlkräfte.	<b>Fall C: wie Fall A oder B mit Anprall-Lasten:</b> Nachweis der Einspannung (Köcher, Stützenanschluss) mit der Kombination der Beanspruchungen nach Theorie II. Ordnung. Nachweis der Gründung mit der nach DIN 1054:2003-01, Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau, maßgebenden Beanspruchungskombination.		07/2004

Lfd.	Abschn.	Abs.	Frage	Auslegung	Stellungnahme	Dat.
306	08.06.8	(5)	In 8.6.8 (5) wird für die Auflagerkonstruktion ein Mindesttorsionsmoment vorgeschrieben. Da das Moment $T_{ED}$ nach Gl. 47 nur die Reaktion auf die Beanspruchung aus dem Träger darstellt, ist das Torsionsmoment doch in gleicher Größe auch im Träger anzunehmen. Muss dann für jeden schlanken Träger der Nachweis der Überlagerung von Querkraft und Torsion mindestens mit dem Torsionsmoment $T_{ED}$ nach Gl. 47 geführt werden?	Nein. Das Mindesttorsionsmoment nach Gl. 47 ist durch die Mindesttorsionsbewehrung im Träger abgedeckt. Die Bügel im Endbereich der Träger und die Endverankerung der Längsbewehrung müssen jedoch so ausgebildet werden, dass die Einleitung des Mindesttorsionsmomentes nach Gl. 47 am Trägerende sichergestellt ist.		06/2006
314	08.06.8	(5) Gl. 47	Ist das nach Gl. 47 anzusetzende Torsionsmoment für die Auflagerkonstruktion auch in die weiterführenden Bauteile (Stützen, Fundamente etc.) einzuleiten und nachzuweisen?	Ja. Das Mindesttorsionsmoment zur Sicherstellung einer ausreichenden Gabelrobustheit greift jedoch nur, wenn keine genaueren Berechnungen des einwirkenden Torsionsmomentes vorgenommen wurden (z. B. wegen Erfüllung der Gl. (46)).		03/2007
317	08.06.8	(5)	In der Auslegung Nr. 306 wird ausgeführt, dass das Mindesttorsionsmoment nach Gl. 47 durch die einzubauende Mindesttorsionsbewehrung abgedeckt ist. Ist hier die Mindestquerkraftbewehrung gemeint? Bei Berechnung der Kippsicherheit von Bindern können sich nicht unerhebliche Torsionsmomente ergeben, die zu einer größeren Torsionsbewehrung führen. Ist vor diesem Hintergrund die o. g. Vereinfachung gerechtfertigt?	Unter „Mindesttorsionsbewehrung“ ist die Mindestquerkraftbewehrung nach 13.2.3 (5) und Tab. 31, das Schließen der Bügel nach Bild 56 g) oder h) und die Anordnung von Längsstäben in jeder Querschnittsecke mit $s \leq 350$ mm zu verstehen. Diese reicht aus, wenn wegen der Erfüllung der Gl. (46) das Kippen durch ausreichende Querbiegesteifigkeit eines breiten Druckgurtes sichergestellt und die Eigentorsionssteifigkeit des Trägers unwesentlich ist. In den Fällen, wo Torsionsmomente berechnet und nachgewiesen werden müssen, ist natürlich die erforderliche Torsionsbewehrung einzulegen.		03/2007
372	08.06.8	(5) Gl. 47	Dimension in Gl. (47) für $T_{Ed}$ ? Es wird ein Moment mit einer Kraft und einer Länge gleichgesetzt. Die Kraft $V_{Ed}$ wird als "Auflagerkraft rechtwinklig zur Trägerachse" definiert. Ist dies die nach unten wirkenden Auflagerkraft?	Torsionsmoment = Querkraft * ungewollte Lastausmitte [kNm] $V_{Ed}$ - Auflagerkraft in Beanspruchungsrichtung, im Regelfall bei vertikaler torsionserzeugender Einwirkung die dazugehörige vertikale Auflagerkraft.		08/2007
178	09.01.7	Tab. 9	Welcher E-Modul ist zur Bauteil-Steifigkeit für die Ermittlung der Schnittgrößen zu berücksichtigen, $E_{com}$ oder $E_{cm}$ ? Mit welchen Werten ist der Schubmodul für die Bauteil-Steifigkeit zur Ermittlung der Schnittgrößen anzusetzen? Wie ist der stärkere Abfall der Torsionssteifigkeit gegenüber der Biegesteifigkeit infolge Rissbildung zu berücksichtigen?	Die Bauteilsteifigkeiten werden mit dem Sekantenmodul $E_{cm}$ nach DIN 1045-1, Ber 2, ermittelt. Der Schubmodul $G_{cm}$ wird von $E_{cm}$ nach den Regeln der Festigkeitslehre abgeleitet. Der Abfall der Torsionssteifigkeit ist ingenieurmäßig abzuschätzen.		07/2005
263	09.01.7	(2) (3)	Muss die Verminderung des Bemessungswertes der einaxialen Druckfestigkeit nach DIN 1045-1, 9.1.7 (2) bzw. (3), für die Biegebemessung von zweiachsig gespannten Platten berücksichtigt werden, da die Druckzone der einen Bewehrungsrichtung durch evtl. vorhandene Querkraftspannungen in der anderen Richtung geschwächt sein könnte?	Die Abminderung der einaxialen Druckfestigkeit ist insbesondere bei örtlich begrenzten Festigkeitsbetrachtungen zu berücksichtigen (z. B. bei Stabwerkmodellen). Bei üblichen Flächentragwerken (z. B. bei zweiachsig gespannten Platten) darf auf eine Abminderung verzichtet werden, da diese i. d. R. über ein ausreichendes Umlagerungspotenzial verfügen.		03/2007
10	09.02.4	(1)	Warum wird der Bemessungswert der Betonstahlspannung nicht auch im elastischen Bereich mit dem Sicherheitsbeiwert vermindert?	Der E-Modul des Betonstahls darf genügend genau mit dem Mittelwert $E_s = 200.000$ MPa angenommen werden. Da die Standardabweichung des E-Moduls vom Mittelwert kleiner ist als die Standardabweichung der Streckgrenze des Betonstahls würde eine affine Verzerrung der Spannungsdehnungslinie zu ungünstige Werte liefern. Die Herabsetzung des E-Moduls würde nur geringe Auswirkungen auf die Bemessung der Betonstahlbewehrung haben und auch nur in solchen Fällen, in denen der Betonstahl nicht bis zum Bemessungswert der Streckgrenze $f_{yd}$ ausgelastet ist, z. B. bei Druckkraft mit kleiner Ausmitte.		07/2004
61	09.02.4	(3)	Warum wurde die Stahldehnung auf $\varepsilon_{su} = 25$ ‰ erhöht?	Entsprechend DIN 1045-1, Tab. 11 wird bei normalduktilen Stahl (Klasse A) von einer charakteristischen Stahldehnung unter Höchstlast $\varepsilon_{uk} \geq 25$ ‰ ausgegangen. Es handelt sich dabei um einen produktspezifischen Kennwert, der durch die für die Bemessung nach DIN 1045-1 verwendbaren Betonstähle nach DIN 488 und allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen erfüllt wird (vgl. DafStb-Heft 525, Teil 1, zu 9.2.2(1)). Durch die Trennung in Nachweise zur Sicherstellung der Tragfähigkeit und Nachweise zur Sicherstellung der Gebrauchstauglichkeit in DIN 1045-1 ist bei der Bemessung im Grenzzustand der Tragfähigkeit gegenüber DIN 1045(07.88) keine Beschränkung der Stahldehnung auf den dort zur Sicherstellung der Gebrauchstauglichkeit angegebenen Wert $\varepsilon_{su} = 5$ ‰ mehr notwendig.		07/2004

Lfd.	Abschn.	Abs.	Frage	Auslegung	Stellungnahme	Dat.
39	09.04	(4)	Nach DIN 1055 - 100 ist der Wichtungsfaktor für Einwirkungen aus Erdbeben $\gamma_1$ nach DIN 4149-1 anzusetzen. Der Faktor fehlt in der DIN 4149 (1981). Dort werden die Schnittgrößen zur Bemessung nach DIN 1045 (1988) durch den Faktor 1,75 geteilt. Wie sind die nach DIN 4149 ermittelten charakteristischen Einwirkungen aus Erdbeben zur Bemessung nach DIN 1045-1 (2001) in Bemessungswerte umzurechnen?	DIN 1055-100 bezieht sich nicht auf DIN 4149-1 (1981), sondern auf die geplante neue DIN 4149-1, die derzeit im Entwurf vorliegt. Dort wird $\gamma_1$ als Bedeutungsbeiwert definiert (siehe Abschnitt 5.4). Da die neue DIN 4149-1 noch nicht eingeführt ist, gilt folgende Übergangsregelung: Die Einwirkungen infolge von Erdbeben werden nach der noch gültigen DIN 4149-1 (1981) ermittelt und als Bemessungswerte $A_{Ed}$ mit dem Wichtungsfaktor $\gamma_1 = 1,0$ eingesetzt. Der Bemessungswert des Tragwiderstands $R_d$ wird vorerst – auf der sicheren Seite liegend – mit den Teilsicherheitsbeiwerten nach DIN 1045-1, Tabelle 2, für die ständige und vorübergehende Bemessungssituation, also mit $\gamma_c = 1,50$ und $\gamma_s = 1,15$ bestimmt.		07/2004
265	10.02		...Betonzugspannungen dürfen im Allgemeinen nicht angesetzt werden'. Was ist unter 'im Allgemeinen' zu verstehen? In der Fußnote sind z. B. Fundamente als Ausnahme aufgeführt. Welche Bauteile gehören noch zu diesen Ausnahmen?	Es muss die Anforderung einer ausreichenden Zuverlässigkeit des Bauteils erfüllt werden. Dies ist nur gegeben, wenn das System bzw. das Bauteil auch nach einer möglichen Rissbildung (z. B. durch nichterfasste Zwangsbeanspruchungen) eine ausreichende Robustheit besitzt. Für Fundamente kann dies im Allgemeinen als gegeben angenommen werden, da ausreichende Systemreserven vorhanden sind.		03/2007
68	10.02	(2)	Gemäß welcher Grundlage dürfen unbewehrte Fundamente ausgeführt werden? Wie sind die unbewehrten Einzelfundamente nachzuweisen? Braucht bei unbewehrten Einzelfundamenten nur ein Spannungsnachweis (ohne Berücksichtigung des räumlichen Spannungszustandes) geführt werden? Darf die Momentenverteilung am Stützenanschnitt über die Fundamentbreite gleichmäßig verteilt werden?	Die Grundlage für die Bemessung unbewehrter Bauteile ist Abschnitt 10.2 (2). Die Betonzugspannungen dürfen bei Fundamenten gemäß Fußnote 9) angesetzt werden. Dabei sind die Hauptzugspannungen im Zustand I abzudecken. Die Momentenverteilung am Stützenanschnitt ist in Einzelfundamenten entsprechend DAfStb-Heft 240 unter der Stütze zu konzentrieren.		03/2005
135	10.02	(2)	Dürfen biegebeanspruchte Winkelstützwände als Ausnahme (wie Fundamente) im Sinne der Fußnote 9) eingestuft und mit Berücksichtigung der Betonzugfestigkeit bemessen werden, und welche anderen Ausnahmen gibt es noch?	Biegebeanspruchte Winkelstützwände dürfen nicht mit Berücksichtigung der Betonzugfestigkeit bemessen werden. Ausnahmen sind untergeordnete Bauteile nach Liste C des DIBt (z. B. Stützwände mit max. 1 m-Geländesprung).		07/2005
239	10.02	(2)	Eine Deckenplatte wirkt als Einfeldträger (einachsig gespannt an den Auflagern gelenkig) mit 2 m Spannweite und einer geringen Verkehrslast (ohne weitere „maßgebende“ Zwängungen, z. B. Herstellung als Fertigteil, gleiche Luftfeuchtigkeit und Temperaturbedingungen) und kann mit C25/30 als unbewehrtes Bauteil gemäß DIN 10.3.7 mit $f_{ctd} = 1$ N/mm <sup>2</sup> im ungerissenen Zustand linear elastisch nachgewiesen werden. Das heißt, dass keine Risse unter Gebrauchslasten auftreten, keine Umlagerung im Querschnitt hin zum Fachwerkmodell vorausgesetzt wird (Duktilität nach 5.3.2) und keine unzulässig hohen Verformungen zu erwarten sind. Darf in solchen Fällen die Mindestbewehrung nach 13.1.1 entfallen?	Nach 10.2 (2) darf die Betonzugfestigkeit nur in bestimmten Fällen anstelle von Bewehrung für die Grenzzustände der Tragfähigkeit angesetzt werden. Dies ist für Biegebauteile ausnahmsweise für Fundamente zugelassen, weil die Boden-Bauwerk-Interaktion ein duktileres Bauteilversagen ermöglicht. Für eine unbewehrte Deckenplatte als Biegebauteil ohne große Normaldruckkraft kann die Duktilität wegen der großen Ausmitte über 5.3.2 (4) nicht nachgewiesen werden, Mindestbewehrung ist erforderlich. Alternativ wäre z. B. ein Nachweis der unbewehrten Decke über ein Betondruckbogenmodell mit Abstützung der Horizontalkräfte im Auflager denkbar (Analogie Mauerwerkskappe).		11/2005
231	10.02		Die alte DIN 1045 (07.88) enthielt unter 17.2.3 (2) den Hinweis, bei überwiegender Biegung nicht mehr als 1% der Betonfläche als Druckbewehrung in Rechnung zu stellen. Kann nach neuer DIN 1045-1 die Druckbewehrung bis zum Erreichen von insgesamt maximal 8 % Bewehrungsanteil angerechnet werden?	Druckbewehrung von ca. 1 % der Betondruckzone entspricht ungefähr der Tragfähigkeitssteigerung bei Biegung durch Übergang zu ein- bis zwei höheren Betonfestigkeitsklassen. Die Empfehlung der 1 %-Ausnutzung in DIN 1045(88) bezog sich auf die konstruktiv deutlich höheren Anforderungen (Verbügelung) bei größeren Druckbewehrungen. Bei sorgfältiger konstruktiver Durchbildung (z. B. im Sinne von 13.1.1 (5)) könnte auch mehr Druckbewehrung ausgenutzt werden. Sie sollte jedoch rechnerisch die Zugbewehrung nicht überschreiten.		11/2005
20	10.02		Ab wann darf der Abzug der vom Stahl verdrängten Betonfläche insbesondere bei hochbewehrten Querschnitten aus hochfesten Beton nicht mehr vernachlässigt werden?	Eine scharfe Grenze würde Betone mit einer Festigkeitsklasse knapp über gegenüber denen knapp unterhalb der Grenze benachteiligen. Ein gleitender Übergang würde gegenüber der genauen Lösung keine Verbesserung bringen. Hinweise dazu sind in DAfStb-Heft 525, Teil 2, Beitrag zu Abschnitt 10.1 „Zur Berücksichtigung der Nettobetonquerschnittsfläche bei der Bemessung von Stahlbetonquerschnitten mit Druckbewehrung“ gegeben. Bei Betonen der bisherigen Betonfestigkeitsklassen könnte im Hinblick auf die bisherige Praxis auf eine Berücksichtigung des Abzugs verzichtet werden. Grundsätzlich sollte ein Bemessungsprogramm die Option der genauen Berechnung enthalten.		07/2004

Lfd.	Abschn.	Abs.	Frage	Auslegung	Stellungnahme	Dat.
243	10.03		Wie geht beim Nachweis auf einen möglichen Verzicht einer Querkraft- oder Durchstanzbewehrung bei Platten bzw. Fundamenten nach Gl. 70 oder Gl. 105 die Stahlgüte der Längsbewehrung ein?	DIN 1045-1, 9.2.2 (1), sieht grundsätzlich nur <b>Betonstahl B500</b> vor. Da die Längsbewehrungsgrade in den Nachweisgleichungen für die Querkrafttragfähigkeit ohne Querkraft- bzw. ohne Durchstanzbewehrung indirekt die Betondruckzonentragfähigkeit abbilden sollen, können diese Gleichungen für Längsbewehrung niedrigerer Festigkeit wegen der dann tendenziell reduzierten Betondruckzone nicht o. W. verwendet werden.		11/2005
75 274	10.03		Wie bestimmt man die wirksame Breite $b_w$ in den Gln. 70, 74, 76 beim Kreisquerschnitt? Darf die Breite in Höhe der Nulllinie verwendet werden?	Als wirksame Breite ist der kleinere Wert der Querschnittsbreite zwischen dem Bewehrungsschwerpunkt (Zuggurt) und der Druckresultierenden (entspricht der kleinsten Breite senkrecht zum inneren Hebelarm $z$ ) zu verwenden.		01/2005
277	10.03		Mit welchem inneren Hebelarm ist für überdrückte bzw. überzogene Querschnitte mit polygonaler Querschnittsform, die erforderliche Querkraftbewehrung zu ermitteln? Wie wird in diesen Fällen die Breite $b_w$ ermittelt?	Querschnitte mit polygonaler Querschnittsform, können entsprechend wie Kreisquerschnitte behandelt werden, vgl. lfd. Nr. 75, 52 und 194		03/2006
171	10.03.1	(2)	Nach 10.3.1 (2) ist bei Balken eine Mindestquerkraftbewehrung einzubauen. Wie groß muss bei dieser Mindestquerkraftbewehrung der Anteil der Bügel sein? Der in 13.2.3 (2) angegebene Anteil (50 % der aufzunehmenden Querkraft) kann in dem Fall, dass nur Mindestquerkraftbewehrung erforderlich ist, nicht angesetzt werden.	Aus konstruktiven Gründen sollte die Mindestquerkraftbewehrung zu 100 % aus Bügeln bestehen.		05/2005
236	10.03.2	(1) (2)	Bei gleichmäßig verteilter Last und direkter Auflagerung erfolgt die Bemessung für die Querkraft im Abstand $d$ vom Auflager. An welcher Stelle erfolgt die Bemessung für eine Einzellast, die etwa $0,5 d$ vom Auflager entfernt ist? Nach alter DIN 1045 durfte die Bemessung generell an der Stelle $0,5 h$ erfolgen. Ist die Bemessung nach DIN 1045-1 an der Stelle $d$ nun nur noch für gleichmäßig verteilte Lasten möglich, so dass für eine Einzellast innerhalb des Abstandes $d$ der Wert $V_{Ed,red}$ bis zum Auflager mit Bügeln abzudecken ist?	Der Querkraftanteil von auflagnahen Einzellasten bis maximal $2,5 d$ vom Auflager darf gemäß 10.3.2 (2) auf $V_{Ed,red}$ abgemindert werden. Die für den abgeminderten Querkraftanteil ermittelte Querkraftbewehrung ist im Bereich zwischen dem Auflager und der Einzellast einzulegen, wie im Bild H10-3 des DAfStb-Hefts 525 dargestellt.		11/2005
131	10.03.2	(1) (2)	Darf eine auflagnahen Einzel- oder Linienlast auf einer Kragplatte/ Kragbalken für den Querkraft-Nachweis abgemindert werden?	Die auflagnahen Lastanteile bei Kragplatten bzw. -balken dürfen wie bei anderen Platten und Balken abgemindert werden.		07/2005
51	10.03.3	(1)	Darf für den Wert $A_{s1}$ nur die tatsächlich erforderliche Zugbewehrung $A_{s,eff}$ aus einer Biegebemessung mit einem Moment und einer Normalkraft zugehörig zu $V_{Ed}$ angesetzt werden, oder darf hierfür die gesamte Bewehrung $A_{s,vorh}$ angesetzt werden, die in der Zugzone liegt?	$A_{s1}$ ist die tatsächlich vorhandene Fläche der Zugbewehrung.		07/2004
53	10.03.3	(1)	Welche Forderung besteht bezüglich Verankerung von $A_{s1}$ bei indirekter Stützung? Bild 32 gibt für direkte Stützung die gleiche Verankerungslänge wie Gl. 149 (Endauflager) an. Für indirekte Stützung wird jedoch gem. Wortlaut in 10.3.3: Betrachteter Querschnitt = Auflager, ab dort erforderlich $d + l_{b,net}$ . Das ist eine um das Maß $d$ größere Verankerungslänge, als nach Gl. 150 (Endauflager) erforderlich wäre. Kaum realisierbar.	Im Wortlaut von 10.3.3 ist die indirekte Lagerung gar nicht angesprochen. Im Bild 32 bezieht sich das Maß $d$ eindeutig für einen Nachweis entfernt vom Auflager. Bild 32 gibt für eine direkte Lagerung $2 l_{b,net} / 3$ nach Gl.(149) als wirksame Verankerungslänge am Endauflager an. Entsprechend würde Gl.(150) für eine indirekte Lagerung zutreffen.		07/2004
79	10.03.3	(1) Gl. (70)	Darf bei Vorspannung mit sofortigem Verbund nicht nur die Spannstahlfläche entsprechend des verankerten Kraftanteils nach Bild 17 der DIN 1045-1 bei der Bestimmung von $A_{s1}$ berücksichtigt werden?	Für die anzurechnende Fläche $A_{s1}$ gilt die in 10.3.3 (1) und im Bild 32 angegebene Definition, dass nur die wirksam verankerte Fläche angerechnet werden darf. Die Verankerungslänge der Spannstahlbewehrung im sofortigen Verbund ist nach Abschnitt 8.7.6 nachzuweisen.		03/2005
252	10.03.3	(1) Gl. (70)	Bei der Berechnung des Bemessungswertes der Querkrafttragfähigkeit mit Gl. (70) darf die Spannstahlfläche $A_{s1}$ bei Vorspannung mit sofortigem Verbund voll angerechnet werden. In wie fern darf die Spannstahlfläche bei Vorspannung mit nachträglichem Verbund angerechnet werden?	Die Spannstahlfläche bei Vorspannung mit nachträglichem Verbund darf nicht in Gl. (70) angerechnet werden, da der Verbund schlechter ist und die Spannglieder i. d. R. im Auflagerbereich nicht am Zugrand liegen.		03/2006

Lfd.	Abschn.	Abs.	Frage	Auslegung	Stellungnahme	Dat.
245	10.03.3	Bild 32	Nach Bild 32 ist für die Ermittlung von $\rho_1$ am Endauflager die untere Bewehrung und an der Innenstütze die obere Bewehrung anzusetzen. Unklar ist, welche Bewehrung bei einem Endfeld mit Kragarm für den Querkraftnachweis im Feld anzusetzen ist. Wenn bei einem kleinen Kragarm die obere Bewehrung (wesentlich kleiner als die untere Feldbewehrung) auch für den im Endfeld gelegenen Schnitt angesetzt würde, ergäbe sich eine erheblich geringere Querkrafttragfähigkeit $V_{Rd,ct}$ im Vergleich zum Endfeld ohne Kragarm. Bei kurzem Kragarm und großem Endfeld würde für den im Endfeld gelegenen Schnitt Querkraftbewehrung erforderlich, wenn die obere Bewehrung des Kragarms zur Ermittlung von $\rho_1$ einzusetzen wäre?	Entscheidend ist, ob im Bemessungsschnitt für die Querkraft im Endfeld (z. B. im Abstand $d$ vom Auflagerrand) das Stützmoment aus dem Kragarm zu Zugspannungen an der Bauteiloberseite führt oder dort schon infolge des Feldmomentes Zugspannungen an der Bauteilunterseite auftreten. Die Zugseite des Querschnitts bestimmt immer die Lage des Querkraftfachwerkes und damit den mit $\rho_1$ anzusetzenden Zuggurt. Alternativ kann z. B. in einer Nachverfolgung der aus dem Kragarm und dem Endfeld in das Auflager abzuleitenden Querkräfte über ein Stabwerkmodell nach 10.6 die erforderliche Querkraftbewehrung im Endfeld nachvollzogen, ggf. optimiert werden.	11/2005	
351	10.03.3	Gl. (70)	Der Vorfaktor 0,10 in Gl. (70) DIN 1045-1 wurde für einen Bezugszeitraum von 50 Jahren ermittelt. Im Tiefbau werden häufig Bauwerke mit einer wesentlich kürzeren Standzeit, die keine Dauerbauwerke sind, errichtet. Wie kann man die verkürzte Standdauer von z. B. Hilfsstollen berücksichtigen?	Im Rahmen von DIN 1045-1 wird eine kürzere Standzeit auf der Widerstandsseite nicht berücksichtigt; allenfalls kann dies beim Bemessungswert der Einwirkungen geschehen.	08/2007	
352	10.03.3	Gl. (70)	Spielt bei der Berechnung des Längsbewehrungsgrades $\rho_1$ die Streckgrenze der Längsbewehrung $A_{sl}$ keine Rolle? Ist der Bewehrungsgrad bei abweichenden Stahlfestigkeiten (gegenüber BSt 500) umzurechnen (im Bestand) oder ist Gl. (70) dann nicht anwendbar?	Über den Längsbewehrungsgrad wird die Höhe der Betondruckzone und eine Dübelwirkung empirisch abgebildet. Der Betonstahl ist dabei nicht ausgenutzt, d. h. das Querkraftversagen tritt bei Stahlspannungen $\sigma_s < f_{sy}$ ein. Somit wirken sich abweichende Stahlfestigkeiten nicht aus.	08/2007	
409	10.03. 10.05		Beim Nachweis der Querkrafttragfähigkeit als auch beim Nachweis gegen Durchstanzen geht die Normallängsspannung $\sigma_{cd}$ ein. Sind neben planmäßigen äußeren Einwirkungen auch Normalkraftbeanspruchungen aus Zwang zu berücksichtigen (Hydratation, Schwinden, Kriechen, Temperatur)?	Zwang infolge von aufgezwungenen, behinderten Bewegungen oder Verformungen, z. B. aus Baugrundsetzungen, Temperaturdifferenzen oder zeitabhängigen Betonverformungen, ist nach DIN 1055-100, Anhang A (Bemessungsregeln für Hochbauten) als veränderliche Einwirkung zu betrachten. In der Regel bauen sich jedoch Zwangsspannungen durch Rissbildung weitgehend ab. Davon wird insbesondere im GZT ausgegangen. Zur Kontrolle der Rissbildung und zur Vermeidung spröden Versagens werden daher Mindestbewehrungen eingelegt, wenn nicht andere konstruktive Maßnahmen ergriffen werden. Bei gleichzeitigem Auftreten von Last und Zwang ist eine Überlagerung der beiden Belastungsarten erst dann erforderlich, wenn die Zwangsdehnung allein größer als 0,8 ‰ wird. Für gewöhnliche Zwangsbeanspruchungen infolge Schwinden und Temperaturunterschieden aus abfließender Hydratationswärme oder Witterungseinflüssen ist erfahrungsgemäß keine Überlagerung von Zwangs- und Lastschnittgrößen erforderlich. Für den Fall, dass eine Überlagerung von Last und Zwang erforderlich ist, sollte die tatsächliche Steifigkeit im Zustand II berücksichtigt werden. --> Zum Durchstanzen siehe auch Nr. 410	04/2011	
24 54 87 88 97 111 112 127 136	10.03.4	(2)	Der Hebelarm $z$ darf zu $z = 0,9d$ abgeschätzt werden; diese Regelung wird ergänzt um die zusätzliche Bedingung $z = d - 2c_{nom}$ mit $c_{nom}$ als Betondeckung der Längsbewehrung in der Druckzone. Ist die 2. Bedingung generell einzuhalten oder nur bei statisch erforderlicher Längsbewehrung in der Druckzone? Gilt diese Abgrenzung generell für Stahlbeton- und Spannbetonbauteile und auch für Deckenplatten?	Das der Querkraftbemessung zugrunde liegende Modell erfordert für Balken und Platten, dass die Bügel die Betondruckzone umschließen (vgl. DAFStb-Heft 525, Teil 1, zu 10.3.4(2)). Diese Forderung wird vereinfacht durch die Bedingung $z \leq d - 2c_{nom,l}$ sichergestellt. Die Bedingung gilt unabhängig davon, ob eine Längsbewehrung in der Druckzone vorhanden ist oder nicht. Bei großen Betondeckungen der Längsbewehrung ist als obere Grenze für den Hebelarm auch $z = d - c_{nom,l} - 30$ mm (30 mm analog XC1) zulässig. Für den Nachweis der Zugkraftdeckung nach Bild 66 wird der Hebelarm aus der Biegebemessung verwendet. <i>Anmerkung: Die Bedingung greift i. Allg. für Bauteile mit geringer Nutzhöhe (Platten). Zusammen mit der Regelung <math>d \geq 160</math> mm aus 13.3.1 entspricht dies der Beschränkung auf <math>\tau_{02}</math> bei dünnen Platten nach DIN 1045:1988-07.</i>	07/2004 11/2004	
194	10.03.4	(2)	Ist die Vorgabe $z \leq d - 2c_{nom}$ aus 10.3.4 (2) auch bei überzogenen Querschnitten gültig? $z$ ist in diesem Fall immer der Abstand der Zugbewehrungen. Die Bügel umschließen die Zugbewehrungen.	Bei überzogenem Querschnitt darf für $z$ der Abstand der Zugbewehrungen angesetzt werden, wenn Bügel die Längszugbewehrungen umfassen.	07/2005	



Lfd.	Abschn.	Abs.	Frage	Auslegung	Stellungnahme	Dat.
14	10.03.4	(3)	Nach Gl. (73) zur Begrenzung der Druckstrebenneigung kann der $\cot \theta$ negativ werden, da der Quotient $V_{Rd,c}/V_{Ed}$ größer 1 werden kann. Gelten für die äußeren Grenzen der zulässigen Druckstrebenneigung in jedem Fall $\theta = 18,4^\circ$ (für Normalbeton) und $\theta = 60^\circ$ ? Ist die Normenregelung, wonach in Gl. (73) $V_{Rd,c}$ nach Gl. (74) und nicht $V_{Rd,ct}$ nach Gl. (70) als Bezugsgröße gewählt wird, konsequent?	Der Quotient $V_{Rd,c}/V_{Ed}$ wird nicht $> 1,0$ , da bei geringen Querkraftbeanspruchungen die Mindestbügelbewehrung maßgebend wird und ein Nachweis entfällt (vgl. DAFStb-Heft 525, Teil 1, zu 10.3.4(3) und Bild 9 in [H10-1] ebenda). Die Normenregelung nach Gl.(73) und (74) ist konsequent, da $V_{Rd,ct}$ nach Gl. (70) nur für Bauteile ohne Querkraftbewehrung gilt und keine sinnvolle Bezugsgröße für Bauteile mit Querkraftbewehrung darstellt (vgl. auch [H10-1]).		07/2004
24	10.03.4	(3)	Darf die Neigung $\theta$ der Druckstrebe an jeder Nachweisstelle längs der Trägerachse neu bestimmt werden? Oder ist der ungünstigste Wert konstant anzunehmen?	Eine schnittweise Betrachtung ist bei dem der Querkraftbemessung zugrunde liegenden Fachwerkmodell nicht sinnvoll. Die Neigung $\theta$ der Druckstreben darf bereichsweise ermittelt werden. Die Druckstrebe hat im Fachwerkmodell eine räumliche Ausdehnung von $(z \cot \theta)$ , d. h. $\theta$ bleibt innerhalb dieser Länge konstant. <i>Anmerkung: In Bild 68 ist die Bereichslänge, in der mit einem konstanten Wert <math>V_{Rd,sy}</math> gerechnet werden darf, mit <math>d</math> angegeben. Diese Regelung ist damit nicht ganz konsistent zu dem vorher Ausgeführten.</i>		07/2004
91	10.03.4	(3)	Wenn ein Querschnitt mit geringer Querkraft und Torsion beansprucht wird und Gleichung (87) des Abschnitts 10.4 nicht erfüllt wird, ergibt sich in der Gleichung (73) für sehr kleine Werte von $V_{Ed}$ $0,58 < \cot \theta < 0,01$ oder ähnlich. Ist das nicht mathematischer Unfug?	Für kleine Werte von $V_{Ed} < V_{Rd,c}$ ist Gl.(73) nicht gültig. Hier ist die Mindestbügelbewehrung vorzusehen. Formal wird dem Rechnung getragen durch die Grenzen $0,58 \leq \cot \theta \leq 3,0$ , die den Anwendungsbereich der Gl.(73) begrenzen.		11/2004
194	10.03.4	(5)	Mit Gl. (73) wird $\theta$ durch eine untere und obere Grenze beschränkt. Gleichzeitig wird in 10.3.4 (5) für Biegung und Längszugkraft vereinfacht die Druckstrebenneigung $\cot \theta = 1,0$ also $45^\circ$ zugelassen. Im DAFStb-Heft 525 steht: „Bei Längszugbelastung sollte ( $\cot \theta = 1$ ) eingehalten werden.“ Bei zugbeanspruchten Querschnitten ist es möglich, dass $\theta$ nach Gl. (73) über $45^\circ$ liegt. Dies steht im Widerspruch zur pauschalen Vorgabe $\theta = 45^\circ$ bei Zugbeanspruchung mit Querkraft. Welcher Winkel sollte gewählt werden?	Die Vereinfachung für $\cot \theta$ nach 10.3.4 (5) darf uneingeschränkt verwendet werden, auch wenn sich nach Gl. (73) $\cot \theta < 1,0$ ergibt.		07/2005
113	10.03.4	(6)	Unterzüge sind jetzt durch die Begrenzung $V_{Rd,max}$ früher an der Tragfähigkeitsgrenze. Eine Abhilfe ist die Anordnung von Schrägbewehrung. Damit lässt sich die Tragfähigkeit maximal verdoppeln ( $\cot 1,0 \alpha = 45^\circ$ ). Schräge Bügel lassen sich aber auf der Baustelle nicht durchsetzen. Nach 13.2.3 (2) müssen mindestens 50 % der Querkraftbewehrung Bügel sein. 1) Darf bei der Kombination von lotrechten Bügeln und aufgebogenen Eisen für den Nachweis von $V_{Rd,max}$ ein mittlerer Winkel aus den anteiligen Querschnitten gebildet werden? 2) Darf dabei der Schrägeisenanteil übergewichtet werden, wenn insgesamt mehr Querkraftbewehrung eingebaut wird (d. h. der Bügelanteil auf rechnerisch 50 % reduziert wird)?	Die maximale rechnerische Querkrafttragfähigkeit ist in DIN 1045-1 gegenüber 1045 (1988) deutlich erhöht. Mit Schrägaufbiegungen muss ebenfalls ein Fachwerk für den entsprechenden Lastanteil möglich sein. Nach der Fachwerkanalogie ergibt sich für eine geneigte Querkraftbewehrung eine höhere Druckstrebentragfähigkeit als für eine senkrechte Bewehrung (Gl. 77). Werden Querkraftbewehrungen mit unterschiedlichen Winkeln $\alpha$ zur Schwerachse verwendet, darf $V_{Rd,max}$ je Bewehrungsrichtung anteilig ausgenutzt werden. Nach Aufteilung der einwirkenden Querkraft $V_{Ed}$ auf die beiden Querkraftbewehrungen mit den Winkeln $\alpha_1$ und $\alpha_2$ zur Schwerachse, gilt für die Maximaltragfähigkeit: $(V_{Ed,\alpha1} / V_{Rd,max,\alpha1}) + (V_{Ed,\alpha2} / V_{Rd,max,\alpha2}) \leq 1,0$ Zu Frage 1: Nein Zu Frage 2: Nein, mindestens 50 % der aufzunehmenden Querkraft müssen durch Bügel abgedeckt sein.		05/2005
434	10.03.4	(7)	Querkraftbemessung für wendelbewehrte Bauteile: Wenn gleichzeitig positive und negative Querkraften aufzunehmen sind, ist die Annahme für die geneigten Wendelschenkel von $\alpha > 90^\circ$ unerlässlich. In diesem Fall haben Druck- und Zugstreben zwar die gleiche Neigungsrichtung, aber das Zugelement ist wesentlich steiler und somit liegt kein Widerspruch zum Fachwerkmodell vor. Da in diesem Fall $\cot \alpha$ negativ ist, ergibt sich eine Abminderung gegenüber senkrecht stehenden Bügeln. Für $\alpha < 90^\circ$ ergibt sich eine Vergrößerung. Ist es gerechtfertigt, mit dem Mittelwert zu arbeiten, also wie bei senkrecht stehenden Bügeln oder ist nur eine Abminderung gemäß $\alpha > 90^\circ$ zulässig?	Die Anwendungsregel 13.2.3 (1), dass die Querkraftbewehrung mit der Schwerachse des Bauteils einen Winkel von $\alpha = 45^\circ$ bis $90^\circ$ bilden sollte, ist bei wendelbewehrten Bauteilen mit wechselnden Querkraften jeweils für einen Wendelschenkel und für eine Querkraftbeanspruchung eingehalten. Somit kann die Querkraftbemessung hierfür rechnerisch durchgeführt werden. Dabei sind die Höchstabstände für die Querkraftbewehrung nach 13.3.3 (4) einzuhalten. Wendelschenkel, die in Richtung der Druckstreben geneigt sind, dürfen i. d. R. nicht mit den Querkrafttragfähigkeiten der DIN 1045-1 angerechnet werden.		06/2012
92	10.03.4	(9)	Wie ist der Unterschied bei der Berücksichtigung des Längskraftzuwachses infolge der Schubkraft mittels $\Delta F_{sd}$ nach 10.3.4 (9) zur Einführung über das Versatzmaß $a_1$ nach 13.2.2 (3) im Stützenbereich (D-Bereich) zu interpretieren?	Die Anwendung des Versatzmaßes ist in 13.2.2 (3) mit Bild 66 erläutert. Mit Bild 33 im Abschn. 10.3.4 sowie mit Bild H10-5 in DAFStb-Heft 525 wird verdeutlicht, dass die Regelungen in 10.3.4 sich nur auf B-Bereiche beziehen.		11/2004

Lfd.	Abschn.	Abs.	Frage	Auslegung	Stellungnahme	Dat.
52	10.03.4		Wie erfolgt die Querkraftbemessung für vollständig überdrückte oder überzogene Querschnitte?	Bei völlig überdrückten oder überzogenen Querschnitten wird $V_{Rd,ct}$ nach Gl.(70) oft nicht überschritten; der Nachweis ist problemlos mit $N_{Ed} < 0$ bei Druck bzw. $N_{Ed} > 0$ bei Zug. Alternativ kann bei überdrückten Querschnitten der Nachweis nach Gl. (72) geführt werden. Bei $V_{Ed} > V_{Rd,ct}$ erfolgt der Nachweis nach Abschn. 10.3.4.		07/2004
25	10.03.5	(3)	Nach Satz (3) darf für $\sigma_{cd}$ die mittlere Betonlängsspannung im anzuschließenden Gurtabschnitt angesetzt werden. Ist diese Betonlängsspannung nur aus der Längskraft $N_{Ed}$ zu bestimmen oder auch aus Druckkraft – bzw. der Zugkraft in Zuggurten – infolge Biegung?	Die Spannung $\sigma_{cd}$ ist die mittlere Betonlängsspannung im anzuschließenden Gurtabschnitt, also die Spannung im betrachteten Gurt, d. h. bei Balken i. Allg. nur infolge Biegung (siehe auch DAfStb-Heft 525, Teil1, zu 10.3.5 und insbesondere Bild H10-11).		07/2004
108	10.03.5		Während bei Druckgurten die im Gurt vorhandenen Drucknormalkräfte günstig für das Schubtragverhalten sind, liegt der Fall bei Gurten im Zugbereich (Durchlaufsysteme) genau umgekehrt. Kann der günstige Einfluss einer Drucknormalkraft beim Nachweis der Schubtragfähigkeit Gurt/Steg angesetzt werden? Muss der abmindernde Einfluss einer Zugnormalkraft erfasst werden?	Wenn in Druckgurten nicht die vereinfachende Regelung verwendet wird, dann darf der Einfluss der Druckkraft nach 10.3.4 günstig berücksichtigt werden. Bei Zuggurten berücksichtigt die vereinfachende Regel schon die in DAfStb-Heft 525, zu 10.3.4 (5), angegebene Empfehlung von $\cot\theta = 1,0$ .		07/2005
399	10.03.6		Die aufnehmbare Querkraft als Schubkraft in verzahnten (z. T. auch rauen Fugen) kann größer sein, als die aufnehmbaren Querkräfte nach 10.3.3 bzw. 10.3.4 (dort abhängig von $\theta$ ). Ist es richtig, dass dann die geringeren Tragfähigkeiten der Querkraftnachweise des monolithischen Querschnitts maßgebend werden?	Ja.		05/2009
357	10.03.6		Die Schubkraftübertragung in Fugen ist auch für zwei nacheinander betonierete Ortbetonabschnitte geregelt. Kann die Regelung auch auf Jahre später nachträglich ergänzte Decken- oder Balkenquerschnitte angewendet werden?	Ja. Die Tragfähigkeit der Betonierfugen wird entscheidend durch die Oberflächenvorbereitung vor dem Weiterbetonieren bestimmt. Verunreinigungen, Zementschlamm und nicht einwandfreier oder loser Beton sind zu entfernen. Trockener älterer Beton ist vor dem Anbetonieren mehrere Tage feucht zu halten, um das Schwindgefälle zwischen jungem und altem Beton möglichst gering zu halten und einen übermäßigen und schnellen Wasserentzug aus dem jungen Beton zu verhindern. Zum Zeitpunkt des Anbetonierens muss die Oberfläche des älteren Betons etwas abgetrocknet sein, damit sich der frische Zementleim mit dem älteren Beton gut verbinden kann.		08/2007
45	10.03.6	(1)	Kann eine Oberfläche auch als "rau" eingestuft werden, wenn die frische Betonoberfläche mit den nachlaufenden Stahlblechlamellen eines Betonierwagens im Betonfertigteilwerk eingekerbt wird und Gitterträger angeordnet werden, in deren Bereichen eine gezielte Aufrauung zwangsläufig unterbleibt?	<b>Auslegung 2008 überarbeitet:</b> Die Oberflächenbeschaffenheit "rau" wurde in DIN 1045-1:2008-08 neu definiert und gegenüber der Fassung von 2001-07 verschärft. Danach ist z. B. eine mindestens 3 mm tiefe "Einkerbung" mit Stahlrechen erforderlich. Bleiben Flächen unterhalb der Gitterträger unbehandelt, sollte bei fehlender "Rüttelrauheit" (ebenfalls $\geq 3$ mm Rautiefe) dieser Schubflächenanteil mit glatt eingestuft werden. Die Tragfähigkeit "rauer" und "glatter" Schubflächen darf anteilmäßig addiert werden. Unabhängig davon sind die Anforderungen der allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen an die Fugenbeschaffenheit zu beachten, die mit dem Bemessungskonzept in der Zulassung korrespondieren.		07/2004 12/2008
78	10.03.6	(1)	Wie sind Oberflächen einzuordnen, die nach dem Verdichten ohne weitere Behandlung bleiben und die infolge einer weichen Konsistenz des Frischbetons an der Oberfläche eine ausgeprägte Schicht aus Zementschlempen aufweisen? Dies gilt u. a. für die Oberfläche von Elementplatten. Bei der Entnahme von Bohrkernen zeigte es sich, dass in solchen Fugen die Zugfestigkeit gleich oder nahe Null liegt. Kann für „glatte“ und „sehr glatte“ Fugenoberflächen eine Mindesthaftzugfestigkeit (Zugfestigkeit rechtwinklig zur Fuge bei Fertigteil mit Ortbetonergänzung) angegeben werden?	Eine Zementleimschicht reduziert grundsätzlich die Adhäsionstraganteile des Betons im Verbund. Daher sind bei Nachweisen ohne Verbundbewehrung diese Fugen mindestens als "glatt" einzustufen. Bei Fugen mit Verbundbewehrung wird dagegen die Bewehrungsaktivierung durch die Rautiefe bestimmt. Hier kann entsprechend durch Nachweis der Rautiefe nach DAfStb-Heft 525 auch bei unbehandelten Fugen eine Einstufung erfolgen. Die Zementleimschicht kann allerdings deutlich früher die Risse in der Fuge entstehen lassen (Gebrauchslastniveau), die zur Bewehrungsaktivierung erforderlich sind.		03/2005
100 164	10.03.6	(2)	Muss bei unbewehrter Verbundfuge in Gl. (83) die obere Beschränkung von $z = d - 2 c_{nom}$ eingehalten werden? $F_{cd}$ wird mit $M_{Ed} / z$ ermittelt. Ist es hier zulässig, auch bei erf. Verbundbewehrung mit dem $z$ gemäß Biegebemessung zu rechnen?	Wenn keine Verbundbewehrung erforderlich wird, darf $z = 0,9 d$ angenommen werden. Ist Verbundbewehrung erforderlich, ist ggf. die Begrenzung auf $z \leq d - 2c_{nom}$ bzw. $z \leq d - c_{nom} - 30$ mm einzuhalten. $F_{cd}$ wird mit dem Hebelarm $z$ aus der Biegebemessung ermittelt.		11/2004

Lfd.	Abschn.	Abs.	Frage	Auslegung	Stellungnahme	Dat.
405	10.03.6	(3)	Bei Fugen unter Zug muss lt. Fußnote a in Tabelle 13 bei glatten oder rauen Fugen $c_j = 0$ gesetzt werden, bei verzahnten Fugen darf $c_j$ unverändert = 0,5 gesetzt werden. Damit ist der Adhäsionstraganteil eindeutig geregelt. Was passiert aber mit dem Reibungsanteil? Muss hier tatsächlich ein Abzugswert $-\mu \sigma_{Nd}$ ( $\sigma_{Nd} > 0$ ) in Rechnung gestellt werden? Oder ist einfach der Reibungsanteil $-\mu \sigma_{Nd} = 0$ zu setzen, sodass bei glatten oder rauen Fugen nur noch der Bewehrungsanteil übrig bleibt $v_{Rdj} = v_{Rdj, sy}$ , bzw. bei verzahnten Fugen der Adhäsions- und Bewehrungsanteil $v_{Rdj} = \eta_1 c_j f_{ctd} b + v_{Rdj, sy}$ ?	Formal führt ein Abzugswert für Zugspannungen in Gl. (84) korrekt zu zusätzlicher Verbundbewehrung, die die Zugspannungen in der Fuge aufnimmt. Zweckmäßiger sollte jedoch die Aufhänge- bzw. Zugsbewehrung für diese Fugenbeanspruchung vorab ermittelt und zu der Verbundbewehrung $v_{Rd, sy}$ (ohne Reibungsanteil $\sigma_{Nd} = 0$ ) zusätzlich eingelegt werden.		05/2009
5	10.03.6	(5)	In den bauaufsichtlichen Zulassungen für Gitterträger sind Regeln enthalten, die nicht in DIN 1045-1:2001-07 berücksichtigt wurden. Außerdem enthält die DIN 1045:1988 ebenfalls Regeln, die nicht in den bauaufsichtlichen Zulassungen und nicht in DIN 1045-1:2001-07 wiederzufinden sind. Wie sollen die in den unterschiedlichen Vorschriften enthaltenen konstruktiven Regeln unter Beachtung des Mischungsverbot von alter und neuer DIN 1045 sowie zwischen den zugehörigen Zulassungen berücksichtigt werden?	Die Bauweise mit einer Kombination aus Fertigteilen und Ortbeton ist grundsätzlich in DIN 1045-1 geregelt. Abweichungen von den allgemein verbindlichen Regeln der Norm werden in bauaufsichtlichen Zulassungen geregelt. Hierzu zählen Bemessungs- und Konstruktionsregeln bei Verwendung von Gitterträgern als biegesteife Bewehrungselemente, deren Anwendung nicht zum Regelungsbereich der DIN 1045-1 gehört (vgl. 9.2 der Norm).		07/2004
15	10.03.6	Bild 35	Bild 35 zeigt die Verankerungslänge der Verbundbewehrung ("3"). Gelten die an den Gurten angeschweißten Diagonalen von so verwendeten Gitterträgern als ausreichend verankert?	Werden Gitterträger als Durchstanz- oder Querkraftbewehrung verwendet, gelten die allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen.		07/2004
432	10.03.6	Bild 35	Sind im Bild 35 a) für die Verzahnung nur Trapezleisten (also gerade, durchgehende „Aussparungen“) gemeint, oder sind damit auch Noppen (punktförmige, auf die Fläche verteilte „Aussparungen“) abgedeckt?	Ingenieurmäßig spricht nichts gegen Noppen als verzahnte Oberfläche, wenn die Teilfläche der Noppenvertiefung $A_1$ zwischen 44% und 56% der Gesamtschubfläche $A_J$ beträgt (d. h. $0,8 \leq A_1 / A_2 \leq 1,25$ mit $A_J = A_1 + A_2$ ) und die Randbedingungen für $d$ , $h_1$ und $h_2$ nach Bild 35a) sowie der Quotient $h_1 / h_2$ für die jeweilige Schubrichtung eingehalten sind.		06/2012
47	10.03.6		Müssen Verbundbewehrung und möglicherweise erforderliche Querkraftbewehrung nach Abschnitt 10.3.4 addiert werden?	Nach Gl. (83) wird die aufzunehmende Schubkraft in einer Fuge parallel zur Bauteilachse ( $v_{Ed, II}$ ) gleich der Schubkraft in Höhe der Fuge im Bemessungsschnitt senkrecht zur Fuge ( $v_{Ed, I}$ ) gesetzt. Werden zur Aufnahme der Beanspruchungen sowohl Verbundbewehrung (aus $v_{Ed, II}$ ) als auch Querkraftbewehrung (aus $v_{Ed, I}$ ) erforderlich und besteht die Verbundbewehrung und die Querkraftbewehrung aus ein und demselben Bewehrungselement, so müssen diese nicht addiert werden. <i>Anmerkung: Auslegung 2008 gekürzt</i>		07/2004
387	10.03.6	(13)	Nachträglicher Anschluss einer horizontalen Stahlbetonplatte an eine senkrechte Wandscheibe durch eingebohrte Bewehrung, planmäßig reiner Querkraftanschluss als Gelenk. Die Fuge soll rau hergestellt werden. Zur Berücksichtigung der Fugenrauigkeit sind $v_{rd, ct}$ und $v_{rd, c}$ im Verhältnis $c_j / 0,5$ abzumindern. Wie sind in diesem Fall Zugspannungen in der Verbundfuge infolge einer äußeren Einwirkung (z. B. Wind, Anprall) zu berücksichtigen?	Wenn Zugspannungen in der Fuge auftreten, darf der Betonttraganteil mit $c_j = 0$ nicht angerechnet werden. I. d. R. ist die Fuge dann verzahnt auszuführen und kann quasi-monolithisch bemessen werden. Dabei sind Zugspannungen $\sigma_{cd}$ , die im GZT auftreten (insbesondere aus Last) ebenfalls in Gl. (70) und (74) tragfähigkeitsmindernd zu berücksichtigen.		04/2011
170	10.03.7	(4)	Nach 10.3.7 (4) darf bei unbewehrten Bauteilen auch auf eine Querkraftbewehrung (auch die zugehörige Mindestbewehrung nach 13.2.3 und 13.3.3) verzichtet werden, wenn die Bedingungen nach 10.3.3 (2) und Gl. (72) eingehalten sind. Gilt dies auch für Balken, so dass 10.3.1 (2) damit aufgehoben wird (stets Mindestquerkraftbewehrung)?	Nein, Balken sind prinzipiell auch bei $v_{Ed} < v_{Rd, ct}$ nach Gl. (72) mit Mindestquerkraftbewehrung gemäß 10.3.1 (2) zu versehen.		07/2005
276	10.04	(2) Bild 36	Kann Gl.90 verwendet werden, wenn $t_{eff}$ außerhalb von $b_w$ liegt? Wenn z. B. für einen Kreisquerschnitt, entsprechend der Auslegung Nr. 75, $b_w$ ermittelt wurde, liegt $t_{eff}$ teilweise außerhalb von $b_w$ .	$t_{eff}$ und $b_w$ werden voneinander unabhängig ermittelt und in Gl. (90) verwendet.		03/2006
27	10.04.2	(5)	Bei kombinierter Beanspruchung aus Querkraft und Torsion wird die maximale Tragfähigkeit nach Gl. (94) bzw. (95) bestimmt. Hierbei ist $v_{Rd, max}$ nach Abschn. 10.3.4 zu bestimmen. Darf für $v_{Rd, max}$ die Betondruckspannung $\alpha_c f_{cd}$ angesetzt werden oder nur $\alpha_{c, red} f_{cd}$ ?	$v_{Rd, max}$ ist nach Abschn. 10.3.4 zu bestimmen, für den die Betondruckspannung $\alpha_c f_{cd}$ gilt.		11/2004

Lfd.	Abschn.	Abs.	Frage	Auslegung	Stellungnahme	Dat.
103 144	10.05		Trifft das Bemessungsmodell für Durchstanzen auch für gelenkig aufgelagerte Decken, z. B. auf Eckstützen zu, wo praktisch keine Biegemomente auftreten und nur Biegezugbewehrung unten erforderlich ist?	Die räumliche Tragwirkung beim Durchstanzen durch die Konzentration der Spannungstrajektorien tritt hier wie in DIN 1045-1 vorausgesetzt ein, das Fachwerkmodell dreht sich allerdings mit dem Zuggurt nach unten um. Das Nachweismodell kann ohne Einschränkungen verwendet werden. Auf den Ansatz des $\beta$ -Wertes darf nicht verzichtet werden.		03/2005
116	10.05		Darf der in DIN 1055-3:2002-10, Abs. 6.1 ausgewiesene Abminderungsfaktor $\alpha_A$ beim Durchstanznachweis nach DIN 1045-1, 10.5 berücksichtigt werden?	Nein, der Durchstanznachweis bezieht sich auf das primäre Tragglied Platte. Die Querkraft aus der Stützenbelastung in den Rundsnitten wird daher ohne Abminderung der Nutzlasten ermittelt. Die Festlegung des Querkraftbeiwertes $\beta$ geht des Weiteren von nicht reduzierten, gleichmäßig über die gesamte Einzugsfläche verteilten Nutzlasten aus. Für das sekundäre Tragglied Stütze darf die Abminderung über die Lasteinzugsfläche dagegen angesetzt werden.		05/2005
417	10.05		Wie ist ein Durchstanznachweis bei indirekter Lagerung zu führen, z. B. bei einer Flachdecke mit einer Zugstütze?	Bei einer unter der Deckenplatte angeordneten Lastplatte darf der Durchstanznachweis gemäß DIN 1045-1 geführt werden. Wird die Lastplatte innerhalb der Flachdecke angeordnet, beginnt die statische Nutzhöhe für den Durchstanznachweis oberhalb der Lastplatte. Die Lastplatte muss so steif ausgebildet werden, dass die Verformungen der Platte vernachlässigbar sind. Bei indirekter Lagerung der Deckenplatte ohne Lastplatte fehlt die günstig wirkende Stützkraft zur Ausbildung eines mehraxialen Spannungszustands. Ein Druckring im Bereich des Stützenanschnitts kann sich nicht ausbilden. Für die Tragfähigkeit ohne Durchstanzbewehrung sollte daher nur die Querkrafttragfähigkeit der Platte angesetzt werden. Ist Durchstanzbewehrung erforderlich, sollte der Betontraganteil vernachlässigt und die Durchstanzbewehrung als Fachwerk bemessen werden. Die Maximaltragfähigkeit ist in jedem Fall auf $1,5v_{Rd,ct}$ (mit $v_{Rd,ct}$ der Querkrafttragfähigkeit der Platte) stärker zu begrenzen.		04/2011
114	10.05.2		Muss bei einer Innenstütze bei der $a > 2b$ ist, der Faktor $\beta$ auf 1,40 erhöht werden? Die Stützweitenverhältnisse sind so, dass normalerweise ein $\beta$ von 1,05 angesetzt würde.	Nein.		05/2005
105	10.05.2		Die Begrenzung der Lasteinleitungsfläche $A_{load}$ führt bei großen Stützen zu einem nicht geschlossenen Rundschnitt. Wie ist der Nachweis zu führen?	In DIN 1045-1 wird zwischen der Querkrafttragfähigkeit und der um 40 % größeren Durchstanztragfähigkeit unterschieden. Die Erhöhung des Durchstanzwiderstandes resultiert dabei aus der mehraxialen Beanspruchung des Betons. Der erhöhte Durchstanzwiderstand ist räumlich begrenzt und somit eine Begrenzung der Rundschnittlänge bzw. des Umfangs der Lasteinleitungsfläche ( $\leq 11d$ ) notwendig (10.5.2 (1)). Die Art der Begrenzung ist in Bild 38 dargestellt. Für die über $11d$ hinausgehenden Bereiche der Lasteinleitung ist nur noch der Querkraftwiderstand liniengelagerter Platten wirksam. Der vereinfachte Nachweis nach 10.5.2 (2) sieht vor, dass die gesamte Auflagerkraft der Stütze oder Wand auf die reduzierte Rundschnittlänge $(11 + 3\pi)d$ bezogen wird. Dieses Vorgehen führt bei großen Stützen dazu, dass der Nachweis gegen Durchstanzen zumeist nicht erbracht werden kann.		06/2006
105	10.05.2		Wie sieht der genauere Durchstanznachweis bei großen Stützen aus?	Eine Erhöhung der Tragfähigkeit kann erreicht werden, indem für die über $(11 + 3\pi)d$ hinausgehenden Bereiche des kritischen Rundschnitts der Querkraftwiderstand angesetzt wird. Dies gilt jedoch nur für annähernd rotationssymmetrische Belastungen. Sobald aufgrund von ungleichen Deckenfeldern oder konzentrierten Lasten ein deutlich ungleichmäßiger Querkraftverlauf zu erwarten ist, ist die Beanspruchung entweder mit einem Lasterhöhungsbeiwert zu beaufschlagen oder sektorweise zu ermitteln. Bei einer sektorweisen Betrachtung kann in den Rundschnittbereichen nach Bild 38 der Durchstanzwiderstand und in den übrigen Bereichen der Querkraftwiderstand angesetzt werden. Hierdurch können bei stark unregelmäßigen Deckensystemen mehrere Nachweise erforderlich werden.		06/2006

Lfd.	Abschn.	Abs.	Frage	Auslegung	Stellungnahme	Dat.
391	10.05.2		Wie sind Leerrohre der TGA, die den Durchstanzbereich kreuzen, zu berücksichtigen?	Eine abgesicherte Auslegung ist aufgrund fehlender Versuche nicht möglich. Daher sollten keine Rohre innerhalb des kritischen Rundschnitts angeordnet werden. Bei radialer Anordnung der Rohre ist der Umfang der untersuchten Nachweisschnitte um die Summe der Durchmesser der den Nachweisschnitt kreuzenden Rohre zu reduzieren. Bei tangential zur Stütze angeordneten Rohren können deutlich größere Abzugswerte entstehen, diese sollten daher auch erst außerhalb des kritischen Rundschnitts bzw. des durchstanzbewehrten Bereichs angeordnet werden.		05/2009
268	10.05.2	Bild 37 Bild 42	Nach 10.5.2 wird für eine Stütze mit Stützenkopferverstärkung ein Nachweis im kritischen Rundschnitt außerhalb der Stützenkopferverstärkung erforderlich. Für eine solche Stütze wird häufig die Begrenzung der Lasteinleitungsfläche $A_{load}$ (vgl. Bild 37) nach Abschnitt 10.5.2 (1) mit den Abmessungen der Stütze ( $l_c$ ) eingehalten. Dieses ist jedoch häufig nicht der Fall, wenn als Lasteinleitungsfläche die Grundfläche der Stützenkopferverstärkung angesetzt wird. Kann in einem solchen Fall der Nachweis des kritischen Rundschnittes außerhalb der Stützenkopferverstärkung trotzdem nach Abschnitt 10.5.3 erfolgen? Immerhin ist die formale Bedingung nach 10.5.2 (1) eingehalten, obwohl die „Lasteinleitungsfläche“ (Stützenkopferverstärkung) groß ist und kritische Rundschnitt weit entfernt von der Stütze liegt.	Gedrungene bzw. steife Stützenkopferverstärkungen (Bild 42) werden wie ein großer Stützenquerschnitt behandelt. An den Ecken der Verstärkung kann sich der erhöhte Durchstanzwiderstand einstellen (Bild 38). Für den über $11d$ hinausgehenden Umfang der Verstärkung kann nur noch die Querkrafttragfähigkeit aktiviert werden. Ohne Querkraftbewehrung gilt dabei uneingeschränkt Gl. 70. Ist aber Durchstanzbewehrung in den Eckbereichen erforderlich, so ist immer mindestens die Mindestquerkraftbewehrung in den Zwischenbereichen anzuordnen. Die Maximaltragfähigkeit mit Querkraftbewehrung für die über $11d$ hinausgehenden Bereiche ist für Platten zu reduzieren, indem der innere Hebelarm $z$ nach 10.3.4 (2) begrenzt wird. Für schlanke bzw. weiche Stützenkopferverstärkungen (Bild 43) kann die Ausbildung des erhöhten Durchstanzwiderstandes nicht o. W. vorausgesetzt werden. Hier sollte der Nachweis außerhalb der Stützenkopferverstärkung analog Gl. 112 wie für einen Nachweis außerhalb der Durchstanzbewehrung geführt werden. Für die Ermittlung des Beiwertes $\kappa_a$ ist anstelle von $l_w$ dann $l_H$ einzusetzen.		06/2006
413	10.05.2	Bild 38	Darf man bei einem Wandende für den Durchstanznachweis $a_1 / 2 = 1,4d$ ansetzen, wenn $b < 1,4d$ ist, oder ist auf jedem Fall $a_1 / 2$ auf $b$ zu begrenzen?	Je dünner die Wanddicke, umso größer die Spannungskonzentration und umso kürzer der Rundschnitt auch parallel zur Wand. Also: Begrenzung von $a_1 / 2 \leq b$ ist einzuhalten.		04/2011
244	10.05.3		Bei Platten mit Durchstanzbewehrung ist im äußeren Rundschnitt nachzuweisen $V_{Ed} \leq V_{Rd,ct,a}$ mit $V_{Ed}$ nach Gl.(100). Ein Abminderung von $V_{Ed}$ wird bei Platten nicht erwähnt. Darf der Bemessungswert der einwirkenden Querkraft im äußeren Rundschnitt um die Belastung innerhalb dieses Rundschnittes reduziert werden?	Ja. Für $V_{Ed}$ nach Gl. (100) darf bei Platten und Fundamenten der Bemessungswert der im betrachteten Nachweisschnitt in Richtung der Punktstützung zu übertragenden Querkraft nachgewiesen werden.		11/2005
275	10.05.3	(2)	Ist der $\beta$ -Wert für unsymmetrische Lasteinleitung z. B. nach DAfStb-Heft 525, Gleichung (H.10.7) zu ermitteln?	Der Nachweis sollte mit einem Sektormodell geführt werden, so dass die Ermittlung eines $\beta$ -Faktors entfallen kann. Die Gleichung H.10-7 nach Nölting in DAfStb-Heft 525 darf aber auch für Fundamente verwendet werden.		06/2006
275	10.05.3	(4)	Wie ist der Durchstanznachweis bei Fundamenten für Kragstützen zu führen, insbesondere wenn eine hohe Momentenbeanspruchung vorliegt und die Bodenpressungsverteilung somit stark variiert (z. B. klaffende Fuge)?	Die Bodenpressungen sind infolge $\gamma$ -facher Lasten zu ermitteln. Der Durchstanznachweis kann mit einem Sektormodell geführt werden, d. h. der Rundschnitt wird in verschiedene Sektoren aufgeteilt und für den jeweiligen Sektor die Querkraftbeanspruchung in Abhängigkeit von der Bodenpressung berechnet. Alternativ kann die einwirkende Querkraft mit einem Faktor $\beta$ erhöht werden, der den nichtrotationssymmetrischen Verlauf der Querkraft berücksichtigen soll. Der Durchstanznachweis darf dann gemäß DIN 1045-1 geführt werden, wobei nur der Anteil der Bodenpressung innerhalb des Rundschnitts bei $1,0d$ abgezogen werden darf.		06/2006
397	10.05.3	(4)	Erfolgt hier die Abminderung des Bemessungswertes $V_{Ed}$ mit dem charakteristischen Wert oder mit dem Bemessungswert der Bodenpressung $\sigma_0$ ?	Der Bemessungswert des Sohldrucks darf abgezogen werden.		05/2009
291	10.05.3	(6)	Bei Platten mit Durchstanzbewehrung ist u. a. der Nachweis $V_{Ed} \leq V_{Rd,max}$ zu führen. In lfd. Nr. 244 wird angegeben, dass der Bemessungswert der einwirkenden Querkraft im äußeren Rundschnitt um die Belastung innerhalb dieses Rundschnittes reduziert werden darf. Gilt dieses für den Nachweis $V_{Ed} \leq V_{Rd,max}$ bezüglich des kritischen Rundschnittes analog? Oder sollte in Anlehnung an 10.5.3 (4) auch hier nur 50 % der Belastungsfläche in Ansatz gebracht werden?	Nein, in Anlehnung an 10.5.3 (4) sollten auch hier nur 50 % der Belastungsfläche in Ansatz gebracht werden.		03/2006

Lfd.	Abschn.	Abs.	Frage	Auslegung	Stellungnahme	Dat.
114	10.05.3		Darf $V_{Ed}$ aus dem Lastfall Vollast genommen werden, oder muss bei einer FEM Berechnung die maßgebende Lastfallkombination genommen werden?	Der maßgebende Bemessungswert der Querkraft ist zu berücksichtigen. I. d. R. ergibt sich dieser bei Vollbelastung aller Felder.		05/2005
340	10.05.4		In DAfStb-Heft 525 wird für gedrungene Fundamente der kritische Rundschnitt im Abstand von $1,0d$ vom Stützenanschnitt angegeben. Dabei wird der Durchstanzwiderstand ohne Durchstanzbewehrung $V_{Rd,ct}$ mit einem Beiwert $k$ (Verhältnis der Nachweisschnittumfänge im Abstand von $1,5d$ und $1,0d$ ) erhöht. Falls der in den Beiwert $k$ eingehende kritische Rundschnitt $1,5d$ teilweise außerhalb der realen Fundamentfläche liegt, muss dann der Nettowert (Umfangabschnitte innerhalb des Fundamentes) oder darf der volle Bruttoumfang (auch außerhalb des Fundamentes) angesetzt werden ?	Es darf der volle Umfang im Abstand $1,5d$ (unabhängig davon, ob Teile außerhalb des Fundamentes liegen) bei der Bestimmung des $k$ -Wertes angesetzt werden.		03/2007
365	10.05.4		Bei Fundamenten mit veränderlicher Dicke darf nach EC2 als wirksame statische Nutzhöhe für den Durchstanznachweis die am Rand der Lasteinleitungsfläche auftretende statische Nutzhöhe angenommen werden. (siehe DIN EN 1992-1-1:2005(D), Abschnitt 6.4.2 (6) , Bild 6.16 ). Darf auch nach DIN 1045-1 Abschnitt 10.5.4 bei Fundamenten mit veränderlicher Dicke die Querkrafttragfähigkeit $V_{Rd,ct}$ nach Gleichung (105) mit der statischen Nutzhöhe am Rand der Lasteinleitungsfläche berechnet werden?	Nein, auch im EC2 ist die statische Nutzhöhe im betrachteten Rundschnitt anzusetzen. Abweichend von DIN 1045-1 wird im EC2 der Nachweis der maximalen Tragfähigkeit jedoch am Stützenanschnitt geführt. In DIN 1045-1, Gl. (105) ist die statische Nutzhöhe im betrachteten Rundschnitt anzusetzen.		08/2007
330	10.05.0 4	(1)	Bei Innenstützen errechnet sich $\rho$ aus der Bewehrung in der oberen Lage. Bei Rand- und Eckstützen: Ergibt sich $\rho$ parallel zum Rand aus der oberen Lage? 1) Randstützen: ergibt sich $\rho$ senkrecht zum Rand aus der oberen oder der unteren Lage? 2) Eckstützen für beide Richtungen: $\rho$ aus der oberen oder der unteren Lage?	Der Längsbewehrungsgrad $\rho$ , wird in jeder Richtung mit der Bewehrung ermittelt, die auf der Zugseite im betrachteten Rundschnitt der Durchstanznachweise liegt (in Stütznähe i. d. R. obere Bewehrung, analog Bild 32, rechts; bei Rundschnitten in größerem Abstand dann untere Bewehrung).		05/2009
410	10.05.4	(1) Gl. (105)	Bis zu welcher Größe sind Zwangszugspannungen im Durchstanzbereich zulässig?	Punktgestützte Decken mit einer Trennrissgefahr im Durchstanzbereich sind möglichst zu vermeiden. Wird infolge von Zwangsbeanspruchungen die Druckzonenhöhe um mehr als 20 % reduziert, so sind genauere Nachweise zu führen. Ersatzweise ist bei der Festlegung der Durchstanzbewehrung der gesamte Betontraganteil zu vernachlässigen und die Querkraftbeanspruchung vollständig durch eine Durchstanzbewehrung aufzunehmen. --> Siehe DAfStb-Heft 525, 2. Auflage.		04/2011
423	10.05.4	(1) Gl. (105)	Darf die anrechenbare Zugbewehrung zur Sicherstellung der Durchstanztragfähigkeit von Platten (Fundamenten) unmittelbar ab dem kritischen Rundschnitt, also im Abstand von $1,0d$ bzw. $1,5d$ von der Lasteinleitungsfläche entfernt mit $l_b$ verankert werden? Oder gilt die zu (Gl. 70) zur Längsbewehrung $A_{sl}$ getroffene Festlegung, dass die Bewehrung um das Maß $d$ über den Nachweisschnitt hinaus geführt und dort verankert wird?	Ja, die Längsbewehrung ist bei Durchstanznachweisen direkt ab dem kritischen Rundschnitt ohne Durchstanzbewehrung (oder ab dem betrachteten Rundschnitt, z. B. ab dem äußeren Rundschnitt bei Anordnung von Durchstanzbewehrung) vollständig zu verankern. Der Beginn der Verankerung muss nicht weiter herausgeschoben werden. Weitere Nachweise, wie zum Beispiel der Nachweis der Zugkraftdeckungslinie, sind ebenfalls zu erbringen.		06/2012
17	10.05.5	(2)	Die Bemessung der Durchstanzbewehrung erfolgt nach Gl. (108) und (109) in Bewehrungsreihen. Kann die Bewehrungsreihe auch als Kreisring mit einer Breite $s_w$ interpretiert werden?	DAfStb-Heft 525, Teil 1, zu 13.3.3(5): Toleranzbereich zum "affinen" Rundschnitt $0,2d$ . Die erste Bügelreihe muss im Abstand von $0,5d - 0,7d$ ab dem Stützenanschnitt angeordnet sein. (Durchstanzversuche mit Doppelkopfkern zeigen, dass diese auch im Abstand von $0,35d$ ausgehend vom Stützenanschnitt wirksam sind.) Der Abstand der weiteren Reihen darf nicht größer als $0,75d$ sein. Der Nachweisschnitt repräsentiert die Bewehrung der jeweiligen Bewehrungsbereiche, d. h. der Schwerpunkt der Bewehrung liegt im jeweils gewählten Nachweisschnitt. Unter dieser Voraussetzung und bei Einhaltung des oben genannten Toleranzmaßes ist die Bewehrung im Bereich $s_w$ vollständig anrechenbar.		07/2004
213	10.05.5	(4)	Wird der äußere Rundschnitt bei Einzelfundamenten geführt, kann es vorkommen, dass dieser ganz oder teilweise außerhalb des Fundamentes liegt. Wie ist damit umzugehen?	Wenn der äußere Rundschnitt vollständig außerhalb des Fundamentgrundrisses liegt, braucht keine weitere Bewehrungsreihe bemessen werden. Liegt der äußere Rundschnitt teilweise innerhalb der Fundamentfläche, ist in den angeschnittenen Bereichen die Querkrafttragfähigkeit nach 10.3 zu untersuchen.		07/2005

Lfd.	Abschn.	Abs.	Frage	Auslegung	Stellungnahme	Dat.
105	10.05.6		Ist eine Reduzierung der Mindestmomente auf die maximal einwirkenden Bemessungsschnittgrößen zulässig?	Zur Sicherstellung der räumlichen Tragmechanismen beim Durchstanzen ist ein Grundmaß an Biegetragfähigkeit notwendig, um ein vorzeitiges Versagen auszuschließen. Hierzu wurden Mindestmomente auf der Grundlage der Plastizitätstheorie ermittelt. Diese sollten nur in begründeten Sonderfällen (DAfStb-Heft 525, 10.5.6: direkter Lastabtrag bei geringen Abständen von Lasteinleitungsflächen) unterschritten werden.		06/2006
406	10.05.6	(2) Tab. 14	Bei einer Wandinnenecke Mauerwerk ergibt sich Durchstanzbewehrung. Muss hier Mindestbewehrung an Plattenober- und unterseite gem. Tab. 14 Z.4 analog Eckstützen berücksichtigt werden? Ist dabei zu unterscheiden zwischen Geschossdecken und Dachdecke ?	Die Mindestbewehrung auf Plattenober- und unterseite muss angeordnet werden, um ein vorzeitiges Biegeversagen infolge unplanmäßiger Einspannungen auszuschließen. Dies gilt sowohl für Geschoss- als auch für Dachdecken.		05/2009
A1	10.05.6	(2) Tab. 14	Darf bei Fundamenten die Mindestlängsbewehrung für Durchstanzen mit der um den Anteil der Sohlpressung reduzierten Querkraft ermittelt werden?	Die Ermittlung der Mindestmomente bei Fundamenten nach Gleichung (115) darf nur mit der um die günstige Wirkung des Sohlgedrucks <b>unter der Lasteinleitungsfläche</b> $A_{load}$ verminderten Querkraft $V_{Ed}$ erfolgen.		05/2009
68	10.05.6	(2)	Muss bei Einzelfundamenten ein Mindestmoment für das Durchstanzen gemäß Abschnitt 10.5.6 (2) angesetzt werden?	Ja. Für die Verteilungsbreite der Mindestlängsbewehrung bei Fundamenten ist mindestens der kritische Rundschnitt abzudecken. Planmäßig zentrisch belastete Stützen, die auch mittig auf dem Fundamentgrundriss angeordnet sind, dürfen wie Innenstützen behandelt werden. In allen anderen Fällen ist unter Berücksichtigung der Ausmitten die Stütze als Rand- bzw. Eckstütze (gemäß Tab. 14) einzuordnen. Die $\beta$ -Werte sind für den Nachweis der Durchstanztragfähigkeit entsprechend zu berücksichtigen.		03/2005
316	10.08.3	(4)	Für den Nachweis der Betriebsfestigkeit über schädigungsäquivalente Spannungsschwingbreiten gibt die DIN 1045-1 keine Angaben zur Ermittlung dieser Spannungen. Für den Brückenbau gibt es dafür spezielle Ermüdungslastfälle, für den Hochbau fehlen entsprechende Lastmodelle. 1. Welche Lastkombination (seltene, häufige oder quasi-ständige) soll zur Ermittlung der Schnittgrößen verwendet werden? 2. Muss der Schwingbeiwert $\phi = 1,4$ für Gabelstapler beim Ermüdungsnachweis angesetzt werden?	zu 1) Ausgewertete Ermüdungslastmodelle werden im allgemeinen Hochbau nicht verwendet, da die Anordnung, Größe und Lage der ermüdungswirksamen Einwirkungen sehr komplex ausfallen können. Zur Berechnung der Schwingbreiten ist eine Unterteilung in nichtzyklische und zyklische, zur Ermüdung führende Einwirkungen, sinnvoll. Durch Kombination der nicht-zyklischen Einwirkungen mit den zyklischen Einwirkungen kann die maßgebende ermüdungswirksame Einwirkungskombination gefunden werden, welche beim Nachweis der Ermüdung über schädigungsäquivalente Spannungsschwingbreiten anzusetzen ist. zu 2) Ein Schwingbeiwert für Gabelstapler muss entsprechend der gültigen Einwirkungsnorm berücksichtigt werden.		03/2007
41	10.08.4	(2)	Wie groß ist $\Delta\sigma_s$ für Betonstahlmatten?	Angaben für $\Delta\sigma_{s,lim}$ enthält DAfStb-Heft 525, Teil 2, Beitrag zu Abschnitt 10.8 „Zum Ermüdungsnachweis bei Stahlbeton- und Spannbetonbauteilen“, Tabelle 1		07/2004
421	10.08.4		Darf bei zyklischer Querkraftbeanspruchung in die Gleichungen (125) und (126) zum Nachweis gegen Ermüdung von Beton- oder Stahlbetonbauteilen ohne Querkraftbewehrung für den Bemessungswert der aufnehmbaren Querkraft $V_{Rd,ct}$ anstelle des Wertes aus Gleichung (70) der Wert aus Gleichung (70a) (Mindestwert der Querkrafttragfähigkeit) oder aus Gleichung (72) eingesetzt werden?	Der Mindestwert der Querkrafttragfähigkeit ist Bestandteil der Gl. (70) und darf auch bei vereinfachten Nachweisen für Ermüdung verwendet werden. Der Ansatz der Betonzugfestigkeit unter Wechselbeanspruchungen ist noch nicht ausreichend wissenschaftlich abgesichert und daher nach DIN 1045-1 nicht für Ermüdungsnachweise ansetzbar. Somit darf Gl. (72) für die Querkrafttragfähigkeit als auch der Adhäsionstraganteil in der Verbundfuge in Gl. (84) nicht angesetzt werden.		04/2011

Lfd.	Abschn.	Abs.	Frage	Auslegung	Stellungnahme	Dat.
427	10.8.4	(4), (5)	Der vereinfachte Nachweis gegen Ermüdung von Beton nach 10.8.4 (4) bzw. Gleichung (123) gilt nach Absatz (5) auch für die Druckstreben von Querkraftbeanspruchten Bauteilen mit Querkraftbewehrung. Wie ist der Nachweis im Fall einer erforderlichen Durchstanzbewehrung zu führen? In diesem Fall ist einerseits $\sigma_{cd}$ nicht aus der Bemessung heraus gegeben und andererseits charakterisiert $f_{cd,fat}$ beim Durchstanzen nicht die maßgebliche Maximalbelastung.	Der Nachweis kann analog zu DIN-Gleichung (123) umgesetzt werden und ist in ähnlicher Form auch in DIN EN 1992-1-1, 6.8.7 (4) enthalten. Der Bemessungswert der Einwirkung $\sigma_{cd}$ ist durch $v_{Ed}$ und $f_{cd,fat}$ durch $v_{Rd,max}$ zu ersetzen. Bei Ausnutzung des Widerstandes $v_{Rd,max}$ ist die maximale Durchstanztragfähigkeit bei ruhender Beanspruchung und damit die Tragfähigkeit des Druckrings im Anschlussbereich Stütze-Platte erreicht (vgl. z.B. Dissertation <i>Beutel</i> , Aachen 2002 oder Dissertation <i>Häusler</i> , Aachen 2009). In Abhängigkeit von der verwendeten Durchstanzbewehrung (z.B. Gitterträger oder Doppelkopfkanker) können höhere Tragwiderstände $v_{Rd,max}$ erreicht werden. Insbesondere bei Doppelkopfkankern wird durch die wirkungsvolle Begrenzung der inneren Schubrissbreite durch die steife Endverankerung der Köpfe eine geringere Rotation der Platte über der Stütze erreicht, wodurch auch eine Entlastung der Betondruckzone eintritt, die größere Beanspruchungen ermöglicht. Daher ist für $v_{Rd,max}$ die maximale Durchstanztragfähigkeit in Abhängigkeit der gewählten Durchstanzbewehrungsform anzusetzen, dessen Vorfaktor unter- oder oberhalb des aus DIN 1045-1 bekannten Werte von $v_{Rd,max} / v_{Rd,ct} = 1,5$ liegen kann. Zudem ist insbesondere für durchstanzgefährdete Bereiche davon auszugehen, dass die ermüdungswirksame Last meistens deutlich unterhalb der Maximallast liegt, die i.d.R. durch Vollast der benachbarten Felder bestimmt ist. Sinngemäß wird Gleichung (123) wie folgt angewendet: $v_{Ed,max} / v_{Rd,max} \leq 0,5 + 0,45 v_{Ed,min} / v_{Rd,max}$ $\leq 0,9$ bis C50/60 bzw. $\leq 0,8$ ab C55/67.		06/2012
49	11.02		Muss für die Begrenzung der Rissbreite bei Einachslistenmatten mit Doppelstäben der Vergleichsdurchmesser berücksichtigt werden, oder kann wie im DAFStb-Heft 400 (1994), S.90 möglich, „der Einzelstabdurchmesser bei der Verwendung von Listenmatten mit größerem Abstand der angeschweißten Verteilerstäbe“ verwendet werden?	siehe DIN 1045-1, 11.2.3 (8): Bei Betonstahlmatten mit Doppelstäben darf der Durchmesser eines Einzelstabs angesetzt werden.		07/2004
321	11.02.3	(8)	Die Auslegung Nr. 49 erweckt den Eindruck, dass generell bei Einachs-Listenmatten unabhängig vom Abstand der Querstäbe der Durchmesser des Einzelstabes angesetzt werden darf. Dieser Sachverhalt ist u. E. nicht richtig und wird durch das aktuelle DBV-Merkblatt Rissbildung 01/2006, Abs. 4.5.7.1 eindeutig geklärt: „Bei Betonstahlmatten mit angeschweißten Querstäben in maximal 250 mm Abstand darf auch bei Doppelstäben der Durchmesser des Einzelstabes verwendet werden, da die regelmäßigen Querstäbe die Verbundeinschränkung der Doppelstäbe kompensieren.“	Die Auslegung setzt voraus, dass die Listenmatten auch mit den angeschweißten Querstäben die konstruktiven Bewehrungsregeln, wie z. B. 13.3.2 (4), einhält. Das DBV-Merkblatt "Begrenzung der Rissbildung im Stahlbeton- und Spannbetonbau" stellt dies korrekt klar.		03/2007
368	11.02		Wie erfolgt der Nachweis der Rissbreiten von Elementdecken? Beispiel: Elementdecke 6 cm + 20 cm Aufbeton, Plattenoberseite XC1 und Plattenunterseite XC3 1) Nachweis der Rissbreite für $w_k = 0,40$ mm Plattenoberseite und $w_k = 0,30$ mm Plattenunterseite. 2) Kann ein Nachweis der Rissbreite für die Plattenoberseite entfallen, da die Aufbetondicke $h = 20$ cm nicht übersteigt (siehe 11.2.1 (12))? 3) Kann man im Bereich der teilvorgefertigten Deckenplatten aufgrund der unterschiedlichen Herstellzeitpunkte und der ohnehin vorhandenen Plattenfugen auf die untere Mindestquerbewehrung infolge abfließender Hydratationswärme verzichten? 4) Kann man die Plattenunterseite z. B. einer WU-Bodenplatte mit einer Rissbreite für z. B. $w_k = 0,15$ mm und die Plattenoberseite als Innenbauteil für eine Rissbreite für $w_k = 0,40$ mm bemessen und dafür die jeweilige Bewehrung einlegen?	zu 1) Ja. Zu 2) Nein, Dicke der Gesamtedecke ist maßgebend. Zu 3) Wenn Herstellung und Transport zwangungsfrei erfolgt, ja. Im Endzustand sind die Rissbreitennachweise jedoch auch unter Berücksichtigung von möglichem Zwang für den Gesamtquerschnitt zu führen, wobei die Rissbildung im Bereich geschwächter Querschnitte (Elementfugen) berücksichtigt werden darf. Zu 4) Die WU-Richtlinie geht davon aus, dass i. Allg. die Trennrissbreiten über die gesamte Querschnittsdicke derart begrenzt werden, dass Selbstheilung funktionieren kann. Die Rissbreite kann nur im Wirkungsbereich der Bewehrung begrenzt werden, bei dünnen Platten beträgt die Dicke dieses Bereiches ca. $2 \times 2,5 \times d_1$ (ca. 20 cm). Wenn bei dickeren Bodenplatten aufgrund der Bewehrungskonstruktion ein ähnlicher Wirkungsbereich auf einer Bauteilseite erreicht wird, kann eine differenzierte Rissbreitenbegrenzung sinnvoll sein. Die Entscheidung über das richtige Konzept muss der Sachkunde des Tragwerksplaners im Einzelfall vorbehalten bleiben.		08/2007



Lfd.	Abschn.	Abs.	Frage	Auslegung	Stellungnahme	Dat.
8	11.02.1	(9)	Zeitabhängige Verluste bei größeren Betonstahlanteilen: Wird der Betonstahl wegen eines ggf. hohen Anteils (teilweise Vorspannung) bei den Kräfteumlagerungen berücksichtigt, entstehen durch das Kriechen und Schwinden des Betons im Betonstahl Spannungen. Diese führen zu einer höheren Abminderung der wirksamen Vorspannung im "Spannbettzustand" als nach Gl. (51)?	Bei der Gl. (51) handelt es sich um einen vereinfachten Ansatz für statisch bestimmte Träger mit einsträngiger Vorspannung und unter Vernachlässigung der Betonstahlbewehrung. Für andere Fälle und genauere Berechnungen siehe [H8-28] in DAfStb-Heft 525, Teil 1, Erläuterungen zu DIN 1045-1, 8.7.3. Die Gleichung gilt darüber hinaus für Fälle, in denen unter der maßgebenden Einwirkungskombination noch Druckspannungen in der Betonfaser in Höhe der Spannbewehrung verbleiben. In Fällen, in denen diese Bedingung nicht erfüllt ist (teilweise Vorspannung) ergeben sich nach Gl. (51) unsinnige Ergebnisse.		07/2004
333	11.02.1	(13)	Werden Betonstahlmatten mit $a_s \geq 6\text{cm}^2/\text{m}$ in zwei Ebenen gestoßen, ist im Stoßbereich der Nachweis der Rissbreitenbeschränkung mit einer um 25 % erhöhten Stahlspannung zu führen. 1. Dieser Satz ist missverständlich: Aus dem Zusammenhang von Stahlspannung / Rissbreite / Stabdurchmesser geht hervor, dass eine ERHÖHUNG der Stahlspannung (bei gleichbleibendem Stabdurchmesser) zu einer VERMINDERUNG der erforderlichen Bewehrung führt. Dies widerspricht dem Grundkonzept der Rissbegrenzung. 2. Ist dieser Satz für die Rissbreitenbegrenzung aus LAST, ZWANG oder BEIDE zu berücksichtigen?	1) Falsch. Wenn die Betonstahlspannung rechnerisch erhöht wird, vergrößert sich die rechnerische Rissbreite mit den Gln. (135) und (136) bzw. ist die Bewehrungsmenge zu erhöhen, um eine entsprechend reduzierte Rissbreite zu erhalten. Analog in Tab. 20: mit einer Spannungserhöhung reduziert sich der zulässige Grenzdurchmesser, was i. d. R. zu einer Bewehrungserhöhung führt. 2) Die Regel gilt für alle zu führenden Rissbreitennachweise.		08/2007
422	11.02.2 11.02.4	Bild 53	(1) Darf die rechnerische Risschnittgröße $n_{cr}$ bei Nachweisführung nach 11.2.4 bei zentrischem Zwang und symmetrischer Bewehrung mit dem Wirkungsbereich der Bewehrung $A_{c,eff}$ abgeschätzt werden ( $n_{cr} = f_{ct,eff} \cdot \Sigma A_{c,eff}$ ) oder gilt $n_{cr} = f_{ct,eff} \cdot \Sigma A_{ct}$ ? (2) Für die Bestimmung des effektiven Bewehrungsgrades nach Gl. (133) +(134) darf der Wirkungsbereich der Bewehrung $A_{c,eff}$ vereinfacht mit $h_{eff} / d_1 = 2,5$ berechnet werden. Gilt diese Vereinfachung nur hier, oder darf sie auch für Gl. (130 a) angesetzt werden?	Zu (1): In der Regel ist die Rissnormalkraft gemäß Gl. (127) mit $n_{cr} = k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff} \cdot A_{ct}$ zu ermitteln. Bei dickeren Bauteilen darf alternativ Gl. (130a) ausgenutzt werden, wenn gleichzeitig der Minimalwert der Mindestbewehrung nach Gl. (130b) eingelegt wird und die vergrößerte Wirkungszone nach Bild 53 d) berücksichtigt wird.. Zu (2): Nein, für Gl. (130a) muss die Vergrößerung der effektiven Wirkungszone gemäß Bild 53 d) berücksichtigt werden.		06/2012
225	11.02.2	Tab. 20	Ist es zulässig, bei der Ermittlung der Mindestbewehrung für Zwangsbeanspruchung infolge Hydratation (Abs. 11.2.2) die Tabelle 20 (mit Dauerstandeffekt) nicht anzuwenden und statt dessen den Grenzdurchmesser $d_s^*$ um den Faktor 1,5 zu erhöhen? (wie Gl. 21 im Heft 525, S. 196, ohne Dauerstandeffekt)? Dürfen dementsprechend auch Zwangsbeanspruchungen infolge Stützensenkung oder Temperaturbeanspruchung durch entsprechende Lagergüter als Einwirkung ohne Dauerstandeffekt behandelt werden?	Der Teil 2 des DAfStb-Heftes 525 spiegelt zunächst Autorenmeinungen wieder. Da in der Grenzwertbetrachtung in der Rissformel der Dauerstandeffekt durch Abminderung der Verbundsteifigkeit berücksichtigt wurde, könnten theoretisch bei Kurzzeitbeanspruchung die Grenzdurchmesser der Tabelle 20 um den Faktor 1,5 erhöht werden. Dies ist z. B. bei einmaligen Zwangsbeanspruchungen (die sich durch Rissbildung und Betonkriechen schnell abbauen) in Bauteilen ohne großen Einfluss des Schwindens denkbar. Größere Rissbildungen durch innere Spannungsumlagerungen im Kurzzeitbereich können dabei nicht völlig ausgeschlossen werden. Von der Berücksichtigung dieses Effektes ist abzuraten, da der Zwangabbau infolge Kriechen deutlich langsamer als der Abfall der Verbundsteifigkeit infolge des Verbundkriechens stattfindet. Die Entscheidung und Risikoabschätzung hierbei muss jedoch dem sachkundigen Planer überlassen bleiben.		11/2005
68	11.02.2		Muss bei bewehrten Streifenfundamenten, die unter einer Bodenplatte liegen, in Längsrichtung eine Mindestbewehrung zur Beschränkung der Rissbreite nach 11.2.2 (Abfließen der Hydratationswärme) eingelegt werden?	Die Rissbreiten sind bei bewehrten Bauteilen grundsätzlich wegen dem Schutz der Bewehrung vor Korrosion zu beschränken (für Fundamente im Boden auf $w_k = 0,3\text{ mm}$ ). In der Regel ist Zwang aus Abfließen der Hydratationswärme für die zuerst betonierten Streifenfundamente ohne Zwangspunkte (wie Vertiefungen, Ecken) nicht zu erwarten, die Zwangsschnittgrößen infolge Bodenreibung erreichen nicht die Risschnittgrößen. Die Rissbreiten (und die rissbreitenbegrenzende Bewehrung) sind dann unter Last (z. B. Biegung) nachzuweisen.		01/2005
280	11.02.2		Muss die Mindestbewehrung zur Rissbreitenbegrenzung nach DIN 1045-1, 11.2.2 grundsätzlich eingebaut werden? Im folgenden Beispiel würde sich eine deutlich höhere Bewehrung ergeben, als aus der Biegebemessung erforderlich ist: Einfeld Decke; C25/30, BSt 500 (A), $h = 18\text{ cm}$ , XC1...	Nein, für das Beispiel siehe DIN 1045-1, 11.2.1 (12). Ansonsten kann auf die Mindestbewehrung nur verzichtet werden, wenn Zwangseinwirkungen sicher ausgeschlossen werden können.		03/2006

Lfd.	Abschn.	Abs.	Frage	Auslegung	Stellungnahme	Dat.
304	11.02.3	(7) (8)	Bei dem Nachweis des Grenzdurchmessers soll nach Abschnitt 11.2.3 (7) bei Doppelstäben (Stabbündel) der Vergleichsdurchmesser $d_{sv}$ angesetzt werden. Nach (8) darf bei Betonstahlmatten mit Doppelstäben der Durchmesser des Einzelstabes $d_s$ angesetzt werden. Ist es zulässig, bei identischer Flächenbewehrung mit Stabstahl, als Doppelstäbe verlegt, den Durchmesser des Einzelstabes $d_s$ als Grenzdurchmesser anzusetzen?	Nein. Die Verminderung der effektiven Verbundfläche bei Stabbündeln wird nur bei Betonstahlmatten durch die <b>angeschweißten</b> Querstäbe kompensiert.		06/2006
366	11.02.3	(8)	Bei der Rissbreitenbegrenzung ohne direkte Berechnung darf statt des Vergleichsdurchmessers des Stabbündels nach (8) bei Betonstahlmatten mit Doppelstäben der Durchmesser eines Einzelstabes angesetzt werden. Gilt die Regelung nach (8) nur für Lagermatten mit Doppelstäben in Längsrichtung, bei denen die Querstäbe in einem engen Abstand von zwischen 10 cm bis 25 cm angeschweißt sind, oder ist es auch bei Designmatten (früher: Listenmatten), bei denen die Verteiler-Querstäbe in größerem Abstand (i. d. R. ca. 100 cm) angeschweißt werden, zulässig, den Durchmesser der Einzel-Längsstäbe anzusetzen? Gibt es dabei eine Begrenzung hinsichtlich der maximalen Längstabdurchmesser oder der maximalen Abstände der angeschweißten Verteiler-Querstäbe?	Es werden die Konstruktionsregeln für Querbewehrung nach 13.3.2 (4) vorausgesetzt, d. h. angeschweißte Querstäbe mit $s_{max} = 250$ mm. Die Erleichterung für Matten wird auf die Erfahrungen mit "dünnere" Stäben mit besseren Verbundeigenschaften zurückgeführt, eine Durchmesserbegrenzung für Längsstäbe auf $d_{s,max} = 12$ mm ist daher für diese Regel sinnvoll.		08/2007
436	11.02.4	(6), (7)	Rissnachweis unter Temperaturbeanspruchung: Beträgt die Zwangsdehnung $< 0,8\%$ ist gemäß Heft 525 zu 11.2.4 keine Überlagerung von Last und Zwang beim Nachweis zur Rissebeschränkung erforderlich. Anderenfalls: Bei einer Überlagerung von Zwang und Last darf die tatsächliche Steifigkeit im Zustand II berücksichtigt werden, bei alleiniger Betrachtung von Zwang jedoch nicht? Dann wäre eine Überlagerung von Last und Zwang im Zustand II meistens günstiger als die alleinige Betrachtung des Zwangs im Zustand I. Wird Last und Zwang überlagert, welche Kombinationsregel ist dann anzusetzen? Wird die häufige Kombination gewählt, fließt die Temperaturlast nur mit 50% in den Nachweis ein. Ist dann nochmals eine Abminderung der Steifigkeit (z.B. vereinfacht über einen weiteren Faktor mit $\sim 0,6$ möglich bzw. über eine nichtlineare Berechnung im Zustand II), sodass dann praktisch die Temperaturlast nur noch zu $0,5 \cdot 0,6 =$ zu 30% in den Nachweis einfließt? Die eigentliche Einwirkungskombination ist für den Nachweis der Rissweitenbeschränkung die quasi-ständige Kombination: Hier würde jedoch die Temperaturlast überhaupt nicht berücksichtigt? Ist das gerechtfertigt?	Die Zwangsbeanspruchungen sind direkt proportional zu den absoluten Steifigkeiten. Letztere sind im Stahlbeton aufgrund des großen Einflusses der Rissbildung auch im GZG beanspruchungsabhängig. Beim Nachweis der Rissbreitenbegrenzung im GZG unter einer kombinierten Beanspruchung aus Last und Zwang kommt es entscheidend auf die zutreffende Ermittlung der Stahlspannung $\sigma_s$ an, die unmittelbar aus den steifigkeitsabhängigen Schnittgrößen folgt. Daher ist hier deren wirklichkeitsnahe Ermittlung nur mit Hilfe einer nichtlinearen Berechnung möglich, die den Steifigkeitsfall infolge Rissbildung berücksichtigt. Bei Temperatureinwirkungen ist zu unterscheiden zwischen $\Delta T_N$ und $\Delta T_M$ , d.h. zwischen zentrischem Zwang und Biegezwang. $\Delta T_N$ überlagert sich mit Schwinden. Bei einer reinen Zwangsbeanspruchung kommt es i. d. R. nur zur Einzelrissbildung, so dass ein begrenzter Abfall der Steifigkeit erfolgt. Eine Abminderung der Steifigkeiten durch Rissbildung und damit der Zwangsschnittgrößen bei kombinierter Beanspruchung ist auch abhängig vom Lastniveau, das den Grad der Rissbildung mit bestimmt. Im GZT ist beim Biegezwang ( $\Delta T_M$ ) eine pauschale Abminderung auf 60% gerechtfertigt, im GZG sollte dies aber nicht o.W. erfolgen (z.B. Nachweis nichtlineare Berechnung). Die maßgebende Einwirkungskombination ist im Einzelfall objektbezogen sinnvoll zu wählen. Ggf. sollte in besonderen Fällen eine Kombination mit angemessenen Temperatureinwirkungen ( $\Delta T_N$ oder $\Delta T_M$ ) untersucht werden. I. d. R. muss dann der Einfluss des Schwindens, der sich $\Delta T_N$ überlagert ebenfalls berücksichtigt werden.		06/2012
				Die vereinfachte Regel, dass bei einer Zwangsdehnung $< 0,8\%$ keine Überlagerung von Last und Zwang erforderlich ist, kann bei erhöhten Anforderungen an die Rissbreite ( $w_k \leq 0,2$ mm) auf der unsicheren Seite liegen. DIN 1045-1 sieht für Stahlbetonbauteile i. Allg. $w_k \leq 0,3$ mm vor. Für weitere Einzelheiten siehe: [1] <i>Fehling, E., Leutbecher, T.</i> : Beschränkung der Rissbreite bei kombinierter Beanspruchung aus Last und Zwang, Beton- und Stahlbeton 98 (2003) Heft 7 [2] <i>Maurer, R., Djouahra, G.</i> : Stahlbetonbauteile unter einer kombinierten Beanspruchung aus Last und zentrischem Zwang, Beton- und Stahlbeton 105 (2010), Heft 10		06/2012

Lfd.	Abschn.	Abs.	Frage	Auslegung	Stellungnahme	Dat.
320	11.03.1	(3)	Dieser Absatz begrenzt die Aussagen zur Verformung nur auf die vertikale Richtung. Welche Grenzen gibt es für die horizontale Richtung und mit welcher Einwirkungskombination werden diese Verformungen (z. B. bei Kragstützen) ermittelt?	Grenzwerte zulässiger Verformungen hängen von komplexen Randbedingungen ab, die sich je nach Gebäude, Bauteil, Einbaort, Funktion, Ausbau, TGA, Nutzung, Einwirkungskombination usw. unterscheiden. In DIN 1045-1, 11.3.1, (8)-(10), werden nur <b>Empfehlungen</b> für lotrechte Verformungen von Standardbiegebauteilen angegeben. Der Planer muss gemäß Absatz (1) mit dem Bauherrn, dem Objektplaner und anderen beteiligten Fachplanern weitergehende und fallspezifische Überlegungen für die Grenzwerte und die zugehörige Einwirkungskombination anstellen.		03/2007
300	11.03.2		Die Begrenzung der Verformung ist nach 11.3.2 nachzuweisen. Im DAFStb-Heft 525 ist ein anderes Verfahren genannt (bei dem höhere Anforderungen im Hinblick auf Beton und/oder Bewehrung gestellt werden). Welches Verfahren muss ich als Tragwerksplaner anwenden?	Der Verformungsnachweis <b>darf</b> vereinfacht indirekt über Biegeschlankheitskriterien geführt werden, die Prinzipien nach 11.3.1 sind dann eingehalten. In DIN 1045-1, 11.3.2, werden nur Angaben für lotrechte Verformungen von Deckenplatten des üblichen Hochbaus gemacht. Das heißt, für <b>andere nachzuweisende Fälle</b> ist eine direkte Berechnung der Verformungen ohnehin erforderlich. In DAFStb-Heft 525 wird auf Literatur zu alternativen Biegeschlankheiten und zur direkten Verformungsberechnung hingewiesen. Die Verformungsgrenzwerte nach 11.3.1 (8) und (10) sind <b>Richtwerte</b> , die fallbezogen angepasst werden können bzw. müssen.		06/2006
281	12.01	(3)	Für Bewehrungsstäbe $d_s > 32$ mm wird generell eine Bauteilmindestdicke von $15 d_s$ gefordert. Das bedeutet bei Verwendung eines GEWI 50-Stabes, dass eine Stütze mindestens 750 mm x 750 mm Querschnitt haben muss. 1) Was ist der Hintergrund dieser Forderung? 2) Ist diese Forderung auch für rein auf Druck beanspruchte Bauteile sinnvoll? 3) Ist diese Forderung auch für überdrückte Querschnitte sinnvoll?	12.1 (3) wurde DIN V ENV 1992-1-1:1991 entnommen (s. dortigen Abschnitt 5.2.6.1 P(1)). Bei überwiegend auf Druck beanspruchten Bauteilen darf von 12.1 (3) abgewichen werden, wenn die Bedingungen gemäß 12.6, 12.8 und 13.5 eingehalten sind. Für die Verwendung von Durchmessern $> 40$ mm, z. B. GEWI 50-Stäben, gelten die allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen.		03/2006
411	12.03.1	Tab. 23	Nach DIN 1045 (7/1988), Tabelle 18 war der Mindestbiegerollendurchmesser für die inneren Lagen von mehrlagigen Aufbiegungen um den Faktor 1,5 zu erhöhen. Ist diese Forderung der alten DIN 1045 noch anzuwenden?	Diese Regelung wurde in die Fassung DIN 1045:1978 aufgenommen, um die ungünstige Wirkung aus der Überlagerung der Spaltzugkräfte der benachbarten Aufbiegungen abzumildern. Dies ist weiterhin konstruktiv sinnvoll. Bei alternativer Anordnung zusätzlicher Querbewehrung in der inneren Aufbiegung ist die Vergrößerung des Biegerollendurchmessers nicht erforderlich.		04/2011
82	12.03.1	Tab.24	Darf von der Tab. 24, Mindestwerte der Biegerollendurchmesser, für nach dem Schweißen gebogene Bewehrung, abgewichen werden bei Baustahlmatten, wenn die Betonstahlspannung nur zu 2 / 3 ausgenutzt wird? (z. B. Bügelmatten in Treppenfertigteilen oder Bügelkörbe in Unterzügen und Stützen)	Von den Mindestwerten der Biegerollendurchmesser gemäß Tabelle 24 darf im Sinne von 12.3.1 (3) (Prinzip) nicht abgewichen werden. <i>Anmerkung: Die Werte der Tabelle 24 entsprechen denen gemäß DIN 1045:1988-07, 18.3.2; die Änderung in Zeile 1 der Tabelle 24 („für <math>a &lt; 4 d_s</math>“) gegenüber DIN 1045:1988-07, 18.3.2 (1) („mindestens <math>4 d_s</math>“) erfolgte in Anpassung an DIN V ENV 1992-1-1:1991 (siehe dortige Tabelle 5.2).</i>		03/2005
380	12.05	(6)	Wir haben eine Deckenplatte, (größtenteils einachsig gespannt), mit der Grundbewehrung Q335A bewehrt. Unsere Stoßüberdeckung beträgt 40cm. Diese Übergreifungslänge wurde seitens des Prüflingenieurs auf 50cm erhöht mit der Begründung: gem. DIN 1045-1, Ziff.12.5 (6).	Der Querzug bei einachsig gespannten Platten aus Querdehnung wird konstruktiv durch die 20 % Querbewehrung nach 13.3.2 (2) abgedeckt und ist so gering, dass eine Abminderung der Verbundspannung bei Übergreifungsstößen im Feld nicht notwendig ist. Bei Stößen in Decken mit planmäßigem zentrischen Zug quer zum Übergreifungsstoß oder bei zweiachsig gespannten Decken wäre dies jedoch erforderlich, wenn nicht die Rissbreitenbegrenzung 0,2 mm (unter Bemessungsschnittgrößen) im Stoßbereich nachgewiesen werden kann.		12/2008
331	12.06	Tab. 26	Bedeutet der Index a), dass der Wert ohne Klammer nur bei Erfüllung aller 3 genannten Bedingungen eingesetzt werden darf? Oder bedeutet der Index a), dass der Wert ohne Klammer eingesetzt werden darf, wenn eine der drei genannten Bedingungen erfüllt ist?	Die in Spalte 2 der Tabelle 26 in Klammern angegebenen Werte gelten, wenn alle in Fußnote a) genannten ungünstigen Randbedingungen vorhanden sind, d. h. geringe Betondeckung und kein Querdruck und keine enge Verbügelung.		08/2007
384	12.06.2	Tab. 26	Welchen Mindestdurchmesser hat der angeschweißte Querstab in Abhängigkeit zum Durchmesser des Längsstabs?	zulässiges Verhältnis sich kreuzender, geschweißter Stäbe: - bei tragenden Verbindungen $\geq 0,57$ - bei nichttragenden Verbindungen: $\geq 0,28$ (siehe DAFStb-Heft 400 zu Tab. 24, Fußnote 33)		12/2008

Lfd.	Abschn.	Abs.	Frage	Auslegung	Stellungnahme	Dat.
359 360	12.07	(1)	Gilt der Absatz (1) auch für Querkraftaufbiegungen? Bild 56 gilt nur für Bügel. Kann man für die Verankerung von Querkraftaufbiegungen das Bild 23 der DIN 1045 (1988) mit Unterschied in Druck- und Zugzone heranziehen?	Die Verankerung von Schrägstäben zur Abdeckung der Querkraft erfolgt immer mit $l_{b,net}$ (ab dem Ende von $d_{br}$ ).		08/2007
282	12.07	(5)	Bügel bei Plattenbalken nach Bild 56 i): Welcher Wert $V_{Ed}$ ist beim Nachweis $V_{Ed} < 2/3 V_{Rd,max}$ anzusetzen? (nach 10.3.2 (1) abgeminderter Bemessungswert oder Wert am Auflagerend bzw. Auflagermitte?)	Es ist der für die Bemessung dieser Bügel maßgebende, ggf. abgeminderte, Querkraftwert zu verwenden.		03/2006
237	12.08.2	Bild 58	Gilt der Stababstand $s_0$ nur für den seitlichen Abstand der Bewehrung (wie im Bild 58 dargestellt) oder auch senkrecht dazu ?	Nach neueren Versuchsergebnissen ist kein wesentlicher Unterschied im Tragverhalten von Übergreifungsstößen vorhanden, bei denen die zu stoßenden Bewehrungsstäbe in Bezug auf das Bauteilinnere neben- oder übereinanderliegen (DAfStb-Heft 525, zu 12.8.3). Deshalb gelten auch die Regeln für die Querbewehrung bei Übergreifungsstößen für beide Fälle. Die Bilder 57 und 58 unterscheiden nicht in Grund- und Aufriss. Die Forderung eines Mindestrandabstandes $s_0$ zum nächstgelegenen Bauteilrand bezieht sich auf die Richtung, in der das Absprengen der Betondeckung durch die Spreizkräfte der nebeneinander liegenden gestoßenen Stäbe gefördert wird. <i>Anmerkung: Auslegung 2008 überarbeitet.</i>		11/2005 12/2008
323	12.08.2		Wenn bei einer 2-lagigen Bewehrung innerhalb der einzelnen Lagen jeder 2. Stab versetzt ist und die Stöße der 1. Lage in Bezug auf die 2. Lage ebenfalls versetzt angeordnet werden, kann dann der Abstand $s$ mit dem doppelten Achsabstand der Stäbe angenommen werden (Annahme: Stoß an insgesamt 2 Stellen)?	Es kann wie bisher verfahren werden. Bild 57 der DIN 1045-1 ist keine Neuerung sondern war bereits Gegenstand der Bewehrungsrichtlinien nach DIN 1045:1978-12 (siehe dortiges Bild 17 sowie Erläuterungen in DAfStb-Heft 300)		08/2007
396	12.08.2	(2)	Im Bild 57 ist der lichte Abstand zwischen zwei Vollstößen mit $\geq 2d_s$ bzw. 20 mm angegeben, wobei es sich hierbei eindeutig (aufgrund der Kraftpfeile) um Zugstöße handelt. Gilt dieser Mindestabstand auch für Druckstöße z. B. bei Stützen?	Ja. Grund: Verbund ( $2d_s$ ) und Betonierbarkeit (Mindeststababstand 20 mm).		05/2009
433	12.08.3	(1)	Gemäß DIN 1045-1 muss die Querbewehrung im Stoßbereich zwischen der Längsbewehrung und der Betonoberfläche angeordnet sein. Wie ist z. B. bei einer Platte/Wand mit einer Bewehrungslage je Richtung zu verfahren, in der in beiden Richtungen ein Stoß der Bewehrung erforderlich wird. Wird die Bewehrung einer Richtung in die erste Lage, die dazu orthogonale Bewehrung in der zweiten Lage verlegt, würde bei der ersten Lage (Stoßanteil $\geq 20\%$ bzw. $d_s \geq 16$ mm) immer eine zusätzliche Querbewehrung erforderlich die <b>außen</b> liegen muss. Ist nach derzeitigem Normenstand so zu verfahren?	Ja. Zweckmäßigerweise sollte die gestoßene Bewehrung der ersten Lage unter Einhaltung der Grenzwerte Stoßanteil $\leq 20\%$ oder $d_s < 16$ mm bis C55/67 konstruiert werden. Dann werden deren Stöße durch die Querbewehrung in der zweiten Lage abgedeckt. Diese Grenzwerte werden im EC2-1-1, 8.7.4.1 übrigens auf einen Stoßanteil $\leq 25\%$ oder $d_s < 20$ mm erhöht. Bei höher beanspruchten Stoßbereichen ist eine außenliegende Querbewehrung konstruktiv erforderlich.		06/2012
28	12.08.3	(4)	Nach (4) sind bei mehrlagiger Bewehrung Übergreifungsstöße mit Bügeln zu umschließen, die für die Kraft aller gestoßenen Stäbe zu bemessen sind, falls mehr als 50 % des Querschnitts der einzelnen Lagen in einem Schnitt gestoßen werden. Bezieht sich dieser 50 %-Anteil auf jede einzelne Lage oder nur auf dem Gesamtstoßanteil aller Lagen? Was gilt bei einer zweilagigen Bewehrung (beide Lagen gleich bewehrt), bei der die erste Lage zu 100 %, die zweite Lage um 1,3 $l_s$ versetzt gestoßen wird, d. h. Stoßanteil im Gesamtquerschnitt = 50 %? Sind Bügel für die Kraft aller gestoßenen Stäbe erforderlich?	12.8.3 (4) bezieht sich auf den Stoßanteil der einzelnen Lagen einer mehrlagigen Bewehrung. Für Unterschiede im Vergleich zu DIN 1045:1988-07, 18.6.2 bzw. 18.6.3 (siehe DAfStb-Heft 525).		07/2004

Lfd.	Abschn.	Abs.	Frage	Auslegung	Stellungnahme	Dat.
428	12.08.3	(4)	Übergreifungsstöße mehrlagiger Bewehrung (> 50 %-Stoß) sind durch Bügel zu umschließen, die für die Kraft „aller“ gestoßenen Stäbe zu bemessen ist. Bei einer einlagigen Bewehrung entspricht der Querschnitt der Querbewehrung im Übergreifungsstoß dem Querschnitt „eines“ gestoßenen Stabes. Bei einem mehrlagigen Stoß müsste der Querschnitt der Querbewehrung dann genauso groß sein, wie der Querschnitt „aller“ gestoßenen Längsstäbe ( $A_{st} \geq \Sigma A_s$ ). Beispiel: bei zweilagiger, 100 %- gestoßener Bewehrung von ca. 100 cm <sup>2</sup> aus Ø 28 bedeutet es, dass der Querschnitt der Umschließungsbügel im Übergreifungsstoß von 6,20 cm <sup>2</sup> auf 100,0 cm <sup>2</sup> gegenüber einem einlagigen Stoß ansteigen würde (z.B. auf 2 x 60,0 cm jeweils 25 Ø 16). Ist der Absatz (4) wirklich so auszulegen?	Die Querbewehrung soll die Spreizkräfte aus der Übergreifung aufnehmen. Bei einlagiger Bewehrung ist dies die Kraft eines gestoßenen Stabes in einer Lage. Bei mehrlagiger Bewehrung mit > 50 %-Stoß sind mit allen gestoßenen Stäben die übereinanderliegenden Stäbe aller Lagen gemeint (im Beispiel also $A_{st} \geq 2 \cdot \varnothing 28 = 12,3 \text{ cm}^2$ ).		06/2012
207	13		Für einachsige gespannte Decken mit Einzel- und Linienlasten wird mit den mitwirkenden Breiten nach DAfStb-Heft 240 gerechnet. Gemäß DIN 1045 (88), 20.1.6.2 (6) mussten diese Bewehrungsanteile auf die halbe mitwirkende Breite eingelegt werden. An welcher Stelle der DIN 1045-1 ist ein entsprechender Hinweis zu finden oder ist diese Regel ersatzlos entfallen?	Diese Regel ist in DIN 1045-1 nicht mehr enthalten. Die Regelung aus DAfStb-Heft 240 kann weiterhin angewendet werden. Die dazugehörigen Bewehrungsanteile sind auf die halbe mitwirkende Breite der Zugzone (analog 13.2.1 (2)) zu verteilen.		07/2005
36	13.01.1	(4)	13.1.1(4): maximaler Bewehrungsgrad auch im Bereich von Übergreifungsstößen $0,08 A_c$ . 13.5.2(2): maximaler Bewehrungsgrad auch im Bereich von Übergreifungsstößen $0,09 A_c$ . Welcher Wert ist richtig?	In 13.1.1 (4) ist die Höchstbewehrung für überwiegend biegebeanspruchte Bauteile geregelt (siehe auch DAfStb-Heft 525, zu 13.7.1 (3)), in 13.5.2 (2) die für Stützen (entspricht DIN 1045:1988-07, 25.2.2.1 (1)). Es gelten dementsprechend beide Werte.		07/2004
255	13.01.1		In Abschnitt 5.3.2 (2) wird eine Mindestbewehrung zur Erfüllung des Duktilitätskriteriums gefordert. Ist diese Mindestbewehrung auch bei der Anschlussbewehrung im Bereich der Arbeitsfugen (z. B. Platte-Wand) zu berücksichtigen?	Wenn das Versagen zu geringer Anschlussbewehrung zu einem spröden Tragwerkskollaps führen könnte (z. B. Biegebemessung als Rahmenecke), ist die Mindestbewehrung nach 13.1.1 eine Möglichkeit, ein duktileres Verhalten der Konstruktion zu erreichen. In anderen Fällen, wenn z. B. das Druckglied Wand konstruktiv an das Biegebauteil Platte angeschlossen wird, ist die statisch erforderliche bzw. die Mindestbewehrung der Wand anzuschließen.		11/2005
68 174	13.01.1		Muss in Querrichtung bewehrter Streifenfundamente eine Duktilitätsbewehrung vorgesehen werden, obwohl diese in unbewehrten Fundamenten entfallen darf?	Nein, da Streifenfundamente i. d. R. in Querrichtung nicht als Biegebauteile wirken..		03/2005
92	13.01.1		Wie ist mit der Mindestbewehrung zu verfahren, wenn bei einer kombinierten Beanspruchung aus Biegung und Torsion die erforderliche Biegebewehrung kleiner als die Mindestbewehrung nach 13.1.1 ist? Ist entweder a) die erforderliche Längsbewehrung aus Biegung und Torsion mit der Mindestbewehrung zu vergleichen und die größere einzulegen oder b) die erforderliche Längsbewehrung aus Biegung mit der der Mindestbewehrung zu vergleichen und die größere mit der Torsionslängsbewehrung zu addieren?	Die erforderliche Längsbewehrung aus Biegung und Torsion ist mit der Mindestbewehrung zu vergleichen und die größere einzulegen. Alle statisch erforderlichen Längsbewehrungen können auf die Mindestbewehrung angerechnet werden.		02/2005
285	13.01.1		In Zulassungen für vorgefertigte vorgespannte Deckensysteme wird auf den Nachweis eines robusten Tragverhaltens verzichtet, wenn die Bestimmungen für Entwurf und Ausführung des Systems eingehalten werden. So darf z. B. die Belastung nur vorwiegend ruhend sein und die Vorspannung $\sigma_{pm0}$ darf im Spannbettzustand 1000 N/mm <sup>2</sup> nicht überschreiten. Darf auf die Mindestbewehrung zur Sicherstellung eines duktilen Bauteilverhaltens analog verzichtet werden, wenn diese o. g. Kriterien erfüllt bzw. eingehalten werden?	Der Verzicht auf eine Mindestbewehrung aus Betonstahl nach 13.1.1 (1) für Spannbetonfertigteile ist nur dann gerechtfertigt, wenn die erforderliche Duktilität zweifelsfrei durch andere Maßnahmen gewährleistet wird. Die Reduzierung der zulässigen Spannstahlspannung auf 1000 N/mm <sup>2</sup> bildet dabei nur einen Teil dieses Maßnahmenpakets. Eine so weitgehende Abweichung von den Anforderungen der Norm kann nur im Rahmen allgemeiner bauaufsichtlicher Zulassungen geregelt werden (z. B. Spannbeton-Hohlplatte).		03/2006

Lfd.	Abschn.	Abs.	Frage	Auslegung	Stellungnahme	Dat.
356	13.01.1		Gilt DIN 5.3.2 Satz (1) (Vermeidung von Erstrissen) als erfüllt, wenn ein Bauteilquerschnitt so groß konstruiert wird, dass die Randspannung $M_{Ed}/W$ im Grenzzustand der Tragfähigkeit $\sigma \leq f_{ctm}$ bleibt und die für $M_{Ed}$ erforderliche Bewehrung eingebaut wird (Erstriss kann im Grenzzustand der Tragfähigkeit nicht auftreten)? Ist in diesem Fall eine Mindestbewehrung nach 13.1.1 entbehrlich?	Nein, auf den Einbau der Mindestbewehrung darf nur verzichtet werden, wenn die Forderungen nach Abs. 11.2.2 eingehalten werden können. Die Sicherstellung eines duktilen Bauteilverhaltens (Abs. 5.3.2) ist mit dem alleinigen Nachweis $\sigma \leq f_{ctm}$ nicht gegeben.		08/2007
373	13.01.1		Darf beim Nachweis der Duktilität über die Mindestbewehrung nach DIN 1045-1, Abschnitt 13.1.1 bei Stahlbetonhohlplatten anstatt mit dem Mittelwert der Betonzugfestigkeit $f_{ctm}$ nur mit $0,8f_{ctm}$ gerechnet werden (Analogie zur DIBt-Mitteilung 3/2005)?	Für Stahlbetonhohlplatten gelten im Prinzip alle Regeln für Fertigteile nach DIN 1045-1, soweit nicht in den DIBt-Mitteilungen abweichend geregelt ([1] bis [3] siehe Auslegung Nr. 69 zu Abschnitt 1). Die Begrenzung der Biegezugspannung in Querrichtung auf $0,8f_{ctm}$ in [2] hat mit dem Rissmoment in Längsrichtung nichts zu tun.		08/2007
168	13.01.1 13.02.3		Die Querkraft- und Biegebemessung in Verbindung mit den Mindestbewehrungen nach den Abschnitten 13.1.1 und 13.2.3 wurde durchgängig für eine Betongüte durchgeführt und entsprechend die Bewehrung eingebaut. Nun wird z. B. von der Bauleitung aus anderen Gründen die Betongüte ohne Veränderung der Bewehrung erhöht. Ist bei einer nachträglichen Änderung (= Verbesserung) der Betongüte auch eine entsprechende Erhöhung der Mindestbewehrungen nach 13.1.1 und 13.2.3 erforderlich?	Die Mindestbewehrungen werden von den Risschnittgrößen (13.1.1 - Rissmoment und 13.2.3 - Schubrissquerkraft) abgeleitet, die mit der Erhöhung der Betonzugfestigkeiten zunehmen. Daher ist es erforderlich, mit der Erhöhung der Betonfestigkeitsklasse (und damit auch der Zugfestigkeit) die Mindestbewehrungen anzupassen. In Bezug auf die Risschnittgrößen (auch auf die Zwangbeanspruchungen und die Rissbreitenbegrenzung) handelt es sich bei einer Erhöhung der Betonfestigkeit also nicht um eine Verbesserung. Die Gefahr größerer Rissbildungen ohne Bewehrungsanpassung nimmt zu.		05/2005
429	13.02.2	(7) Gl. (148)	Bei Platten ohne Querkraftbewehrung sind nach 13.3.2 (1) 50 % der Feldbewehrung über die Auflager zu führen und dort mit Versatzmaß $1,0d$ zu verankern. Ist bei der Ermittlung der erforderlichen Endverankerungslänge gemäß Gleichung (148) für erforderlich $a_s$ anstelle $F_{sd} / 435$ die halbe Feldbewehrung (bzw. die Mindestbewehrung) einzusetzen oder wird die Endverankerungslänge mit $F_{sd} / 435$ ermittelt und die halbe Feldbewehrung bzw. die Mindestbewehrung bis zu dieser Länge geführt?	Die mit der Feldbewehrung zu verankernde Zugkraft $F_{sd}$ ist mit dem Versatzmaß $1,0d$ zu ermitteln und daraus $a_{s,erf} = F_{sd} / 435 \text{ N/mm}^2$ zu bestimmen. Dann den Ausnutzungsgrad mit der über das Auflager geführten Bewehrung $a_{s,erf} / a_{s,vorh,Auflager}$ bestimmen --> Verankerungslänge mit Gl. (141) und (149) bzw. (150) ermitteln.		06/2012
404	13.02.2	(7) Gl. (148)	In Gl. 148 wird zur Ermittlung der Verankerungskraft am Endauflager die Querkraft $V_{Ed}$ benötigt. Mit welchem Wert ist diese in Anlehnung an Abschn. 10.3.2 unter Berücksichtigung einer auflagernahen Einzellast, die für die Querkraftbemessung abgemindert werden darf, anzusetzen? Im Falle einer unmittelbar an einem direkten Auflager wirkenden hohen Einzellast bei gleichzeitig niedrigen Linienlasten wäre bei Ansatz der gesamten Auflagerkraft in Gl. 148 dieser Nachweis u. U. maßgebend für die Dimensionierung der gesamten Biegezugbewehrung, obwohl die Horizontalkomponente nur gering ist.	Die am Endauflager zu verankernde Zuggurkraft $F_{sd}$ infolge einer auflagernahen Einzellast $F$ im Sinne von 10.3.2 (2) wird vereinfacht mit der gesamten Querkraft $V_{Ed}$ im Auflager ermittelt. Genauere Nachweise mittels Stabwerkmodellen dürfen geführt werden.		05/2009
296	13.02.2	(8) Gl. 149	Die Einschränkung in der Gl.(149) $l_{b,dir} \geq 6d_s$ ist durch die Gl.(141) mit der Einschränkung $l_b \geq l_{b,min} \geq 10d_s$ überflüssig. Ist es richtig, dass nach DIN 1045-1 Gl.(149) auch bei Haken, Winkelhaken oder Schlaufen die Einschränkung $l_{b,dir} \geq 2/3 * 10d_s = 6,67d_s$ eingehalten werden muss?	Ja, auch bei Haken, Winkelhaken oder Schlaufen muss die Einschränkung $l_{b,dir} \geq 2/3 * 10d_s = 6,67d_s$ eingehalten werden.		06/2006
389	13.02.2	(8)	In Abschnitt 13.2.2 (8) wird als Mindestlänge der Verankerung der Biegezugbewehrung bei direkter Lagerung ein Maß von $6d_s$ gefordert. Beispielsweise soll sich bei der statischen Berechnung ein notwendiger Stabdurchmesser $d_{s1}$ ergeben, der mit $6d_{s1}$ zu verankern sei. Darf der Stab $d_{s1}$ (z.B. 6mm) um einen Durchmesser auf $d_{s2}$ (z.B. 8mm) vergrößert und weiterhin mit $6d_{s1}$ (= 36mm) verankert werden, oder muss der statisch nicht notwendige größere Stabdurchmesser $d_{s2}$ dann mit $6d_{s2}$ (=48mm) verankert werden?	Das Mindestmaß der Verankerungslänge (2008-08: $2/3 * 10d_s = 6,7d_s$ am direkten Auflager) soll unvermeidliche Herstellungungenauigkeiten abdecken und gewährleisten, dass ein bestimmter Teil der Zugkraft der über die Auflager geführten Stäbe verankert wird. Abweichungen können beim Ablängen oder Verlegen der Bewehrung sowie bei der Stützweite auftreten. Bei dieser Festlegung wurde davon ausgegangen, dass die Herstellungungenauigkeiten proportional zum Stabdurchmesser ansteigen (größerer Stabdurchmesser --> größere Stützweite und Stablängen, s. DAfStb-Heft 400 zu 18.7.4). --> Nachweis einer unter $6,7d_s$ verkürzten Verankerungslänge mit dickeren Stäben unter Berücksichtigung von Toleranzen im Sinne von DAfStb-Heft 400, Gl. (18.4) vornehmen, ggf. Bewehrungskonstruktion anpassen, z. B. ohne Passstäbe!		12/2008

Lfd.	Abschn.	Abs.	Frage	Auslegung	Stellungnahme	Dat.
424	13.02.2	(8)	Gilt nur Gl. (149) mit $l_{b,dir} \geq 6,7d_s$ oder auch der Mindestwert für Gl. (141) mit $l_{b,dir} \geq \frac{2}{3} \cdot 0,3 \cdot \alpha_a \cdot l_b$ ? Wie verhält es sich bei Gl. (150) mit $l_{b,ind} \geq 10d_s$ ?	Es gilt: indirekte Lag.: $l_{b,ind} = l_{b,net} \geq l_{b,min} = 0,3 \cdot \alpha_a \cdot l_b \geq 10d_s$ direkte Lag.: $l_{b,dir} = \frac{2}{3} l_{b,net} \geq \frac{2}{3} l_{b,min} = 0,2 \cdot \alpha_a \cdot l_b \geq 6,7d_s$		06/2012
302	13.02.2	(9)	Die erforderliche Bewehrung ist um das Maß $6d_s$ hinter den Auflagerand zu führen. Bei Durchlaufträgern bzw. bei Kragarmen ist der untere Trägerbereich immer vollständig überdrückt. Eine statische Bewehrung ist i. d. R. nicht erforderlich. Ist es somit möglich z. B. eine Fertigteilkonstruktion mit Durchlaufwirkung ohne untere aufliegende Bewehrung auszuführen? (Zugbewehrung in der Decke, Druckübertragung über die Kontaktwirkung am unteren Flansch bzw. über einen Verguss der Fuge)	Das <b>Prinzip</b> 13.2.2 (9) sorgt für ausreichende Robustheit, indem die bis in die Auflager geführte Feldbewehrung vor einem theoretischen Bruch noch ein Zugband ausbildet. Darüber hinaus gilt 13.1.1 (3) für die Feld-Mindestbewehrung.		06/2006
232	13.02.3	(5)	Ist bei der Ermittlung der Querkraftbewehrung für elastisch gebettete Fundamentbalken neben der statisch erforderlichen Querkraftbewehrung der Mindestquerkraftbewehrungsgrad zu berücksichtigen?	Ja.		11/2005
165	13.02.3	(9)	Hier ist der mögliche Einschnitt in die Querkraftdeckungslinie angegeben. Die Auftragsfläche 1 ist dabei zum Auflager hin gezeichnet. Dies widerspricht den Angaben in DIN 1045 alt, wo ein Einschnitt zum Auflager hin zulässig war. Ist damit ein Einschnitt in die Querkraftdeckungslinie zum Auflager hin (normaler Querkraftverlauf vorausgesetzt) nicht zulässig?	In DIN 1045-1 darf der Bemessungswert der Querkraft bei direkter Auflagerung im Abstand $d$ vom Auflager (alte DIN 1045 im Abstand $0,5h$ ) angenommen werden. Wegen diesem größeren Abstand (= Einschnitt in die Querkraftlinie) wird nunmehr grundsätzlich mit einem Auftrag bei der Bewehrungsabstufung im Abstand $d$ vom Auflager weg begonnen (Bild 68). <i>Auslegung gekürzt (06/2012)</i>		05/2005
12	13.02.3		In DIN 1045-1 finden sich in Tab. 31 Abstände von Querkraftbewehrung (Bügel und Querkraftzulagen). Für erforderliche Querkraftbewehrung die ausschließlich zur Schubkraftübertragung in Fugen dient, gibt es keine Regelungen. Gilt Tab. 31 auch für Querkraftbewehrung, die ausschließlich zur Schubkraftübertragung in die Verbundfuge erforderlich ist ( $V_{ED} \leq V_{Rd,ct}$ )?	Verbund- und Querkraftbewehrung sind gleichartig zu behandeln, die größere von beiden ist einzulegen. Die Konstruktionsregeln des Abschnitts 13.3.3 bzw. 13.2.3 gelten auch für die Verbundbewehrung. Unabhängig davon ist gemäß Bild 35 die Verankerung der Fugenbewehrung beidseitig sicherzustellen. <i>Ergänzung 2008: In 10.3.6 (11) sind großzügigere Konstruktionsregeln für Verbundbewehrung in Platten aufgenommen worden.</i>		02/2005 12/2008
187	13.02.3		Müssen die Regeln für die Mindestquerkraftbewehrung von Balken sinngemäß auch für querkraftbeanspruchte Stützen (z. B. auskragende Hallenstützen mit Wind) angewandt werden?	Für Bauteilbereiche nach 3.1.18 ist wie bei Balken Mindestquerkraftbewehrung nach 10.3.1 (2) und für Bauteilbereiche nach 3.1.19 ist Querbewehrung wie bei Stützen nach 13.5.3 anzuordnen.		07/2005
345	13.02.3	Tab. 31	Laut Fußnote der Tabelle 31 darf $V_{Rd,max}$ näherungsweise mit $\theta = 40^\circ$ ermittelt werden. Ist dies auch erlaubt, wenn die Querkraftbewehrung mit einem anderen Winkel ermittelt worden ist?	Ja.		03/2007
23 305	13.03		Wo wird eine verstärkte Querbewehrung unter Einzel- und Linienlasten in DIN 1045-1 behandelt?	Sofern kein genauere Nachweis geführt wird, kann die Querbewehrung gemäß DIN 1045:1988-07, 20.1.6.2 bzw. 20.1.6.3 ausgebildet werden, wobei hinsichtlich der dortigen Gleichungen (33) und (37) die Regelungen der DIN 1045-1:2001-07 zu beachten sind. Die Querbewehrung darf nicht kleiner sein als die in 11.2.2 und 13.1.1 vorgeschriebenen Mindestbewehrungen, darüber hinaus gilt 13.3.2.		07/2004
159	13.03.1		In DIN 1045-1, 13.3.1, werden Minstdicken für Vollplatten aus Ortbeton angegeben. Wird mit den Minstdicken die statische Höhe oder der wirkliche Querschnitt gemeint?	Es handelt sich um den Mindestwert der Bauteildicke $h$ .		03/2005
84	13.03.1		Kann, wenn nachweislich keine Durchstanzbewehrung nach 10.5.4 benötigt wird, die Dicke der Vollplatte kleiner als 200 mm sein? (Brandschutz nicht berücksichtigt)	Ja.		01/2005
173 182	13.03.1		Gemäß DIN 1045-1 sind Mindestplattendicken von Vollplatten aus Ortbeton gefordert. Gelten diese auch für Fertigteil- bzw. Halbfertigteildeckenplatten?	Ja, siehe z. B. 13.4.1.		07/2005

Lfd.	Abschn.	Abs.	Frage	Auslegung	Stellungnahme	Dat.
172 259	13.03.1		<p>1) Gilt 13.3.1 (min <math>h</math> einer Ort beton-Vollplatte) auch für einen Steg zwischen zwei Deckendurchbrüchen? Nach 10.3.1 (2) ist bei Balken und einachsig gespannten Platten mit <math>b/h &lt; 5</math> stets eine Mindestquerkraftbewehrung erforderlich. Muss der Steg eine Mindestdicke von <math>h = 20</math> cm aufweisen?</p> <p>2) Muss ein Balken mit einer Mindestquerkraftbewehrung min 20 cm dick sein (z. B. Ringbalken)?</p> <p>3) In DIN 1045(88) durfte Schubbereich 3 nur bei einer Balkendicke <math>\geq 30</math> cm ausgenutzt werden. Gibt es auch solche Beschränkung in der DIN 1045-1 für <math>V_{Ed} \geq 0,6 V_{Rd,max}</math>?</p> <p>4) Darf eine Flachdecke ohne Durchstanzbewehrung mit <math>h &lt; 20</math> cm dimensioniert werden?</p>	<p>1) bis 2): Bei Balken und deckengleichen Unterzügen sind keine Mindestquerschnittsdicken vorgeschrieben.</p> <p>3) Nein, keine Beschränkung mehr.</p> <p>4) Ja, da keine Durchstanzbewehrung erforderlich ist.</p>		07/2005
272	13.03.1		Warum kann man einen Balken mit $h < 200$ mm mit Bügelbewehrung ausführen, aber eine Platte nicht?	Im Zusammenhang mit der Begrenzung des inneren Hebelarms nach 10.3.4 (2) wird die Querkrafttragfähigkeit bei dünnen Bauteilen ausreichend begrenzt. Die Konstruktionsregeln von bügelbewehrten Balken sind gegenüber Platten teilweise konservativer, deshalb wurde hier auf eine Mindestdicke verzichtet.		03/2006
246 248	13.03.2	(2)	Es wird nicht mehr unterschieden zwischen der Querbewehrung von Platten in Feld- und Stützbereichen. Da, insbesondere bei steifen Linienlagerungen, die Querdehnungen erst an den freien Plattenrändern auftreten, ist die Festlegung der DIN 1045 (88), 20.1.6.3 (2) über das Verlegen einer "konstruktiven" Querbewehrung über Zwischenauflagern nachvollziehbar. In der Praxis konnte demzufolge eine Lagermatte verlegt werden. Fehlende Bewehrungsquerschnitte konnten mit Einzelstäben in Haupttragrichtung abgedeckt werden. 2-lagige Matten werden somit vermieden. Müssen über Zwischenauflagern immer mindestens 20 % Querbewehrung vorgesehen werden?	Bei Vorhandensein einer ausreichenden Querdehnungsbehinderung durch Auflagerreibung bei Zwischenauflagern bestehen keine Bedenken, eine konstruktive Querbewehrung $< 20$ % anzuordnen. Die Festlegung über das in diesem Fall konstruktiv Notwendige ist dem sachkundigen Planer zu überlassen.		11/2005
89	13.03.2	(4)	Auf welche Stelle oder Bereich des jeweiligen Momentenverlaufes (Feldmoment bzw. Stützmoment) bezieht sich der maximale Abstand $s$ der Stäbe?	Der maximale Stababstand ist im gesamten Biegebewehrungsbereich, auch für die Mindestbewehrung, einzuhalten.		01/2005
371	13.03.2	(6)	In Tabelle 31 wird ein Querabstand der Bügelschenkel von maximal $h$ gefordert, sofern die angegebenen Absolutmaße von 40 bis 80 cm nicht maßgebend werden. Führt dies bei einem Fenstersturz von $b/h = 30/25$ cm dazu, dass vierschnittige Bügel eingelegt werden müssen, auch wenn wegen geringer Belastung z. B. $\varnothing 8/150$ mm ausreichend wären?	Im Beispiel $b/h = 30/25$ cm sind zweischnittige Bügel mit einer Breite von 25 cm nach Tab. 31 möglich. Unabhängig davon sind die Konstruktionsregeln für Balken auch für Stürze umzusetzen, wenn sie nicht als Flachstürze im Zusammenwirken mit Mauerwerk nach der Flachsturzrichtlinie bemessen werden können.		08/2007
393	13.03.2	(10)	Sind Steckbügel an freien Deckenrändern immer einzubauen oder gibt es bei bestimmten Rechenverfahren (FEM-Berechnungen) Erleichterungen? Bei der Berechnung nach der Plattentheorie ist oftmals an weiten freien Plattenrändern in der Fassade (Innenliegende Bauteile) keine Schubbewehrung erforderlich und auch nur geringe Biegebewehrung rechtwinklig zur Spannrichtung ausgewiesen. Nach Heft 240 kann bei deckengleichen Stürzen und geringen Schubspannungen ebenfalls auf Bügel verzichtet werden.	Diese konstruktive Verbügelung am freien Deckenrand ist unabhängig vom Rechenverfahren umzusetzen. Ausnahmen: 13.03.2 (11)		12/2008
287	13.03.2		Gemäß einschlägiger Literatur (z. B. DAfStb-Heft 326, Leonhardt: Vorlesungen über Massivbau, Teil 3, usw.) genügt für die Verankerung von Fertigteilstützen in Blockfundamenten der Nachweis der Verankerungslänge $l_1$ . Dies würde in der neuen DIN 1045-1: 07/01 dem Wert $l_{b,net}$ entsprechen. In den DBV-Beispielen 11 und 12 zur DIN 1045-1 – Teil 1: Hochbau, wird dieser Wert nicht mehr als Verankerungslänge sondern als Übergreifungslänge $l_s$ angegeben (entspricht $l_u$ nach DIN 1045/88). Das Fachwerkmodell und die daraus resultierende Theorie haben sich nicht geändert. Warum ist nach neuer Norm nun die Übergreifungslänge nachzuweisen, während nach alter Norm der Nachweis der Verankerungslänge genügt?	Leonhardt: Vorlesungen Teil 3: 16.3.3.1 zu Bild 16.25: "Die Zugkraft der Stützenbewehrung ... muss ... auf die Standbügel durch Übergreifen übergehen..." Zur Bewehrungskonstruktion von Blockfundamente siehe auch DAfStb-Heft 399: Eligehausen/Gerster: Das Bewehren von Stahlbetonbauteilen: "Der Übergreifungsstoß zwischen der Stützen- und vertikalen Fundamentbewehrung erfolgt durch Druckstreben unter einem Winkel von 45°..." Die Übergreifungslänge $l_s$ wird nach 12.8.2 und Tab. 27 bestimmt. Zu beachten ist insbesondere auch 12.8.2 (2). Das Modell der Kraftübertragung bei rauen Fugen ist eindeutig (siehe Bild A-287).		03/2006



Lfd.	Abschn.	Abs.	Frage	Auslegung	Stellungnahme	Dat.
287	13.03.2				<p>Bild A-287: Verankerung Bewehrung im Köcher</p>	03/2006 03/2007
310 335	13.03.2		In der Auslegung Nr. 287, geben Sie an, dass nicht die Verankerungslänge sondern die Übergreifungslänge erforderlich ist. Als Begründung zitieren Sie aus DAfStb-Heft 399, lassen aber den folgenden Satz: „Daher beginnt die Verankerungslänge $l_1$ erst im Abstand $a$ von der Fundamentoberkante.“ weg, in dem ausdrücklich nicht die Übergreifungslänge ( $l_0$ nach DIN 1045/1988) sondern die Verankerungslänge ( $l_1$ nach DIN 1045/1988) gefordert wird. Warum halten Sie den Übergreifungsstoß für richtiger als die Verankerungslänge?	In 12.8.2 (2) sind die verschärften Regeln für Übergreifungsstöße bei engen Stoßabständen $s < 10 d_s$ auch auf lichte Stababstände $> 4 d_s$ ausgeweitet worden, daher handelt es sich formal um einen Übergreifungsstoß. Für die Ermittlung der Übergreifungslänge der Stützenbewehrung $A_{s1}$ braucht für erf $A_{s1}$ / vorh $A_{s1}$ nur der Zugkraftanteil angesetzt werden, der über die Druckstrebe $C_1$ in die Köcherbewehrung $A_{s2}$ übertragen wird (Stabwerkmodell Bild A-287). Der Rest der Stützenzugkraft wird dann über eine innere Druckstrebe $C_2$ in die Druckzone übertragen. Deshalb ist auf jeden Fall 100 % der Stützenzugkraft in der Stütze mindestens mit $l_{b,net}$ zu verankern. In diesem Sinne ist auch DAfStb-Heft 399 zu interpretieren.	03/2007	
401	13.03.3	(1)	Müssen Bügel in Platten sowohl die Bewehrung im Zugbereich, als auch im Druckbereich umfassen (z. B. Bügel die als Durchstanzbewehrung dienen, bzw. in Bereichen von Platten mit $V_{ED} > 0,3 V_{rd,max}$ )?	Bügel als Querkraftbewehrung müssen die Zuglängsbewehrung umfassen. Die Umfassung der Druckzone durch die Bügel ist durch die Reduktion des inneren Hebelarmes $z$ im Querkrafftachwerk nach 10.3.4 (2) sicherzustellen. Dies ist unabhängig von einer ggf. in der Druckzone angeordneten Längsbewehrung.	05/2009	
341	13.03.3	(2) (3)	Gelten die Abschnitte auch für Wände (also für unter bestimmten Einwirkungskombinationen nicht „vorwiegend auf Biegung beanspruchte Bauteile“ mit $e_d / h \leq 3,5$ ), z. B. gedrungene Erddruck belastete Wände mit hohen Auflasten.	In der Regel nein. Die Konstruktionsregeln für Querkraftbewehrung bei Platten gelten nur dann für Wände, wenn Querkraftbewehrung erforderlich wird.	03/2007	
13	13.03.3	(3)	Platten mit $V_{ED} > 0,3 V_{rd,max}$ mit mind. 50 % Bügel. Können Gitterträger als alleinige Schubbewehrung wie Bügel eingesetzt werden?	Die Verwendung von Gitterträgern ist in DIN 1045-1 nicht geregelt (vgl. 9.2). Werden Gitterträger als Durchstanz- bzw. Querkraftbewehrung verwendet, gelten die allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen (siehe DAfStb-Heft 525).	07/2004	
29	13.03.3	(3)	Muss für $V_{ED} \geq 0,30 V_{rd,max}$ die Bügelbewehrung sämtliche Längsstäbe umfassen? Was gilt für $V_{Ed} < 0,30 V_{rd,max}$ und bei Anordnung von Bügelbewehrung?	Es kann gemäß DIN 1045:1988-07, 18.8.2.1(1) verfahren werden (Hinweis: dortige Bilder 25 + 26 entsprechen Bild 56 der DIN 1045-1), siehe auch DAfStb-Heft 400.	07/2004	
29	13.03.3	(4)	Darf der Querabstand ( $\leq h$ ) sich auf versetzt angeordnete Aufbiegungen beziehen?	Es kann gemäß DIN 1045:1988-07, 18.8.3(4) mit $s_{max} = h$ verfahren werden.	07/2004	
43	13.03.3	(4)	Gelten die Stababstände auch für Verbundbewehrungen nach 10.3.6 aus Gitterträgern für Fertigplatten mit Ortbetonergänzung?	Für Gitterträger gelten die allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen (siehe DAfStb-Heft 525).	07/2004	
106	13.03.3	(6)	Vorgefertigte Winkelstützwände werden serienmäßig auf Lager produziert. Die Elemente (Wand oben: 12 cm; Wand unten: 25 cm) haben eine Breite von $b = 99$ cm. Rechnerisch ist keine Querkraftbewehrung erforderlich. Nach Abschnitt 13.3.3 (2) ist jedoch für den Bereich $19 \text{ cm} < h \leq 25 \text{ cm}$ ( $5 \geq b / h \geq 4$ ) ein $a_{sw} = 10,1 \text{ cm}^2/\text{m}$ (nach Gl. 151) erforderlich. Dieser Bewehrungsgehalt steigt vom nullfachen bis zum einfachen Wert je nach Wandstärke an. Würde die Winkelstützwand eine Breite von $b = 125$ cm haben, wäre keine Mindestquerkraftbewehrung erforderlich. Da nach Abschnitt 13.3.3 (2) $b / h = 125 / 25 \geq 5$ . Ist das sinnvoll?	Für Bauteile mit den beschriebenen Abmessungen ist die Mindestquerkraftbewehrung erforderlich. Abweichungen hiervon bedürfen einer allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung bzw. einer Zustimmung im Einzelfall.	02/2005	
29	13.03.3	Bild 72	Wie groß darf der Längsabstand einer Schrägaufbiegung vom Auflagerand sein, $1,5d$ analog zur Durchstanzbewehrung?	Gemäß 13.2.3 (Bild 72 gilt ausschließlich für die Durchstanzbewehrung, siehe auch DAfStb-Heft 525).	07/2004	

Lfd.	Abschn.	Abs.	Frage	Auslegung	Stellungnahme	Dat.
214	13.03.3	Bild 72	Im Widerspruch zu 10.5.5, Bild 45 sind in Bild 72 b) die Schrägstäbe nicht mit ihrem Schwerpunkt im Bemessungsschnitt bei $0,5d$ anzuordnen. Hier beginnen die Schrägstäbe mit ihrer oberen Biegung bei $\leq 0,5d$ . Wo soll der Schwerpunkt der Bewehrung liegen?	Bild 45 legt den Nachweisschnitt auch für Schrägbewehrung grundsätzlich im Abstand $0,5d$ fest. Die ermittelte Schrägbewehrung darf dann nach Bild 72 im Bereich bis $1,5d$ verlegt werden, wobei die erste Aufbiegung maximal $0,5d$ vom Stützenrand entfernt beginnen darf. Der Schwerpunkt der Bewehrung ist davon unberührt.		07/2005
415	13.03.3	(3)	Gilt die Bedingung $V_{ED} < 0,3V_{rd,max}$ auch bei punktgestützten Platten? Danach darf eine erforderliche Querkraftbewehrung nicht ausschließlich aus Schrägstäben bestehen, da $V_{rd,max} = 1,5V_{rd,ct}$ immer zu $V_{Ed} \geq 0,67V_{rd,max}$ bei durchstanzbewehrten Platten führt.	Absatz 13.3.3 (3) bezieht sich nur auf die Querkraftbewehrung von Platten. Die Durchstanzbewehrung darf auch allein mit Schrägstäben nach Bild 72 b) ausgebildet werden. Querkraftzulagen sind als Durchstanzbewehrung unzulässig.		04/2011
414	13.03.3	(7)	Dürfen Schrägstäbe als Querkraftbewehrung bei punktgestützten Platten mit nur einem Schnitt den kritischen Rundschnitt sichern, wenn rechnerisch keine zweite Reihe erforderlich ist?	Ja. Bei Anordnung der aufgebogenen Durchstanzbewehrung im Bereich zwischen $0,5d$ und $1,5d$ nach Bild 72 kreuzen die Schubrisse in jedem Fall die Schrägbewehrung. Dies ist bei einer einzigen $90^\circ$ -Bügelreihe nicht sichergestellt.		04/2011
40 138	13.04.3	(2)	Ist Bild 74 b) auch im Bereich von Auflagern anwendbar? Gelten auch bei Bild 74 b) (wie in Bild 74 a)) für die Gitterträger Höchstabstände von $\leq 2h$ ?	Für beide Fragen: Ja. Bild 74 gilt beispielhaft. Die allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen sind zu beachten.		02/2005
42	13.04.3	(3)	Warum ist die Regelung, dass die Fertigplattendicke bei zweiachsig lastabtragenden Platten nicht größer als ein Drittel der Gesamtdeckendicke betragen darf, in der Endfassung der DIN 1045-1 entfallen?	<i>Diese zusätzliche Anforderung ist entbehrlich. Es gilt grundsätzlich 13.4.3(1), wonach die Ortbetonenschicht mindestens 50 mm betragen muss. Der mögliche Ansatz der Drillsteifigkeit ist in 13.4.3(3) geregelt.</i>		07/2004
19 44	13.04.3	(5)	Kann die nach Abschnitt 13.4.3 (5) geforderte Verbundsicherungsbewehrung entfallen, wenn eine Fugenbewehrung mit den maximalen Abständen von $2,5h$ in Längsrichtung und $5h$ bzw. 75 cm in Querrichtung eingebaut wird? Ist die Verbundsicherungsbewehrung von $6 \text{ cm}^2/\text{m}$ auch erforderlich, wenn: - eine Verbundbewehrung rechnerisch nachgewiesen und angeordnet worden ist? - rechnerisch keine Verbundbewehrung erforderlich ist, Gitterträger aber konstruktiv angeordnet werden?	13.4.3 (5) gilt für den Fall, dass keine Wandauflast am Endauflager vorhanden ist. In diesem Fall ist stets mindestens eine Verbundsicherungsbewehrung mit $6 \text{ cm}^2/\text{m}$ anzuordnen, auch wenn sich aus 10.3.6 eine geringere Verbundbewehrung ergibt (vgl. auch DAfStb-Heft 525).		01/2005
326	13.04.3	(5)	Ist die in Ziffer 13.4.3 (5) geforderte Verbundsicherungsbewehrung auch erforderlich, wenn in den Platten eine vollflächige Verbundbewehrung vorhanden ist?	Ja. Die vorhandene Verbundbewehrung darf jedoch angesetzt werden.		04/2011
186	13.05.1		Müssen statisch nicht angesetzte Zwischenlängsstäbe von Stützen, die nur der Einhaltung des Höchstabstandes von 300 mm dienen, durch Zwischenbügel gehalten werden?	Ja. Eine Unterscheidung in statisch erforderliche und in konstruktive Längsstäbe ist für überwiegend druckbeanspruchte Stützen nicht bauartgerecht. Alle Längsstäbe wirken als Stützenbewehrung unter Druck, und sind i. d. R. gegen Ausknicken zu verbügeln. In Sonderfällen, wie z. B. bei Anordnung von konstruktiven Stäben in der Nähe der Nulllinie, kann auf zusätzliche Zwischenbügel verzichtet werden.		07/2005
260	13.05.1		Ein geplanter Mauerwerks Pfeiler mit den Abmessungen $b/d = 17,5/24 \text{ cm}$ soll aus ausführungstechnischen Gründen in Stahlbeton C20/25 mit einer konstruktiven Bewehrung hergestellt werden. Sind die Mindestabmessungen für Stützen der DIN 1045-1, 13.5.1, mit 200 mm einzuhalten?	Ja, denn es geht um die Betonierbarkeit der Ortbetonstützen (ausreichende Rüttelöffnung innerhalb des Bewehrungskorbes).		03/2006
425	13.05.1	(1)	Darf der Mindestquerschnitt von 200mm für senkrecht betonierte Stützen mit Vollquerschnitt unterschritten werden, wenn dafür geeignete Beton-/Betoniertechnologie zum Einsatz kommt? Ist der Einsatz von Aussenrüttlern oder von selbstverdichtendem Beton eine in diesem Sinn geeignete Maßnahme?	In der Tat hängen die Regeln zur Mindestbauteildicke für Stützen von der Betonierbarkeit ab. Geringere Abmessungen als 200 mm sind nur für <b>liegend</b> gefertigte Stützen im Fertigteilwerk (i. d. R. mit Außenrüttelverdichtung) erlaubt. Reduzierte Querschnittsabmessungen für Bauteile aus SVB-Beton sind in der DAfStb-Richtlinie nicht geregelt. Die Betonierbarkeit senkrechter Stützen hängt von vielen Faktoren ab: - Verhältnis Höhe zu Dicke - Bewehrungskonstruktion - Sieblinie der Gesteinskörnung - Konsistenz - .... Die Festlegung der im Einzelfall erforderlichen Maßnahmen sollte demnach durch den verantwortlichen Tragwerksplaner in Absprache mit der bauausführenden Firma erfolgen. Der Normenausschuss kann und wird keine weiteren Regelungen ohne umfangreiche Randbedingungen festlegen.		06/2012

Lfd.	Abschn.	Abs.	Frage	Auslegung	Stellungnahme	Dat.
30	13.05.2	(1)	Als Mindestbewehrung für Stützen ist gem. Gl. (155) $0,15N_{Ed} / f_{yd}$ einzuhalten; bei Wänden gilt zusätzlich $0,003 A_c$ . Muss letztere Bedingung nicht auch für Stützen eingehalten werden?	Für die Mindestlängsbewehrung von Stützen gilt außer Gleichung (155) noch 13.5.1 (2) und (3). Die vorgeschlagene zusätzliche Regelung $0,003 A_c$ (noch enthalten in DIN V ENV 1992-1-1:1991-10, 5.4.1.2.1; nach prEN 1992-1 (Final draft) gilt $0,10N_{Ed} / f_{yd}$ bzw. $0,002A_c$ ) ist deshalb entbehrlich.		07/2004
137 188	13.05.3	(1)	In DIN 1045-1, 13.5.3, heißt es, dass die Querbewehrung für Stützen nicht weniger als $0,25d_{si}$ betragen darf und der Durchmesser der Bügel mindestens $d = 6$ mm bzw. bei Verwendung von Matten mindestens $d = 5$ mm betragen muss. Dazu gehört ein maximaler Bügelabstand. Darf man den Bügeldurchmesser kleiner als $0,25d_{si}$ wählen, wenn dafür auch der Bügelabstand entsprechend reduziert wird (gleiche Bewehrungsmenge analog DIN 1045(88), 25.2.2.2(3))?	Von der Regelung aus DIN 1045 (07.88) kann nicht mehr Gebrauch gemacht werden, da der Ausnutzungsgrad der Stützenbewehrung in DIN 1045-1 z. T. deutlich erhöht wurde.		05/2005
338	13.05.3	(1)	In DIN 1045-1, Absatz 13.5.3 wird die Wendel für die Querbewehrung von Stützen erwähnt. Die weiteren Angaben zur Querbewehrung von Stützen beziehen sich nur auf Bügel. Gelten diese Angaben auch für Wendeln? Ist eine Traglasthöhung von Stützen geringer Schlankheit bei enger Umschnürung, vergleichbar nach DIN 1045 (1988) Abschnitt 17.3.2 und 25.3 möglich?	Die Abschnitte 13.5.3 (3), (4) und (5) gelten auch für Wendeln. Eine zusätzliche Traglasthöhung infolge der Umschnürungswirkung von Wendeln wird nicht mehr geregelt.		03/2007
96	13.05.3	(5)	Kann der Bereich der verdichteten Bügelabstände bei Stützen nach Absatz 13.5.3 (5) voll als Verankerungslänge der Bewehrung einer Stütze angesetzt werden?	Generell sollte die Verankerung eines Bewehrungsstabes dort erfolgen, wo - z. B. einem Stabwerkmodell entsprechend - die Zug- bzw. Druckkraft in den Bewehrungsstab eingeleitet wird (vgl. DIN 1045-1, Bild 49). Die eng umbügelten Bereiche unmittelbar über bzw. unter Balken oder Platten können hierzu mit herangezogen werden. Das Erfordernis, den weiteren Kräftefluss zu verfolgen, bleibt unabhängig davon bestehen. D. h. dass im gesamten Lasteinleitungsbereich je nach Verteilung der Spannungen zwischen Bewehrung und Beton abhängig von der Verbundlänge, die Tragfähigkeit nachzuweisen ist.		11/2005
377	13.05.3	(5)	Gilt die Regelung zur Reduzierung der Bügelabstände gemäß 13.5.3 (5) auch für die Zwischenbügel nach 13.5.3 (7), für die auf den Absatz (4) verwiesen wird?	Nein.		12/2008
419	13.05.3	(5)	Müssen bei Stützen die verminderten Bügelabstände nach 13.5.3 (5) über den gesamten Bereich der Übergreifungsstöße der Längsbewehrung eingehalten werden, oder kann in Anlehnung an Abschnitt 12.8.3 (1), Bild 59 b) der mittlere Bereich des Stoßes mit unvermindertem Bügelabstand ausgeführt werden?	Wenn die Querbewehrungsregeln für Stöße nach 12.8.3 eingehalten werden, darf auch im mittleren Drittel der Übergreifungslänge der Abstand der Stützenquerbewehrung nach 13.5.3 (4) angeordnet werden.		04/2011
204	13.07.1	(2)	In DIN 1045(88) Abs. 25.5.3.2 werden im zweiten Absatz für Wandteile mit $b < 5 d$ neben oder zwischen Öffnungen, die als bügelbewehrte, stabförmige Druckglieder ausgebildet werden, die Mindestwanddicken für tragende Wände gemäß Tabelle 33 ausdrücklich zugelassen. Gilt diese Regel nicht mehr für DIN 1045-1? Wurde in DIN 1045-1 die Definition der Abgrenzung für Wände gegenüber Stützen vergessen?	Die Definition der Abgrenzung für Wände gegenüber Stützen ist DIN 1045-1, Abschnitt 3 (Stütze: 3.1.22, Wand: 3.1.23) zu entnehmen. Für die angesprochenen Wandteile gelten im Sinne von DIN 1045:1988-07, 25.5.3.2 (3) die Mindestwanddicken gemäß DIN 1045-1, Tabelle 32, sofern es sich um Wände mit vollem Rechteckquerschnitt handelt.		07/2005
128	13.07.1	(3)	Ist bei Windscheiben als maßgebende Einwirkung $IN_{Ed}$ für die Mindestbewehrung anzusetzen: - die maximale Ordinate am Rand - die mittlere Ordinate der maximal beanspruchten Seite - die einwirkende Normalkraft?	Die Mindestwandbewehrung nach 13.7.1 kann abschnittsweise entlang der Wand ermittelt werden. Dabei ist für $N_{Ed}$ die Maximalordinate im zu bewehrenden Wandabschnitt anzusetzen. Die Abschnittslängen sind sinnvollerweise auf die Grenzwerte für $N_{Ed}$ oder auf die Bewehrungskonstruktion (z. B. Mattenbreiten) abzustimmen.		03/2005
361	13.07.1	(5)	Die Querschnittsfläche der Querbewehrung muss bei a). "normal belasteten" Wänden 20 % und b). bei "hochbelasteten" Wänden 50 % der lotrechten Bewehrung betragen. Gelten die 20 % bzw. 50 % jeweils für eine Querschnittsseite und gilt dieser Wert pro m Wandhöhe? Warum ist der Querbewehrungsanteil deutlich höher als nach der "alten" DIN 1045 und auch wesentlich größer als vergleichbar eine Stützenquerbewehrung ?	Die Querbewehrung / m Wandhöhe ist prozentual der jeweiligen lotrechten Bewehrung / m Wandlänge der Wandseiten zuzuordnen. Bei Windscheiben ist mit schiefen Hauptzugspannungen zu rechnen. Bei schlanken und hoch normalkraftbeanspruchten Wänden nimmt die Knickgefahr zu. Für diese Fälle wird daher eine größere Querbewehrung gefordert.		08/2007

Lfd.	Abschn.	Abs.	Frage	Auslegung	Stellungnahme	Dat.
166	13.07.1		In diversen Programmen werden Ansatzstäbe zwischen Fundament und einer Stb.-Wand nach Abschnitt 13.7.1 (3) berechnet, so dass eine Bewehrung in der Größenordnung von $0,0015 A_c$ einzulegen ist. Ist dies in Ordnung? Bei Stützen werden die Ansatzstäbe nach Gleichung (155) berechnet.	Bei beiden Beziehungen handelt es sich um die Mindestbewehrungen für bewehrte Bauteile. Natürlich muss die Anfängerbewehrung vergrößert werden, wenn aus der Wand- bzw. Stützenbemessung in den Grenzzuständen größere Bewehrungsquerschnitte erforderlich werden. Die Interaktion und Abstimmung der Bemessungsergebnisse zwischen einzelnen Softwareteilen (z. B. für Druckglieder und Platten) muss auch durch den Anwender überprüft werden.		03/2005
412	13.07.1	Tab. 32	Mit welchen Mindestabmessungen ist ein vorwiegend auf Biegung beanspruchtes vertikales Bauteil in einer Mauerwerkswand zu erstellen?	Die Mindestabmessungen der Bauteile sind auf die Betonierbarkeit (abhängig von Betondeckung und lichten Zwischenraum im Bewehrungskorb) abzustimmen. Tragende und verbügelte Aussteifungsbalken sollten daher in der Regel die Mindestabmessung 200 mm wie bei Ortbetonstützen nach 13.5.1 aufweisen. Die Mindestabmessung für Ortbeton-Stahlbetonwände nach Tab. 32 darf bei entsprechender Querschnittsbreite $b \geq 4h$ ausgenutzt werden.		04/2011
161	13.08.2	(3)	Nach DIN 1045-1, 13.8.2 (3), sollten trockene Fugen nur dann verwendet werden, wenn die mittlere Betondruckspannung den Wert $f_{Rd} = 0,4f_{cd}$ nicht übersteigt. Was spricht dagegen bei trockenen Fugen höhere Betondruckspannung als $0,4f_{cd}$ einzusetzen, wenn der Spaltzug durch Bewehrung abgedeckt wird?	Die Begrenzung auf den Wert $0,4 f_{cd}$ nach 13.8.2 (3) gilt nur für Druckfugen bei einer Ausbildung als trockene Fugen (z. B. Beton auf Beton mit unvermeidbaren lokalen Spannungskonzentrationen).		07/2005
327	13.08.4		1) Im DAfStb-Heft 525 werden in Tab. H13-3 für $a_2$ sowie in Tab. H13-4 für $a_3$ bei Linienlagerung Mindestwerte angegeben, die teilweise deutlich unter der erforderlichen Betondeckung liegen können. Warum ist hier nicht generell $c_{nom}$ als Mindestwert erforderlich? 2) Das Grenzabmaß $\Delta a_3$ wird mit $l_n / 2500$ angegeben und liegt für Bauteile mit $l_n < 20$ m unter der Hälfte der nach DIN 18203-1 zulässigen Grenzabmaße. Sollte hier nicht mindestens der halbe Wert der zulässigen Grenzabmaße nach DIN 18203-1 (Verteilung der Toleranzen auf beide Bauteilenden) angesetzt werden? 3) In den Tab. H13-2, H13-3 und H13-4 wird zwischen Linienlagerung und Einzellaagerung unterschieden. Wo liegt die Grenze? Darf z. B. bei einem Treppenlauf mit 90 cm Breite und Auflagerung auf einem Elastomerstreifen Linienlagerung angenommen werden?	1) Da Abplatzungen nicht zu befürchten sind. Bei der Berechnung des Nennwertes der Auflagertiefe ist Gl. (H.13-5) zu beachten. 2) Nein, das ist nicht erforderlich. Der Wert $l_n / 2500$ ist auch Gegenstand der Bemessung nach DIN EN 1992-1-1. 3) Zu Fragen der Definition, Funktion, Auswahl und Bemessung von Lagern siehe die Normen der Reihe DIN 4141. Für das im Beispiel angesprochene Verformungslager siehe darüber hinaus DAfStb-Heft 525, Seite 119 unten.		08/2007
86 162	13.11	(1) Bild 79	Darf die Querkraftbewehrung auf die Aufhängebewehrung angerechnet werden? Aus dem Text der Norm „... eine Aufhängebewehrung vorgesehen werden, die die wechselseitigen Auflagerreaktionen <b>vollständig</b> aufnehmen kann.“ ist abzuleiten, dass in jedem Fall die Querkraft- und die Aufhängebewehrungen zu addieren sind. Ist die im 2. Absatz aufgeführte Horizontalbewehrung auch im Nebenunterzug vorzusehen?	Die Querkraftbewehrung des Nebenträgers darf angerechnet werden. Die Auflagerkraft des Nebenträgers ist vollständig, d. h. ohne Reduktion auflagernaher Lastanteile im Hauptträger hochzuhängen und dort im Querkraftfachwerk des Hauptträgers weiterzuleiten. Die Horizontalbewehrung ist auch im Nebenträger vorzusehen, wenn dort außerhalb der unmittelbaren Trägerkreuzung Aufhängebewehrung angeordnet wird.		02/2005
266	13.11		Die Aufhängebewehrung bei indirekten Auflagern soll: '... <i>vorzugsweise aus Bügeln</i> ...' bestehen. Werden mit dieser Aussage die Schrägaufhängungen aus Einzelstäben ausgeschlossen oder sind diese weiterhin zulässig?	Bei 13.11 (2) handelt es sich um eine Anwendungsregel, Abweichungen hiervon sind zulässig. Dementsprechend sind Schrägaufhängungen aus Einzelstäben nicht ausgeschlossen, sofern 13.11 (1) erfüllt ist. Darüber hinaus ist der Mindestanteil an Bügelbewehrung gemäß 13.2.3 (2) auch für die Aufhängebewehrung einzuhalten.		03/2006