
Aktuelles Stahlbauseminar Siegen

– Fortschritte und Entwicklungen im Stahlbau –

23.03.2009, Universität Siegen

Erdbeben -
zur Anwendung der DIN4149 bei Neu- und Bestandsbauten

Dr.-Ing. Franz-Hermann Schlüter

SMP Ingenieure im Bauwesen GmbH
(ehem. Prof. Eibl + Partner GbR)
Stephanienstr. 102, 76133 Karlsruhe
fh.schluefer@smp-ing.de
www.smp-ing.de

1 Allgemeines

Erdbeben sind Naturereignisse, die ein sehr hohes Schadenspotenzial in sich bergen. Um Leben und Investitionsgüter vor den Folgen solcher Einwirkungen zu schützen, müssen Bauwerke hierfür ausgelegt werden. Für den üblichen Hochbau liegt seit April 2005 die neue DIN 4149 „Bauten in deutschen Erdbebengebieten“ [2] als Weißdruck vor und wurde seit geraumer Zeit in einigen Bundesländern wie z. B. in Baden-Württemberg und Nordrhein-Westfalen bauaufsichtlich eingeführt. Sie ist damit sowohl bei neuen Bauvorhaben als auch bei Umbau- und Erweiterungsmaßnahmen anzuwenden. Gegenüber der Vorgängernorm aus dem Jahr 1981 [1] haben sich eine Reihe von Änderungen ergeben, wie der gestiegene Umfang von 12 Seiten auf über 80 Seiten verdeutlicht. Diese Norm gilt für Entwurf, Bemessung und Konstruktion baulicher Anlagen des üblichen Hochbaus aus Stahlbeton, Stahl, Holz oder Mauerwerk. Andere Bauwerke wie z. B. Brücken etc. sind hier nicht geregelt. Für über den Anwendungsbereich der DIN 4149 hinausgehende Bauwerke liegen – mit Ausnahme von Silobauwerken in DIN 1055-6 – derzeit keine deutschen Vorschriften vor. Hier muss auf europäische Regelwerke, sofern verfügbar und anwendbar, zurückgegriffen werden.

Die neue DIN 4149 wurde erstellt, obwohl fast zeitgleich die zweite Generation des EC 8 [3] entwickelt wurde. Die grundlegenden Philosophien und Vorgehensweisen in beiden konkurrierenden Vorschriften sind zwar ähnlich, jedoch sollten in der DIN 4149 die für das Schwachbebengebiet Deutschland typischen Besonderheiten berücksichtigt werden, verbunden mit zahlreichen Vereinfachungen gegenüber den europäischen Erdbebenvorschriften, die insbesondere für Starkbebengebiete konzipiert sind. Derzeit wird der nationale Anhang zum EC 8 erstellt und soll noch in diesem Jahr als sog. Gelbdruck erscheinen.

Im vorliegenden Beitrag sollen schwerpunktmäßig die Regelungen der aktuellen DIN 4149 und Hintergründe bzgl. der Auslegung von Massiv- und Stahlbauten erläutert sowie über Erfahrungen in der Anwendung berichtet werden. Zuvor wird jedoch noch auf einige allgemeine Grundlagen und Berechnungskonzepte eingegangen, da diese für das Verständnis wichtig sind.

2 Grundlagen der Erdbebensicherung

Ziel der Erdbebensicherung ist in erster Linie der Personenschutz. Bei starken Beben muss ein Versagen der Tragkonstruktion vermieden werden. Bei baulichen Anlagen, die für die Allgemeinheit von Bedeutung sind, ist auch die Erhaltung der Funktionstüchtigkeit notwendig. Dies gilt z.B. für Einrichtungen des Katastrophenschutzes und Krankenhäuser.

Bei der Erdbebensicherung werden übliche Bauwerke nicht so stark genug ausgebildet, dass es den maximalen Erdbebenkräften ohne großen Schaden widerstehen kann (in der Regel unwirtschaftlich). Vielmehr wird das Bauwerk oder einzelne Bauteile duktil ausgebildet, so dass es sich durch plastische Verformungen und Energieverzehr weitgehend den aufgezwungenen Bodenverschiebungen entziehen kann und nur für reduzierte Erdbebenbelastungen, jedoch mit bleibenden Verformungen und Schäden, ausgelegt werden muss. Das Bild 1 zeigt dieses Auslegungsprinzip.

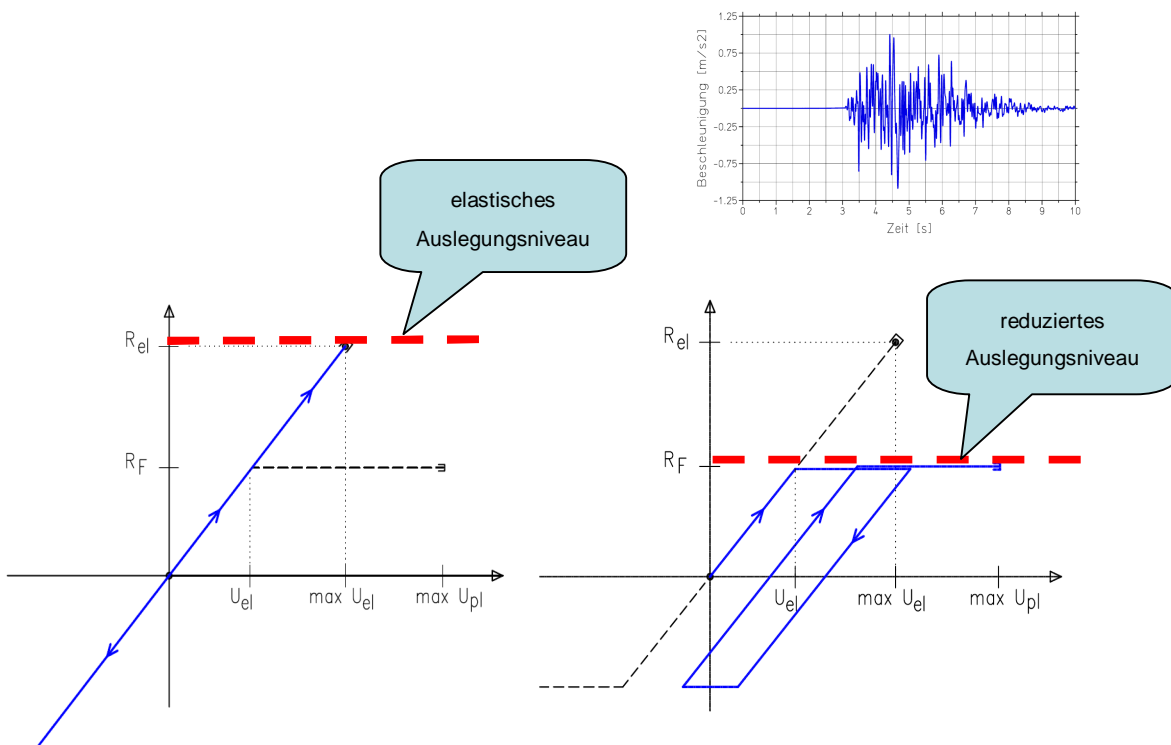


Bild 1: Elastische und duktile Auslegung (Verhaltensbeiwert q)

Die Grundaufgabe der Erdbebensicherung besteht folglich darin, durch Entwurf, Konstruktion und Bemessung die einem Bauwerk durch Bodenbewegungen zugeführte Schwingungsenergie so zu lenken, zu verteilen und in andere Energieformen umzuwandeln, dass große Zerstörungen vermieden werden. Dementsprechend ist auf ein klar strukturiertes Tragwerk mit weitgehenden Regelmäßigkeiten sowohl im Grundriss als auch über die Bauwerkshöhe zu achten. Hinsichtlich der räumlichen Tragfähigkeit und Steifigkeit kommt neben den vertikalen Tragelementen der Scheibenwirkung der Geschosdecken große Bedeutung zu. Durch die konstruktive Ausbildung der Gründung und deren Verbindung zum aufgehenden Bauwerk muss sichergestellt werden, dass große Relativverschiebungen der Gründungskörper untereinander verhindert werden und das gesamte Bauwerk in einheitlicher Art und Weise durch die Erdbebenbewegung beansprucht wird. Die einzelnen Bauteile sind so auszubilden, dass sie auch unter zyklischen Beanspruchungen eine

ausreichende Fähigkeit zur Energiedissipation ohne wesentlichen Abfall ihrer Tragfähigkeit gegenüber horizontalen und vertikalen Lasten besitzen. Durch die geforderte Regelmäßigkeit des Gebäudes im Grundriss und im Aufriss kann die Erdbebenbeanspruchung klarer erfasst und bei der Auslegung zielsicher berücksichtigt werden. Ebenso ist der erforderliche Modellierungs- und Berechnungsaufwand – d. h. ebenes bzw. räumliches Modell bzw. Berücksichtigung einer oder mehrerer Schwingungsformen – von den Regelmäßigkeitskriterien abhängig. Details hierzu sind in der Norm angegeben.

Die Aufgabe der Erdbebensicherung ist recht komplex. Dies liegt insbesondere daran, dass die Art und Größe der Erdbebeneinwirkung in hohem Maße vom Bemessungsergebnis selbst abhängt – tatsächliches räumliches Schwingungsverhalten, globale und lokale Duktilität. Folglich ist ein iteratives Vorgehen notwendig, sofern nicht ausreichend Erfahrung vorliegt. Hinzu kommt, dass viele Tragwerksplaner nicht sehr fundiert mit dynamischen Problemstellungen vertraut sind. Bei statischen Betrachtungen kann man in der Regel leicht erkennen, ob eine konstruktive Maßnahme aus der sicheren Seite liegt oder nicht. Bei dynamischen Problemstellungen ist dies sehr viel schwieriger und oft nur mit sehr viel Erfahrung möglich.

2.1 Einwirkungen

Während eines Erdbebens bewegt sich die Erdoberfläche innerhalb weniger Sekunden zyklisch in horizontaler und vertikaler Richtung. Hierbei können die Verschiebungen mehrere cm betragen. Zur Beschreibung dieses Vorganges hinsichtlich der Auslegung von baulichen Anlagen wird üblicherweise ein Antwortspektrum der Bodenbeschleunigungen als sog. Freifeldspektrum definiert. Dies ist die Schnittstelle zwischen den Seismologen und Bauingenieuren. Mit den Antwortspektren werden die maximalen Systemantworten von Einmassensystemen, charakterisiert durch die Eigenschwingzeit, bei Anregung durch eine Vielzahl unterschiedlicher Zeitverläufe der Bodenbewegungen bzw. Beschleunigungen beschrieben. Die Form des Spektrums ist standortabhängig und wird bestimmt durch die lokalen und geologischen Untergrundverhältnisse sowie den Bemessungswert der Bodenbeschleunigung als charakteristischer Wert der lokal wirkenden Erdbebenstärke.

Es ergeben sich je nach Untergrundbedingungen Antwortspektren mit unterschiedlich hohen und breiten Plateaubereichen (vgl. Bild 2). Für die meisten Bauten sind in der Regel der Plateaubereich und der abfallende Ast des Spektrums relevant.

Zur Ermittlung der anzusetzenden Horizontalbeschleunigungen müssen zunächst die Spektralwerte aus dem elastischen Antwortspektrum – in Abhängigkeit von der jeweiligen Eigenperiode bzw. Grundschwingzeit T des Bauwerks – entnommen werden. Um die Bemessungswerte der Beschleunigung zu erhalten, müssen die so ermittelten elastischen Spektralwerte noch durch die zugehörigen Verhaltensbeiwerte q (vgl. das folgende Kapitel 2.2) dividiert werden.

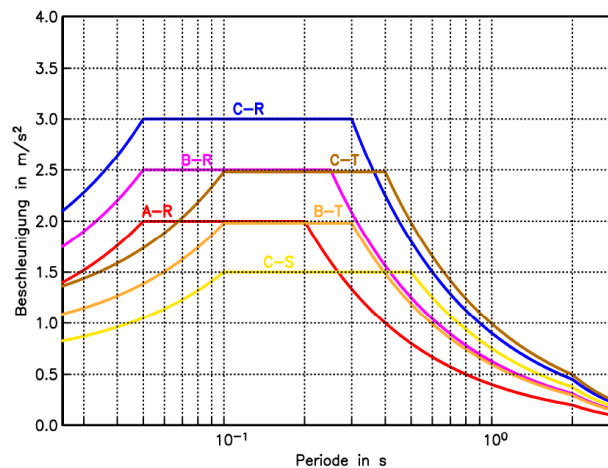


Bild 2: Elastische Antwortspektren für Erdbebenzone 3 mit $a_g = 0.8 \text{ [m/s}^2]$ in Abhängigkeit der Untergrundverhältnisse A-R, B-R, B-T, C-R, C-T, C-S

Im Antwortspektrum führen hohe, weiche Bauwerke gegenüber niedrigeren, steifen Bauwerken zu größeren Schwingzeiten und damit zu geringeren anzusetzenden Beschleunigungen. Größere Verhaltensbeiwerte führen durch stärkere Reduzierungen der elastischen Werte zu geringeren Bemessungswerten der Beschleunigung.

2.2 Duktilitätsklasse und Verhaltensbeiwert q

Wie in Bild 1 dargestellt, wird bei der Erdbebensicherung nicht für die maximal auftretenden Kräfte ausgelegt. Vielmehr wird davon Kredit genommen, dass sich einzelne Bauteile plastisch verformen und sich so den maximalen Beanspruchungen entziehen bzw. Energie dissipieren. Dies setzt jedoch voraus, dass sich das Bauwerk bzw. die relevanten Bauteile auch ausreichend plastisch verformen können, ohne die Tragfähigkeit zu verlieren, auch nicht nach mehreren Belastungszyklen. Die Fähigkeit zu großen Verformungen (Duktilität) hängt dabei vom Tragsystem (Rahmen, Wandscheiben, Pendel), vom Werkstoff, vom Querschnitt (Bewehrung von Stahlbetonquerschnitten) und nicht zuletzt von den Verbindungen ab (z. B. beim Holzbau).

DIN 4149 erlaubt, dem individuellen duktilen Verhalten eines Bauwerks Rechnung zu tragen. Hierzu ist die Einordnung der lastabtragenden Bauteile in eine bauartspezifische Duktilitätsklasse erforderlich. Für diese ist der Verhaltensbeiwert q zu bestimmen, durch den das elastische Antwortspektrum in das Bemessungsspektrum mit reduzierten Ordinaten überführt wird. Für die hiermit ermittelte reduzierte Beanspruchung wird anschließend die Bemessung durchgeführt.

Da die tatsächlich vorhandene Duktilität eines Bauwerks nur sehr grob ermittelt werden kann, werden Duktilitätsklassen eingeführt – Stahl und Holz 3 Duktilitätsklassen, Stahlbeton 2 Duktilitätsklassen. Diesen Klassen sind Verhaltensbeiwerte q und konstruktive Maßnahmen zur Sicherstellung der angenommenen Duktilität zugeordnet. Niedrige Duktilitätsklassen sind mit geringen Verhaltensbeiwerten (z. B. $q = 1,5$) verknüpft, stellen jedoch auch nur geringe konstruktive Anforderungen zur Sicherung der Verformungsfähigkeit. Hohe Duktilitätsklassen weisen größere Verhaltensbeiwerte auf, die zu größeren Lastreduzierungen führen, gleichzeitig aber aufwendige konstruktive Maßnahmen erfordern.

Werden bei einem Bauwerk verschiedene Bauarten bzw. Baustoffe für die an der Aufnahme von Erdbebenbeanspruchungen beteiligten Tragwerksteile verwendet, so wird der Verhaltensbeiwert q des gesamten Bauwerks durch das Tragwerksteil mit dem kleinsten Verhaltensbeiwert bestimmt. Alle anderen Bauteile müssen dann in eine diesem Verhaltensbeiwert entsprechende Duktilitätsklasse eingeordnet werden. Die ist insbesondere im Verbundbau zu beachten. Eine Übersicht über die Bandbreite für q in Abhängigkeit der verwendeten Baustoffe bzw. Bauart bietet die Tabelle 1.

Tabelle 1. Bandbreite der Verhaltensbeiwerte q für verschiedene Baustoffarten

Bauart	min q	max q
Betonbau	1,5	3,0
Stahlbau	1,5	8,0
Holz	1,5	4,0
Mauerwerk	1,5	2,5

Auf eine Besonderheit der DIN 4149 soll hingewiesen werden. Nach Abschnitt 7.1 (2) darf bauartenunabhängig der Tragfähigkeitsnachweis für die seismische Lastkombination mit einem Verhaltensbeiwert $q = 1,0$ geführt werden, ohne dass besondere Anforderungen an die Duktilität und konstruktive Ausbildung gestellt werden. Hierbei sind die Teilsicherheitsbeiwerte für Baustoffeigenschaften entsprechend der ständigen und vorübergehenden Bemessungssituation zu verwenden. Die wechselnden Beanspruchungsrichtungen sind selbstverständlich zu beachten. Hierdurch ist es

möglich, auch solche Baustoffe und Bauarten anzuwenden, für die in der Norm keine expliziten Regelungen enthalten sind. Besondere Anforderungen an die Duktilität werden hier nicht gestellt.

3 Standsicherheitsnachweise

Die allgemeinen Berechnungskonzepte können hier nicht im Detail behandelt werden. Sie werden als bekannt vorausgesetzt bzw. es wird auf weiterführende Literatur verwiesen (z. B. [7], [10], [11], [16]). An dieser Stelle soll jedoch noch auf die Standsicherheitsnachweise allgemein eingegangen werden, bevor die speziellen Regelungen für Massiv- und Stahlbauten erläutert werden.

In der alten DIN 4149 sind die Regelungen bezüglich der Nachweise zur Standsicherheit relativ kurz gehalten. Als Lastfallkombination sind die Schnittgrößen nach Theorie 1. Ordnung infolge regelmäßig auftretender Lasten – jedoch ohne Windlasten – mit dem Lastfall Erdbeben zu überlagern. Auf Basis des früher üblichen globalen Sicherheitskonzeptes sind für die so nach der Elastizitätstheorie ermittelten Schnittgrößen zulässige Sicherheitsbeiwerte bzw. Spannungen einzuhalten, die für die verschiedenen Baustoffe bzw. -arten angegeben werden. Die gesamten material-spezifischen Regelungen einschließlich der konstruktiven Maßnahmen zur Gewährleistung einer ausreichenden Zähigkeit sind in der alten Norm auf einer einzigen Seite geregelt.

Die Regelungen in der neuen DIN 4149 sind dagegen wesentlich umfangreicher. Sie lehnen sich sehr stark an den neuen EC 8, Teil 1 an, der einen Umfang von ca. 250 Seiten aufweist. Gegenüber dem Entwurf der DIN 4149 vom 2004 wurden in der aktuellen Fassung noch zahlreiche Änderungen und Präzisierungen vorgenommen, die sich teils aus den Anregungen zahlreicher Einsprüche ergeben haben, teils aus Anpassungen an den neuen EC 8. Dies betrifft insbesondere auch die materialspezifischen Regelungen.

In Anpassung an die neue Normengeneration mit Teilsicherheitsbeiwerten und neuen Kombinationsregeln ist in der Erdbebenbemessungssituation der Grenzzustand der Tragfähigkeit nachzuweisen. Forderungen zum Grenzzustand der Gebrauchsfähigkeit werden im Hinblick der Zielrichtung der Norm – primär die Vermeidung von Personenschäden – nicht erhoben und bleiben dem Bauherrn überlassen. Entsprechend der inzwischen eingeführten DIN 1055-100 muss in der Bemessungssituation Erdbeben die Einwirkung unter Berücksichtigung des Verhaltensbeiwertes q kleiner sein als der Widerstand, d. h. der folgende Nachweis muss geführt werden (vgl. DIN 1055-100 [4]):

$$\begin{aligned}
 E_{dAE} &\leq R_d \\
 R_d &= R \left\{ \frac{f_k}{\gamma_M} \right\} \\
 E_{dAE} &= E \left\{ \sum G_{k,j} \oplus P_k \oplus \boxed{\gamma_I \times A_{Ed}} \oplus \sum \Psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \right\}
 \end{aligned} \tag{1}$$

Hinsichtlich des Nachweiskonzeptes und der Bezeichnungen wird auf DIN 1055-100 verwiesen. Es sei hier darauf hingewiesen, das in der obigen Gleichung (1) der Beiwert γ_1 nach DIN 1055-100 (Wichtungsfaktor für Einwirkungen aus Erdbeben) nicht identisch ist mit dem Bedeutungsbeiwert γ_I nach DIN 4149. Der Wert γ_1 aus DIN 1055-100 kann mit 1.0 angenommen werden. Ferner wird in der Bemessungssituation Erdbeben die Verkehrslast nicht voll berücksichtigt, sondern nur der mit dem Kombinationsbeiwert ψ_2 reduzierte Anteil. Hieraus ergibt sich gegenüber der alten Norm ein Vorteil.

Die Beanspruchungen infolge Erdbeben A_{Ed} wird entsprechend Gl. (2) bestimmt:

$$A_{Ed} = A \left\{ \sum G_{k,j} \oplus \sum \varphi \cdot \Psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \right\} \tag{2}$$

Das Schwingungsverhalten und die Massenträgheitskräfte werden aus den charakteristischen Werten der ständigen Einwirkung $G_{k,i}$ (Eigengewicht) sowie einem Anteil der Nutz- und Verkehrslasten $Q_{k,i}$ ohne Teilsicherheitsbeiwert, jedoch unter Berücksichtigung spezieller Kombinationsbeiwerte $\varphi \cdot \Psi_{2,i}$ ermittelt. Da es sich beim Erdbeben um einen zyklischen Vorgang handelt, sind alle Schnittgrößen mit wechselnden Vorzeichen zu betrachten.

Bei vielen Bauwerken ist Torsionswirkung um die vertikale Achse für die üblichen statischen Lastkombinationen gering. Für den Lastfall Erdbeben trifft dies jedoch oft nicht mehr zu. Hier muss die dynamische Torsionswirkung je nach Verteilung von Horizontalsteifigkeiten und Massen sowie des verwendeten Rechenmodell berücksichtigt werden. Neben der tatsächlichen Exzentrizität e_0 als abstand zwischen Steifigkeitsmittelpunkt und Massenschwerpunkt müssen noch zusätzliche Exzentrizitäten e_1 und ggf. e_2 berücksichtigt werden. Der Wert e_1 beschreibt eine zufällige Exzentrizität infolge der Unkenntnis der genauen Lage der Geschossmassen, der Wert e_2 die Berücksichtigung der dynamischen Wirkung von sich gegenseitig beeinflussenden Translations- und Torsionschwingungen, sofern dies im verwendeten Rechenmodell nicht genauer erfasst wird.

Wenn die Bedingungen zur Anwendung des vereinfachten Antwortspektrenverfahrens erfüllt sind, kann die Wirkung durch ein Torsionsmoment als ruhende Belastung infolge exzentrischer Anordnung der horizontalen Erdbebenkraft F_i in jedem Geschoss ermittelt werden. Es sind die einhül-

lenden Schnittkräfte infolge der beiden Exzentrizitäten e_{min} und e_{max} (vgl. Bild 3) der Bemessung zugrunde zu legen.

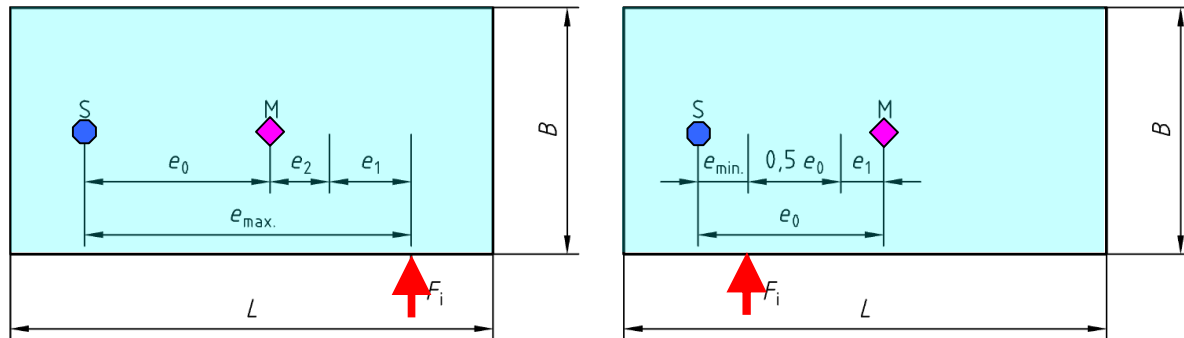


Bild 3: Berücksichtigung der Exzentrizitäten bei vereinfachten Berechnungsmodellen

Die genaue Erfassung der zufälligen Torsionswirkungen ist bei Verwendung eines räumlichen Berechnungsmodells ohne umfangreiche Parameterstudien nur schwer möglich. Daher kann diese Wirkung vereinfacht in jedem Geschoss i durch Ansatz eines Torsionsmomentes M_{li} um die vertikale Achse erfasst werden, wobei die Torsionsmomente mit wechselnden Vorzeichen, für alle Geschosse jeweils in die gleiche Richtung drehend, anzunehmen sind:

$$M_{li} = \pm e_i \cdot F_i \quad (3)$$

Die beiden orthogonalen Horizontalkomponenten der Erdbebeneinwirkung sind im Allgemeinen als gleichzeitig wirkend zu betrachten. Werden die Beanspruchungen am Tragwerk für jede Horizontalrichtung x und y getrennt ermittelt, ist der Maximalwert jeder Beanspruchung als Quadratwurzel der Summe der Quadrate der für die beiden Richtungen berechneten Werte zu ermitteln. Alternativ können die Beanspruchungen als Einhüllende der beiden folgenden Kombinationen berechnet werden:

$$\begin{aligned} E_{Edx} \oplus 0.3 \cdot E_{Edy} \\ E_{Edy} \oplus 0.3 \cdot E_{Edx} \end{aligned} \quad (4)$$

Die Vertikalkomponente der Erdbebeneinwirkung beträgt in der Regel 70% der Horizontalkomponente. Sie braucht im Allgemeinen nur bei horizontalen Tragelementen wie Biegeträgern berücksichtigt werden, die vertikale Elemente wie Stützen tragen. Im Übrigen ist diese Beanspruchung durch die Auslegung gegen die üblichen Vertikallasten abgedeckt und braucht nicht gesondert nachgewiesen werden.

Der Nachweise der Standsicherheit gilt bei einfachen Bauwerken als erbracht, wenn bestimmte in der Norm aufgeführte Konstruktionsmerkmale eingehalten werden. Der Nachweis gilt auch als erbracht, wenn die mit $q=1$ (elastisches Antwortspektrum) ermittelte Gesamterdbebenkraft in jeder Richtung kleiner ist als die Gesamthorizontalkraft, für die das Bauwerk bei den üblichen Kombinationen auf Basis einer linear-elastischen Berechnung für die entsprechende Richtung bemessen wird.

Sind genauere Nachweisverfahren erforderlich, ist die Tragfähigkeit und die erforderliche Duktilität in Abhängigkeit des für die Schnittgrößenermittlung zugrunde gelegten Verhaltensbeiwertes q für die tragenden Bauteile und das Gesamttragwerk nachzuweisen. Grundsätzlich muss der Erdbebenachweis im Grenzzustand der Tragfähigkeit folgende zwei Aspekte umfassen:

- Nachweis der Tragfähigkeit für die mit dem Verhaltensbeiwert q abgeminderte Erdbebeneinwirkung
- Nachweis der Duktilität, die die vorausgesetzte Abminderung der Erdbebeneinwirkung erst ermöglicht

4 Auslegung von Betonbauten

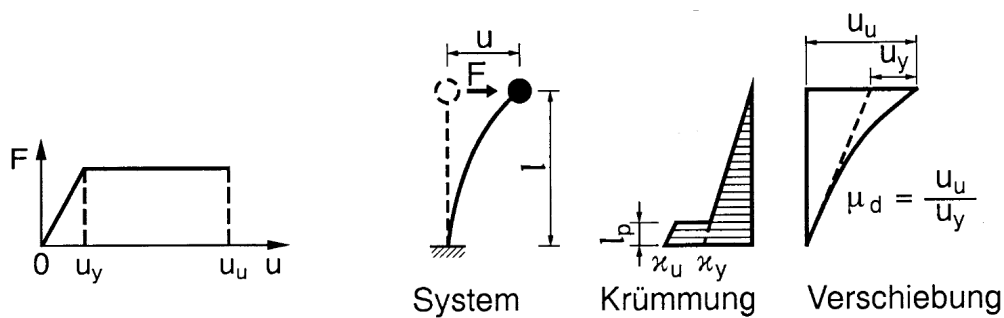
4.1 Allgemeine Grundlagen

Als Betonbauten werden Bauwerke des Hoch- und Ingenieurbauwes aus dem Anwendungsbereich der DIN 4149 bezeichnet, die in erster Linie nach DIN 1045-1 ausgelegt werden. Neben üblichen Regelungen der DIN 1045-1 [5] sind in DIN 4149 zusätzliche Regeln angegeben, die bei Betonbauten in deutschen Erdbebengebieten zu beachten sind. Im Rahmen dieses Beitrages können nicht alle spezifischen Regelungen für diese Bauart behandelt werden, da der Umfang des Betonbaus nahezu 1/3 der Norm umfasst und damit zu groß ist. Vielmehr soll hier auf grundsätzliche Zusammenhänge und diejenigen Regelungen eingegangen werden, die den größten Teil der in der Praxis vorkommenden Fälle abdeckt. Weiterführende allgemeine Hinweise zur Auslegung von Betonbauten sind in [13] bis [18] wiedergegeben.

Bei einem Bauwerk unter Erdbebeneinwirkungen gehen die plastischen Strukturverformungen von den am höchsten beanspruchten Querschnitten aus. Bei stabförmigen Tragwerken sind dies in der Regel die Stabenden, an denen sich praktisch Fließgelenke ausbilden. Somit hängt die plastische Verformungsfähigkeit einer Struktur maßgeblich von der Rotationsfähigkeit dieser Plastifizierungsbereiche ab, bestimmt durch die Plastifizierungslänge l_p und dem sog. Krümmungsduktilitätsfak-

tor μ_ϕ . Die Plastifizierungslänge l_p wiederum hängt in erster Linie vom Verhältnis Zugfestigkeit zur Fließgrenze des Bewehrungsstahles ab. Der Krümmungsduktilitätsfaktor μ_ϕ als Verhältnis der Krümmung im Versagenszustand χ_u und dem Wert beim Beginn des Plastifizierens χ_y wird aus den Dehnungszuständen des betrachteten Querschnitts abgeleitet. Hierbei können sowohl Betonversagen als auch Stahlversagen maßgeblich werden. Um eine hohe Duktilität infolge Betonversagen zu erreichen kann man zum einen die Betonbruchstauchung durch Umschnürung (Bügel) erhöhen oder die Druckzonenhöhe begrenzen. Letzteres kann erfolgen durch Begrenzung der bezogenen Druckkraft, der Anordnung von Druckbewehrung oder der Begrenzung des Zugbewehrungsgrades. Einige Zusammenhänge sind in Bild 4 bis Bild 6 dargestellt.

Je nach Größe der Erdbebeneinwirkung und –gefährdung werden an die erforderliche Duktilität und den notwendigen Nachweisen unterschiedliche Anforderungen gestellt.



Verschiebungsduktilitätsfaktor

$$\mu_d = u_u / u_y$$

Krümmungsduktilitätsfaktor

$$\begin{aligned} \mu_\phi &= \chi_u / \chi_y \\ &= 1 + \frac{(\mu_d - 1) \cdot l^2}{3l_p(l - 0.5l_p)} \end{aligned}$$

Plastischer Drehwinkel

$$\begin{aligned} \varphi_p &= l_p(\chi_u - \chi_y) \\ &= l_p \cdot \chi_y(\mu_\phi - 1) \end{aligned}$$

Bild 4: Zusammenhänge zwischen Systemverformung und Duktilitätsfaktoren

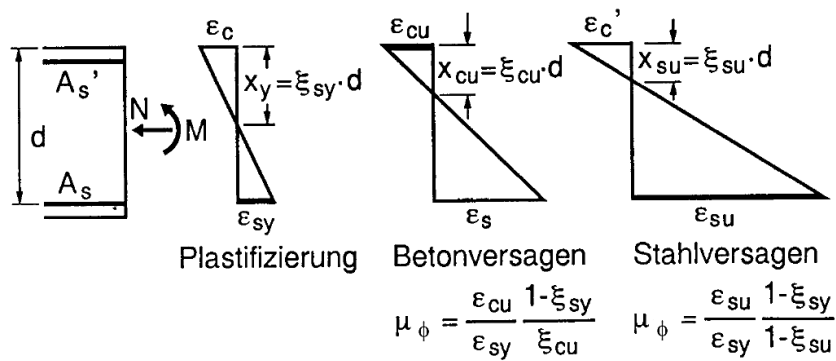


Bild 5: Örtliche Krümmungsduktilität eines Stahlbetonquerschnittes (vgl. [11])

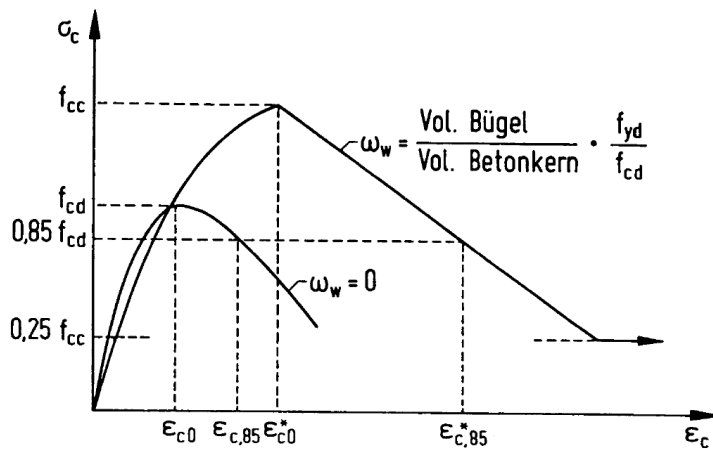


Bild 6: Spannungs-Dehnungsbeziehung einer Stahlbetonstütze mit und ohne Umschnürung (vgl. [11])

4.2 Duktilitätsklassen

Um für Bauvorhaben in Gebieten mit unterschiedlicher Erdbebengefährdung eine vom Aufwand angemessene Erdbebensicherung zu ermöglichen sind in DIN 4149 ähnlich wie im Eurocode 8 unterschiedliche Duktilitätsklassen eingeführt. Bei Betonbauten werden jedoch in Abweichung zum EC 8 nur zwei Duktilitätsklassen mit entsprechend abgestuften Verhaltensbeiwerten und konstruktiven Zusatzmaßnahmen vorgesehen. Unter Berücksichtigung, dass in Deutschland starke Erdbeben nur sehr selten vorkommen, kann hier auf Regelungen für die höchste Duktilitätsklasse DCH nach EC 8 verzichtet werden.

Die **Duktilitätsklasse 1** entspricht Tragwerken mit natürlicher Duktilität, welche im Allgemeinen vor allem durch Begrenzung von bezogener Längskraft und Bewehrungsgrad der Stahlbetonbauteile

gesichert wird. In den Erdbebenzonen 1 und 2 können diese Maßnahmen unter gewissen Voraussetzungen auch entfallen.

Die **Duktilitätsklasse 2** entspricht Tragwerken, die durch konstruktive Maßnahmen, wie z. B. Umschnürung des Betons in kritischen Bereichen, so ausgebildet werden, dass sowohl das Gesamttragwerk als auch seine kritischen Bereiche eine erhöhte lokale und globale Duktilität aufweisen.

Um die erforderlichen lokalen und globalen Duktilitäten zu sichern, sind in DIN 4149 für alle zum Tragwerk gehörenden Bauteile in jeder Duktilitätsklasse spezifische Vorschriften sowie unterschiedliche Werte für den Verhaltensbeiwert q angegeben.

4.3 Materialeigenschaften und Sicherheitsnachweise

Im Anwendungsbereich der Norm darf kein Beton verwendet werden, dessen Betonfestigkeitsklasse keiner ist als C 16/20. Bei Bauwerken der Duktilitätsklasse 2 ist mindestens ein Beton C20/25 zu verwenden. Diese Abstufung wurde u.a. auch mit Rücksicht auf die Bewertung bestehender Bauwerke festgelegt. Für Neubauten empfiehlt sich die Verwendung eines C25/30, der in der Regel nicht teurer ist als ein C20/25.

Der Betonstahl für Bauteile, die zur Abtragung von Erdbebeneinwirkungen genutzt werden, muss die Anforderungen an hochduktilen Stähle nach DIN 1045-1, Tabelle 11 (im EC 2 mit Typ B bezeichnet) erfüllen, d. h. $\varepsilon_{uk} \geq 5\%$, $(f_t / f_y)_k \geq 1,08$ und $f_t / f_{yk} \leq 1,3$. Diese Forderung muss in den Bewehrungsplänen kenntlich gemacht werden. Um auf der Baustelle Verwechslungen zu vermeiden sollte in einem Bauvorhaben in Erdbebengebieten grundsätzlich der hochduktilen Bewehrungsstahl verwendet werden.

Bei den Nachweisen im Grenzzustand der Tragfähigkeit dürfen für die Bemessungssituation Erdbeben die Teilsicherheitsbeiwerte für Baustoffeigenschaften γ_M entsprechend den Festlegungen für die außergewöhnliche Bemessungssituation nach DIN 1045-1 angesetzt werden. Gleichzeitig ist jedoch ein möglicher Festigkeitsabfall der Baustoffe infolge Schädigung durch zyklische Verformungen sowie eine Minderung der Tragfähigkeit infolge Abplatzen der Betondeckung in den kritischen Bereichen von Stahlbetonbauteilen zu berücksichtigen. Diese Forderung kann näherungsweise als erfüllt angesehen werden, wenn stattdessen die in DIN 1045-1 für die ständige und vorübergehende Bemessungssituation angegebenen Teilsicherheitsbeiwerte γ_c und γ_s angewendet werden. Dabei wird vorausgesetzt, dass das Verhältnis zwischen der Restfestigkeit – unter Berücksichtigung von Festigkeitsabfall und Abplatzen der Betondeckung – und der ursprünglichen

Festigkeit näherungsweise dem Verhältnis der γ_M -Werte für die außergewöhnliche Lastkombination und für die Grundkombination entspricht.

In DIN1045-1 enthält die Gl. (67) zur Bestimmung des Bemessungswertes der einaxialen Festigkeit des Betons $f_{cd} = \alpha \cdot f_{ck} / \gamma_c$ einen Beiwert α , der die Langzeitwirkung auf die Druckfestigkeit des Betons berücksichtigen soll. Dieser Wert beträgt üblicherweise 0,85. Es wird in Fachkreisen teilweise diskutiert, dass dieser Wert bei Erdbebennachweisen mit 1,0 anzunehmen sei, da die Erdbebeneinwirkung nur eine kurzzeitige Belastung darstelle. Es ist jedoch zu beachten, dass, wie bereits erwähnt, ein nicht genau quantifizierbarer Festigkeitsabfall infolge Schädigung durch die zyklischen Verformungen bis in den plastischen Bereich gegeben ist und daher der Wert α wie bei Langzeiteinwirkung mit 0.85 anzunehmen ist.

Zur Ermittlung der Schnittgrößen erlaubt die neue DIN 1045-1 neben der linear-elastischen Berechnung mit Umlagerung auch Verfahren nach der Plastizitätstheorie oder Nichtlineare Verfahren. Für die Erdbebenbemessungssituation sind diese Verfahren jedoch zunächst nicht zulässig, da hier die große Gefahr besteht, dass die vorhandene plastische Verformbarkeit bzw. Duktilität von Stahlbetonquerschnitten doppelt ausgenutzt wird. Kommen diese Verfahren dennoch zur Anwendung, ist nachzuweisen, dass ausreichend plastische Reserven vorhanden sind und die Bauteile die zum Abtrag der Erdbebeneinwirkung herangezogen werden, nicht von den Umlagerungen nach DIN 1045-1 betroffen sind.

4.4 Hinweise für Duktilitätsklasse 1

In der Duktilitätsklasse 1 erfolgt die Ermittlung der Beanspruchung unter Verwendung eines Verhaltensbeiwertes von

$$q = 1.5 \quad \text{für horizontale Einwirkung}$$

$$q = 1.0 \quad \text{für vertikale Einwirkung}$$

Dies erfolgt unabhängig vom Tragsystem oder der Regelmäßigkeit des Bauwerks. Die Bemessung und Konstruktion erfolgt nach DIN 1045-1 bei Ansatz der üblichen Material-Teilsicherheitsbeiwerte γ_M für die ständige und vorübergehende Bemessungssituation. Der Beton muss mindestens der Festigkeitsklasse C16/20 entsprechen, der Bewehrungsstahl "hochduktil" sein.

Zusätzlich sind weitere Vorschriften, die in erster Linie auf eine Verbesserung der Duktilität abzielen, einzuhalten:

- Für Stahlbetonwände, die zur Erdbebensicherung herangezogen werden, ist der aus der Berechnung erhaltene Wert der Querkraft mit einem Faktor $\varepsilon=1.5$ zu erhöhen und damit die Bemessung durchzuführen. Hierdurch soll sichergestellt werden, dass bei zyklischen Verformungen Biegeversagen vor Schubversagen (Festigkeitsabfall) eintritt.
- In symmetrisch bewehrten Druckgliedern (Stützen und Wände), die für die Abtragung der horizontalen Erdbebenlasten über Biegebeanspruchung herangezogen werden, darf der Bemessungswert der bezogenen Längskraft $v_d = N_{sd} / (A_c \cdot f_{cd})$, mit N_{sd} = Bemessungswert der aufzunehmenden Längskraft und A_c = Gesamtfläche des Betonquerschnitts, den Grenzwert $v_d = 0.25$ für Stützen und $v_d = 0.20$ für Wände nicht überschreiten.
- In Rahmenriegelanschlüssen mit Rechteckquerschnitt wird der höchste zulässige Bewehrungsgrad der Zugbewehrung auf $\rho_{max} = 0.03$ beschränkt. Der Bewehrungsquerschnitt auf der Druckseite muss mindestens der Hälfte der Zugbewehrung entsprechen.
- Bei der Berechnung der Verankerungslänge von Bewehrungsstäben in Stützen, die zur Biegetragfähigkeit in den kritischen Bereichen beitragen, ist das Verhältnis der erforderlichen zur vorhandenen Querschnittsfläche der Bewehrung immer mit 1,0 anzusetzen, d.h. eine Abminderung ist nicht zulässig.

In den Erdbebenzonen 1 und 2 können die oben genannten zusätzlichen Maßnahmen entfallen, wenn die in Druckgliedern (Stützen und Wände) vorgesehene Bewehrung einer Bemessung für die um 20 % erhöhte Erdbebenbeanspruchung entspricht. Praktisch bedeutet dies, dass man entweder für die Bemessung die nach Gl. (2) ermittelte Erdbebenbeanspruchung A_{Ed} um 20% erhöht oder näherungsweise 20% mehr Bewehrung einlegt als rechnerisch erforderlich. Bei üblichen Bauwerken in den Erdbebenzonen 1 und 2 wird in den überwiegenden Fällen die erforderliche Bewehrung in Stahlbetonkonstruktionen ohnehin nicht durch den Lastfall Erdbeben bestimmt, so dass diese Forderung leicht erfüllt werden kann.

Für die Nachweisführung für Betonbauten der Duktilitätsklasse 1 sind die Regelungen in der neuen Norm nicht wesentlich umfangreicher als nach der alten Norm. Nach Einschätzung des Verfassers dürfte diese vergleichsweise einfache Vorgehensweise in der Praxis überwiegend angewendet werden und führt zu konstruktiv und wirtschaftlich sinnvollen Lösungen der Erdbebensicherungen.

4.5 Hinweise für Duktilitätsklasse 2

Soll ein Bauwerk entsprechend der Duktilitätsklasse 2 ausgelegt werden, sind umfangreiche Nachweise und Maßnahmen zur Sicherung der örtlichen Duktilität erforderlich. DIN 4149 lehnt sich

hier weitgehend an die entsprechenden Regelungen des EC 8 für die Duktilitätsklasse DCM an. Je nach Tragwerkstyp kann die rechnerische Erdbebeneinwirkung mit Verhaltensbeiwerten von

$q = 1.5$ bis 3.0 für horizontale Einwirkung

$q = 1.0$ für vertikale Einwirkung

abgemindert werden. Dies erfolgt in Abhängigkeit vom Tragwerkstyp, der Regelmäßigkeit des Bauwerks sowie der vorherrschenden Versagensart bei Wandsystemen. Allerdings muss man sich diese Abminderung, die gegenüber der Duktilitätsklasse 1 doppelt so groß sein kann, mit einem erhöhten Nachweis- und Konstruktionsaufwand erkaufen. In der Bundesrepublik Deutschland als Schwachbebengebiet wird diese Duktilitätsklasse nach Einschätzung des Verfassers nur bei ausgewählten Bauwerken Anwendung finden.

Die Regelungen können im Rahmen dieses Beitrages nicht im Detail wiedergegeben werden (allein 22 Seiten Normtext). Hier wird auf die Ausführungen in der Norm verwiesen. Zum Überblick sollen nur einige Gesichtspunkte angesprochen werden.

Zur Erzielung der erforderlichen globalen Duktilität des Tragwerks sollen die potenziellen Bereiche für die Bildung plastischer Gelenke eine hohe plastische Rotationsfähigkeit besitzen. Dabei soll duktiles Versagen (z. B. Biegeversagen) mit genügend großer Zuverlässigkeit vor sprödem Versagen (z. B. Schubversagen) eintreten. Dies ist in der Regel der Fall, wenn für die primär zur Abtragung der horizontalen Erdbebeneinwirkungen herangezogenen Bauteile in allen kritischen Bereichen, einschließlich an den Stützenenden, eine ausreichende Krümmungsduktilität vorhanden ist und örtliches Ausknicken gedrückter Bewehrungsstäbe in Bereichen möglicher plastischer Gelenke verhindert wird. In DIN 4149 werden entsprechende Anwendungsregeln für Balken, Stützen und Wände angegeben. Bei Bauteilen mit möglichem Schubversagen wie gedrungene Wände oder kurze Koppelbauteile sind zusätzliche Sicherheitsmaßnahmen vorzusehen.

In der Duktilitätsklasse 2 werden Betonbauten entsprechend ihrem Verhalten unter horizontalen Erdbebeneinwirkungen einem der folgenden Tragwerkstypen zugeordnet:

- Rahmensystem
- Wandsystem
- Mischsystem
- Kernsystem
- Umgekehrtes-Pendel-System

Rahmensysteme, Mischsysteme und Wandsysteme müssen eine Mindest-Torsionssteifigkeit aufweisen, ansonsten sind sie den Kernsystemen zuzuordnen.

In Abhängigkeit dieser Tragwerkstypen ergibt sich der Grundwert des Verhaltensbeiwertes entsprechend Tabelle 2.

Tabelle 2: Grundwerte des Verhaltensbeiwertes q_0 in Abhängigkeit vom Tragwerkstyp

Tragwerkstyp	q_0
Rahmensystem, Wandsystem, Mischsystem	3,0
Kernsystem	2,0
Umgekehrtes-Pendel-System	1,7

Der für die Bemessung zu verwendende Verhaltensbeiwert q ist durch zwei weitere Faktoren abzumindern, deren Produkt zwischen 1.0 und 0.4 liegt. Hierdurch soll zum einen die Regelmäßigkeit des Bauwerks und zum anderen die vorherrschende Versagensart bei Wandsystemen berücksichtigt werden.

Stellt man bei einer ersten Betrachtung eines Bauwerks fest, dass in der Duktilitätsklasse 2 der nach Abminderung zu verwendende Verhaltensbeiwert q in der Nähe des Wertes $q = 1.5$ liegt, kann man im Hinblick auf den erforderlichen Nachweisaufwand auch die Duktilitätsklasse 1 zugrundelegen, sofern die dort zusätzlich zur DIN 1045-1 genannten Bedingungen eingehalten werden können. In der Praxis wird in erster Linie die Begrenzung der bezogenen Normalkraft bei hochausgenutzten schlanken Stützen ein Entscheidungskriterium darstellen.

Neben Forderungen zur Ausbildung von Verankerungen und Stößen der Bewehrung werden für die Duktilitätsklasse spezielle Anforderungen an Balken, Stützen und Wände einschl. Mischsystemen und Koppelbauteilen aufgeführt, die alle in erster Linie auf die Steigerung der Duktilität abzielen. Besonderer Bedeutung kommt die Umschnürung und der Bewehrungsverankerung bei. So sind Umschnürungsbügel als Querbewehrung in Balken, Stützen und Wänden als geschlossene Bügel mit $10 d_{bw}$ langen um 135° ins Innere abgebogene Haken vorzusehen.

Beispielhaft werden in Bild 7 bis Bild 9 nur einige typische Konstruktionsdetails kritischer Bereiche wiedergegeben. Es sei besonders darauf hingewiesen, dass die Bügel bei Stützen oder Wänden mit einem 135° - Hacken geschlossen werden müssen, damit sie im Erdbebenfall wirksam sind und zur Erhöhung der Duktilität beitragen. Eine einfache Übergreifung ist nicht zulässig.

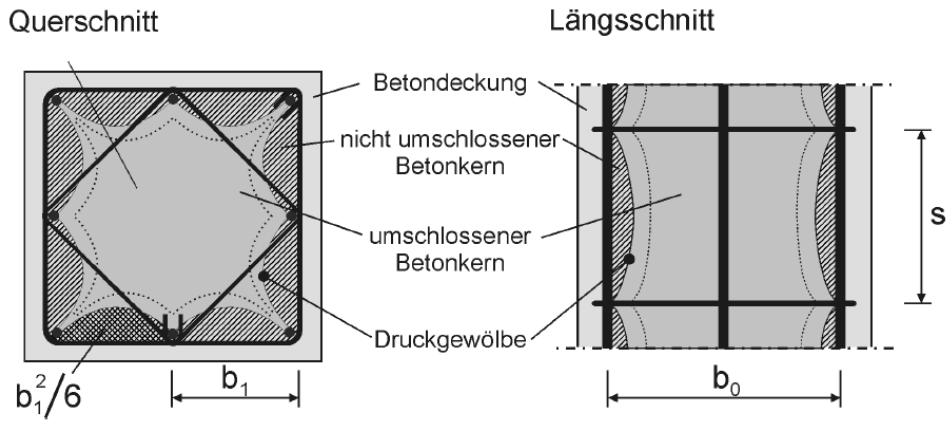


Bild 7: Verbesserung der örtlichen Duktilität durch Umschnürung

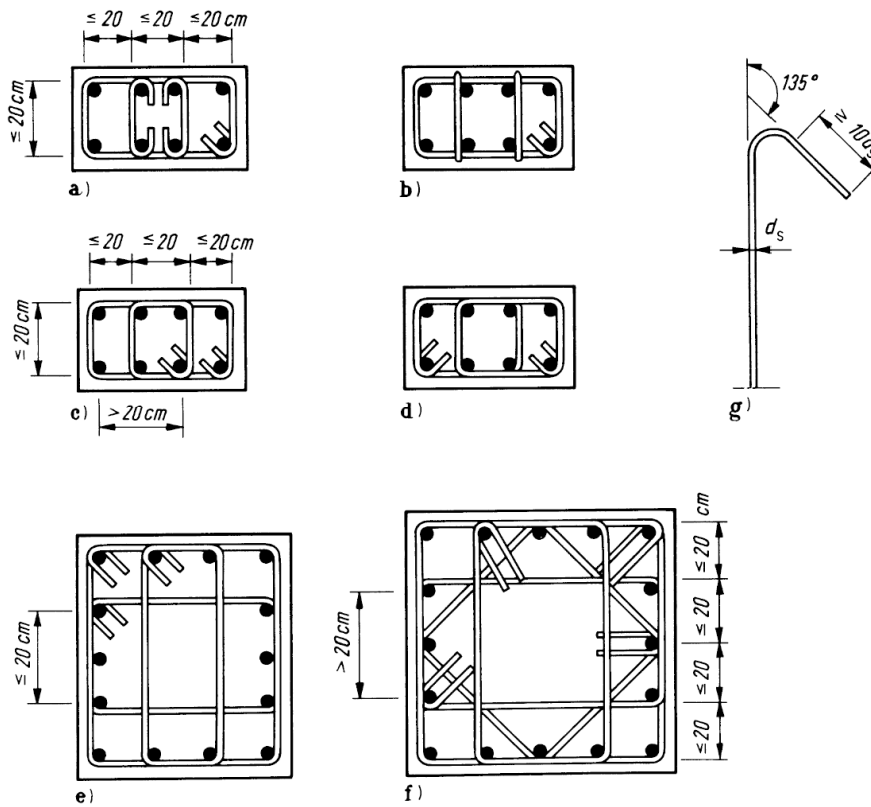


Bild 8: Ausbildung vom Stützenverbügelungen; Schließen immer mit 135°-Hacken entsprechend g)

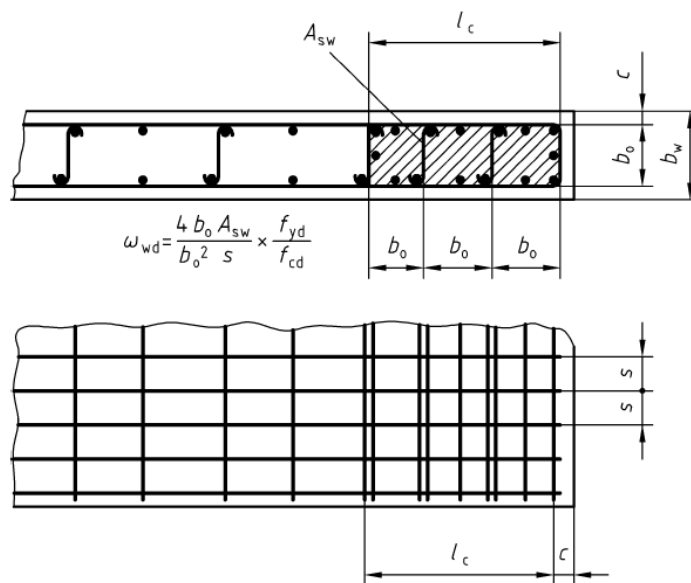


Bild 9: Ausbildung eines umschnürten Randelementes am freien Ende einer Wand

5 Auslegung von Stahlbauten

5.1 Allgemeine Grundlagen

In Kapitel 9 der DIN 4149 werden besondere Regeln für Stahlbauten angegeben, die ergänzend zu den üblichen Vorschriften wie DIN 18800-1 bis DIN 18800-4 [6] zu beachten sind. Sie zielen ab auf die Auslegung von Tragwerken oder Tragwerksteile des üblichen Hochbaus aus Stahl, die für die Abtragung der Belastungen aus Erdbeben herangezogen werden, z. B. Rahmentragwerke, Fachwerkverbände und eingespannte Stützen. Im Rahmen dieses Beitrages können nicht alle spezifischen Regelungen für diese Bauart behandelt werden, vielmehr soll hier auf grundsätzliche Zusammenhänge und diejenigen Regelungen eingegangen werden, die einen große Teil der in der Praxis vorkommenden Fälle abdeckt.

5.2 Duktilitätsklassen und Kapazitätsbemessung

Ähnlich wie beim Massivbau sind für den Stahlbau in DIN 4149 unterschiedliche Duktilitätsklassen in Anlehnung an den Eurocode 8 eingeführt. Hier sind zur Berücksichtigung der hysterischen Dissipationsfähigkeit 3 Duktilitätsklassen mit entsprechend abgestuften Verhaltensbeiwerten und konstruktiven Zusatzmaßnahmen vorgesehen.

Die **Duktilitätsklasse 1** entspricht Tragwerken mit natürlicher Duktilität, welche beim Bemessungserdbeben im Wesentlichen im elastischen Bereich bleiben und an die somit keine besonderen Duktilitätsanforderungen gestellt werden ($q \leq 1,5$).

Die **Duktilitätsklasse 2** entspricht Tragwerken, die durch konstruktive Maßnahmen so ausgebildet werden, dass ein elasto-plastisches Bauwerksverhalten bewirkt wird und eine ausgeprägte hysteretische Energiedissipation stattfinden kann ($1,5 \leq q \leq 4,0$).

Die **Duktilitätsklasse 3** entspricht Tragwerken, die durch besondere konstruktive Maßnahmen eine über die Duktilitätsklasse 2 hinausgehende lokale und globale Duktilität aufweisen ($4,0 \leq q \leq 8,0$).

Um die erforderlichen lokalen und globalen Duktilitäten zu sichern, sind in DIN 4149 für alle zum Tragwerk gehörenden Stahlbauteile in jeder Duktilitätsklasse spezifische Vorschriften sowie unterschiedliche Werte für den Verhaltensbeiwert q angegeben. Unter Berücksichtigung, dass in Deutschland starke Erdbeben nur sehr selten vorkommen, ist es in der Regel nicht erforderlich, Stahlbauten entsprechend der Duktilitätsklasse 3 auszulegen. Dementsprechend wird im Folgenden nur in groben Zügen auf die Duktilitätsklasse 3 eingegangen.

Sowohl in der neuen DIN 4149 als auch im Eurocode 8 wird im Zusammenhang mit der zyklischen Dissipationsfähigkeit bei den Duktilitätsklassen 2 und 3 die sog. **Kapazitätsbemessung** eingeführt. Hierbei wird gefordert, dass ein Versagen der kapazitätsbemessenen, nicht dissipativen Bauteile nicht vor Erreichen der plastischen Verformungskapazität der relevanten duktilen Bereiche auftritt. Man kann dieses Prinzip am Beispiel einer Kette (vgl. Bild 10) verdeutlichen. Ein spezielles Glied der Kette (Fließgelenk, duktiler dissipativer Bereich) muss so ausgelegt sein, dass es bei einer definierten Fließlast nennenswerte plastische Verformungen aufnehmen kann. Die übrigen Kettenglieder (kapazitätsbemessene Bauteile) müssen eine Versagensfestigkeit aufweisen, die über der maximal möglichen Fließlast des duktilen Gliedes liegt. Für diese Kettenglieder bestehen dann keine Anforderungen an die Verformungsfähigkeit. Zur Bestimmung der maximalen Fließlast des duktilen Gliedes sind jedoch mögliche Überfestigkeiten und eventuell größere Querschnitte zu berücksichtigen.

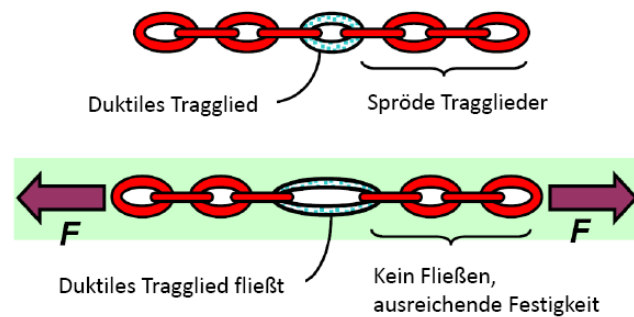


Bild 10: Prinzip der Kapazitätsbemessung am Beispiel einer Kette

Für zyklische Beanspruchungen, wie sie im Erdbebenfall vorliegen, ist das Prinzip der plastischen Verformungskapazität in Bild 11 dargestellt. Infolge der elasto-plastischen Kraft-Verformungsbeziehung, wie sie bei Stahlbauteilen idealisiert angenommen werden kann, wird beim Durchlaufen jeder Hystereseschleife Energie verzehrt. Diese Energiedissipation muss größer sein als die Energiezufuhr infolge des Erdbebens, damit das Tragwerk nicht versagt.

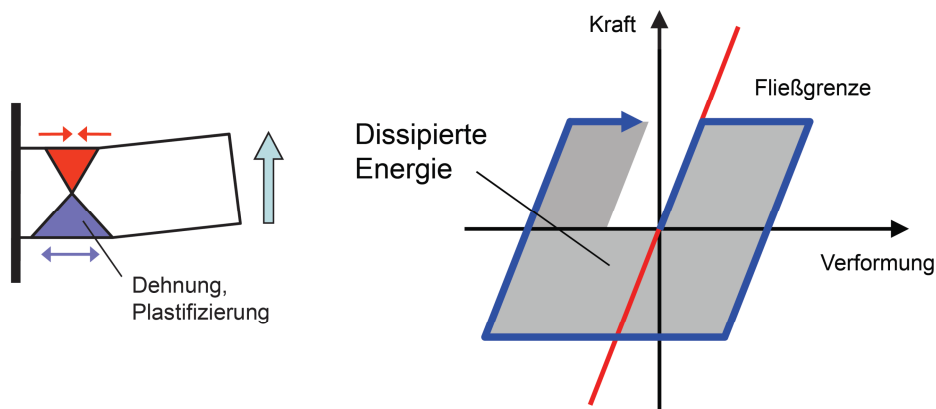


Bild 11: Prinzip des zyklischen plastischen Verformungsverhaltens mit Energiedissipation

Bild 12 zeigt Beispiele von Tragwerken mit unterschiedlichen duktilen Verhalten. In der Regel sind Rahmenkonstruktionen mit biegesteifen Anschlüssen sehr duktil, ebenso wie Tragwerke mit exzentrisch angeordneten Verbänden. Konstruktionen mit zentrisch an die Knoten angeschlossene normalkraftbeanspruchte Verbände sind jedoch weniger duktil und können im Allgemeinen nur der Duktilitätsklasse 1 oder 2 zugeordnet werden.

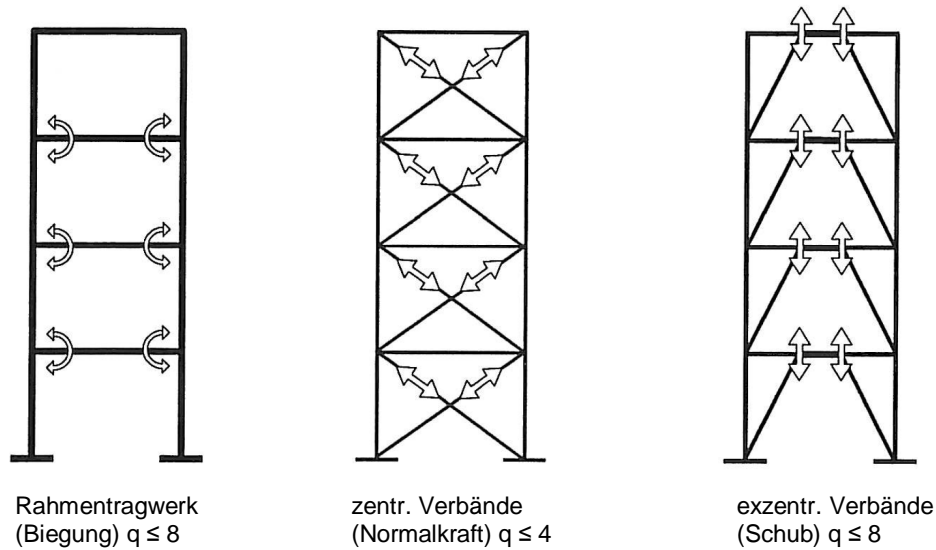


Bild 12: Beispiele für die Ausbildung duktiler Tragwerke mit zugehörigen maximalen Verhaltensbeiwerten q

5.3 Materialeigenschaften und Sicherheitsnachweise

Im Anwendungsbereich der Norm darf üblicher Baustahl verwendet werden entsprechend den Regelungen der DIN 18800. Bei Bauwerken der Duktilitätsklasse 1 gibt es keine weitergehenden Anforderungen.

Bei Bauwerken der Duktilitätsklasse 2 und 3 ist für die Stahlgütewahl eine Mindestkerbschlagarbeit von 27 J bei einer Prüftemperatur von -20°C gefordert. Der Bemessungswert für den Höchstwert der Streckgrenze $f_{y,max,d}$ für die Bemessung der Anschlüsse dissipativer Bauteile darf nicht kleiner als 0,9 des wirklichen Höchstwertes $f_{y,max,d}$ sein. Der Höchstwert der Streckgrenze $f_{y,max}$ ist auf den Zeichnungen anzugeben. In Schraubenverbindungen sind im Hinblick auf die erforderliche Kapazitätsbemessung vorzugsweise Schrauben der Festigkeitsklasse 8.8 oder 10.9 zu verwenden. Für Schweißzusatzwerkstoffe gelten die Anforderungen nach DIN 18800-1 bis DIN 18800-4 oder DIN V ENV 1993-1-1.

Bei den Nachweisen im Grenzzustand der Tragfähigkeit dürfen in allen Duktilitätsklassen für die Bemessungssituation Erdbeben die Teilsicherheitsbeiwerte für Baustoffeigenschaften $\gamma_M = 1.0$ entsprechend den Festlegungen für die außergewöhnliche Bemessungssituation angesetzt werden. Zur Ermittlung der Schnittgrößen erlaubt die DIN 18800 neben der linear-elastischen Berech-

nung mit Umlagerung auch Verfahren nach der Plastizitätstheorie. Für die Erdbebenbemessungssituation sind diese Verfahren jedoch zunächst nicht zulässig, da hier die große Gefahr besteht, dass die vorhandene plastische Verformbarkeit bzw. Duktilität von Stahlbauteilen doppelt ausgenutzt wird. Kommen diese Verfahren dennoch zur Anwendung, ist nachzuweisen, dass ausreichend plastische Reserven vorhanden sind und die Bauteile die zum Abtrag der Erdbebeneinwirkung herangezogen werden, nicht von den Umlagerungen nach DIN 18800 betroffen sind.

5.4 Hinweise für Duktilitätsklasse 1

In der Duktilitätsklasse 1 erfolgt die Ermittlung der Beanspruchung unabhängig vom Tragsystem oder der Regelmäßigkeit des Bauwerks unter Verwendung eines Verhaltensbeiwertes von

$q = 1.5$ für horizontale Einwirkung

$q = 1.0$ für vertikale Einwirkung

Die Bemessung und bauliche Durchbildung erfolgt nach DIN 18800-1 bis DIN 18800-4 und den ergänzenden üblich Vorschriften. Zusätzlich werden weitere Festlegungen getroffen:

- Alle Schrauben sind gegen Lösen zu sichern, z. B. durch Vorspannen.
- Die für die Erdbebenabtragung bestimmten Bauteile, die aus Normalkraft oder Biegung Druckbeanspruchungen erhalten, müssen mindestens die Bedingungen der Querschnittsklasse 3 nach DIN V ENV 1993-1-1 erfüllen. Sonst ist der Verhaltensbeiwert $q = 1,0$ zu wählen.
- K-Verbände mit Anschluss der Diagonalen an Stützen sind zu vermeiden, außer bei Anwendung des Verhaltensbeiwertes $q = 1,0$.

Für die Nachweisführung für Stahltragwerke der Duktilitätsklasse 1 sind die Regelungen in der neuen Norm nicht wesentlich umfangreicher als nach der alten Norm. Nach Einschätzung des Verfassers dürfte diese vergleichsweise einfache Vorgehensweise in der Praxis überwiegend angewendet werden und führt zu konstruktiv und wirtschaftlich sinnvollen Lösungen der Erdbebensicherungen.

5.5 Hinweise für Duktilitätsklasse 2

Soll ein Bauwerk entsprechend der Duktilitätsklasse 2 ausgelegt werden, sind Nachweise und Maßnahmen zur Sicherung der Duktilität erforderlich. DIN 4149 lehnt sich hier weitgehend an die

entsprechenden Regelungen des EC 8 für die Duktilitätsklasse 2 an. Je nach Tragwerkstyp kann die rechnerische Erdbebeneinwirkung mit Verhaltensbeiwerten von

$q = 1.5$ bis 4.0 für horizontale Einwirkung

$q = 1.0$ für vertikale Einwirkung

abgemindert werden. Dies erfolgt in Abhängigkeit vom Tragwerkstyp und ist in der Tabelle 10 der DIN 4149 geregelt. Tragwerke werden entsprechend ihrem Verhalten unter horizontalen Erdbebeneinwirkungen einem der folgenden Tragwerkstypen zugeordnet:

- Rahmenkonstruktionen
- Konzentrische Verbände (Diagonalverbände, V- und K-Verbände)
- Exzentrische Verbände mit Verbindern ("Links")
- eingespannte Kragkonstruktionen
- Dualtragwerke (Rahmen und Verbände)
- Mischtragwerke

Des Weiteren hängt der Verhaltensbeiwert von den Umlagerungsmöglichkeiten eines Tragwerks durch plastische Momente ab und kann für bestimmte Tragwerke mit dem Faktor α_u / α_1 vergrößert werden. Hierbei ist α_1 der Lastfaktor in der Bemessungssituation Erdbeben, der zur Bildung des ersten plastischen Gelenkes führt, α_u der Lastfaktor, der zur Bildung der plastischen Gelenkette führen würde, die Instabilität erzeugt. Die rechnerischen Werte α_u / α_1 sind jedoch auf den Höchstwert 1,6 begrenzt. Bei Unregelmäßigkeit im Aufriss sind die Verhaltensbeiwerte um 20% abzumindern.

Für Tragwerke der Duktilitätsklasse 2 ist eine globale horizontale Mindestverformungsfähigkeit von $\Delta = 2.5\%$ bezogen auf die Bauwerkshöhe erforderlich.

Um die für die gewählten Verhaltensbeiwerte q angenommenen Energiedissipationsmöglichkeit zu sichern, ist nachzuweisen, dass sich in den für die Erdbebenabtragung bestimmten Bauteilen plastische Mechanismen für die hysteretische Energiedissipation bilden können, ohne dass diese zu einem Stabilitätsversagen des Tragwerkes führen. Ferner müssen die dissipativen Bauteile eine ausreichende Festigkeit und Duktilität aufweisen. Der Festigkeitsnachweis erfolgt dabei nach DIN 18800-1 bis DIN 18800-4 oder DIN V ENV 1993-1-1. Zur Erzielung ausreichender Duktilität von dissipativen Bauteilen haben die gedrückten Querschnittsteile in plastischen Zonen mindestens ein b/t -Verhältnissen der Querschnittsklassen 2 nach DIN V ENV 1993-1-1.

Je nach Tragwerkstyp sind unterschiedliche Nachweise zu führen. Für Rahmentragwerke z. B. ist nachzuweisen, dass die Verteilung der plastischen Gelenke im Tragwerk im Grenzzustand der

Stabilität derart ist, dass kein Stockwerkversagen auftritt. Die Stützen sind gegenüber den Riegeln so auszulegen, dass die Bildung der plastischen Gelenke in den Riegeln statt in den Stützen erzwungen wird. Die Stützenmomente M_{sd} an den Knoten in jeder Ebene müssen mindestens der Summe der plastischen Momente der angeschlossenen Riegel M_{rd} entsprechen, wobei für die Riegel der erhöhte Streckgrenzenwert $f_{y,max,d} = 1.20f_{yk}$ anzusetzen ist. In den plastischen Gelenken der Riegel müssen u.a. die folgenden Plateaubedingungen erfüllt sein:

$$\begin{aligned} \frac{M_{sd}}{M_{plRd}} &\leq 1.00 \\ \frac{N_{sd}}{N_{plRd}} &\leq 0.15 \\ \frac{V_{sd}}{V_{plRd}} &\leq 0.50 \end{aligned} \quad (5)$$

Für weitere Hinweise und andere Tragwerkstypen wird auf Kapitel 9.3.5 der DIN 4149 verwiesen.

Die Anschlüsse von dissipativen Bauteilen an nicht dissipative Bauteile und die nicht dissipativen Bauteile müssen eine genügende Überfestigkeit besitzen, um die zyklische Plastifizierung der dissipativen Bauteile zuzulassen. Daher sind für einige besonderen Bereiche Kapazitätsbemessungen durchzuführen. Sie ist anzuwenden auf:

- Riegel-Stützenverbindungen von Rahmen,
- Anschluss von Diagonalen in Verbänden,
- Verankerung von Bauteilen in Fundamenten,
- Druckdiagonalen und Druckstützen,
- sonstige Anschlüsse und Bauteile, deren vorzeitiges Versagen die Dissipationsfähigkeit des Bauwerks abmindert.

Hierbei ist zu beachten, dass die Versagensfestigkeit des kapazitätsbemessenen Bauteils, z. B. eines Anschlusses $R_{d \text{ Anschluss}}$, und die Festigkeit des dissipativen Bauteils auf dem Niveau, auf dem die plastischen Verformungskapazität stattfindet, z. B. $R_{d,y}$, die Bedingungen $R_{d \text{ Anschluss}} \geq R_{d,y}$ erfüllen. Hierbei sind für $R_{d,y}$ Bruttoquerschnittswerte in Verbindung mit dem oberen Wert der Streckgrenzenverteilung $f_{y,max,d}$ anzusetzen. Im Allgemeinen darf $f_{y,max,d} = 1.20f_{yk}$ mit dem Wert für die Streckgrenze f_{yk} nach DIN 18800 oder DIN V ENV 1993-1-1 angenommen werden.

Neben den bautechnischen Nachweisen ist bei der Fertigung und Herstellung zu überprüfen, dass in den dissipativen Zonen keine Abweichungen von den planmäßigen Maßen, z. B. Blechdicke und Breite, auftreten. Auch ist die Einhaltung des Höchstwertes der Streckgrenze $f_{y,max}$ zu prüfen.

Dies dürfte jedoch in der Praxis Probleme bereiten, da die üblichen Prüfzeugnisse der Baustähle hierüber keine Auskunft geben. In der Anlage zur Liste der technischen Baubestimmungen in Baden-Württemberg ist mit der Einführung der neuen DIN 4149 bauaufsichtlich gefordert, dass die Duktilitätsklassen 2 und 3 für Stahlbauten nur zur Anwendung kommen dürfen, wenn durch einen bauaufsichtlichen Übereinstimmungsnachweis die geforderte Mindestkerbschlagarbeit von 27 J und der tatsächliche Höchstwert der Streckgrenze $f_{y,max}$ belegt sind. Dies ist derzeit praktisch ohne großen Aufwand nicht möglich, mit der Konsequenz, dass bei Stahlbauten im üblichen Hochbau nur die Duktilitätsklasse 1 zu Anwendung kommt.

5.6 Hinweise für Duktilitätsklasse 3

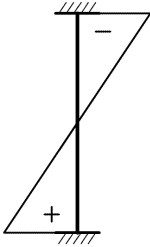
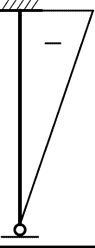
Soll ein Bauwerk entsprechend der Duktilitätsklasse 3 ausgelegt werden, Je nach Tragwerkstyp kann die rechnerische Erdbebeneinwirkung mit Verhaltensbeiwerten von

$$q = 4.9 \text{ bis } 8.0 \text{ für horizontale Einwirkung}$$

$$q = 1.0 \text{ für vertikale Einwirkung}$$

abgemindert werden. Dies erfolgt in Abhängigkeit vom Tragwerkstyp und ist wie bei Duktilitätsklasse 2 in der Tabelle 10 der DIN 4149 geregelt.

Tabelle 3: Tabelle 12 der DIN 4149 - Begrenzung der Schlankheit von Druckstützen in dissipativen Rahmen bei Duktilitätsklasse 3 in Abhängigkeit von deren Ausnutzung

Momentenverlauf	Verhaltensbeiwert q	Ausnutzung $\frac{N_{sd}}{N_{pIRd}}$	Schlankheit $\bar{\lambda}^a$
	$4 < q \leq 6$	$\leq 0,15$	$\leq 1,6$
		$> 0,15$	$\leq 1,25 \cdot \left(1 - \frac{N_{sd}}{N_{pIRd}}\right)$
	$q > 6$	$\leq 0,15$	$\leq 1,1$
	$4 < q \leq 6$	$\leq 0,15$	$\leq 1,1$
		$> 0,15$	$\leq 0,74 \cdot \left(1 - \frac{N_{sd}}{N_{pIRd}}\right)$
	$q > 6$	$\leq 0,15$	$\leq 0,65$
^a $\bar{\lambda}$ gerechnet mit Knicklänge = Systemlänge der Stütze.			

Im Wesentlichen sind die gleichen Anforderungen gestellt wie in Duktilitätsklasse 2 gestellt. Für Tragwerke der Duktilitätsklasse 3 ist jedoch eine globale horizontale Mindestverformungsfähigkeit von $\Delta = 3.5\%$ bezogen auf die Bauwerkshöhe erforderlich. Zur Erzielung ausreichender Duktilität von dissipativen Bauteilen haben die gedrückten Querschnittsteile in plastischen Zonen mindestens ein b/t -Verhältnissen der Querschnittsklassen 1 nach DIN V ENV 1993-1-1. Außerdem ist die Schlankheit von Druckstützen in Abhängigkeit von deren Ausnutzungsgrad nach Tabelle 12 der DIN 4149 begrenzt (vgl. Tabelle 3).

6 Erfahrungen bei der Anwendung

Die bisherigen Erfahrungen bei der Umsetzung der neuen Norm zeigen, dass sich die Tragwerksplaner mit der neuen DIN 4149 schwer tun, auch noch nach 4 Jahren seit der Veröffentlichung. Allein der Umfang der neuen Norm – 82 Seiten gegenüber 10 Seiten der alten Norm – verunsichert viele. Aufgrund der oftmals nicht vorhandenen Erfahrung weiß man noch nicht, was für ein konkretes Objekt wichtig ist und beachtet werden muss bzw. was nicht notwendig ist. Hier bedarf es einer intensiven Beschäftigung mit der Norm. Ein direkter Vergleich mit der alten Norm ist kaum möglich, da sich vieles geändert hat, angefangen von der Neueinteilung der erdbebengefährdeten Zonen, den Zonen der geologischen Untergrundklassen aber auch der neuen Regelungen der baustoffspezifischen Regelwerke einschließlich der Überlagerungsregelungen nach DIN 1055-100. Ein einfacher Vergleich der anzusetzenden Bodenbeschleunigungen, wie häufig in der Praxis durchgeführt, führt oft zu falschen Schlüssen. Die baugrundabhängigen Bemessungsspektren haben eine andere Form als das Bemessungsspektrum nach alter Norm. Insbesondere sind die Plateaubereiche wesentlich schmaler, so dass man schnell in den abfallenden Ast und damit zu einer geringeren anzusetzenden Last kommt. Eine Bestimmung der Eigenperioden des zu betrachtenden Bauwerks lohnt sich oft gegenüber einer Bemessung mit dem Maximalwert, wie in der Vergangenheit überwiegend praktiziert.

Die größten Probleme bei der Anwendung der neuen Norm treten in den Regionen auf, in denen sich die Zuordnung zu den Erdbebenzonen geändert hat. Dies ist beispielsweise der Großraum Tübingen, wo praktisch die Erdbebenzone um zwei Stufen angehoben wurde. Hier ergeben sich zwangsläufig höhere Erdbebenlasten, die gegenüber der früheren Situation oft auch bemessungsrelevant werden. Dies bereitet insbesondere Schwierigkeiten bei der Bewertung der Erdbebensicherheit vorhandener Bauwerke. Oftmals lassen sich hier die Vorgaben und Kriterien der neuen Norm nicht voll umsetzen. Nach langen Diskussionen und Fallstudien sind die Bauaufsichtsbehörden zu dem Schluss gekommen, dass bei Umbaumaßnahmen lediglich die Anforderung erhoben

wird, dass die globale Standsicherheit des Bauwerks hinsichtlich Erdbeben nach dem Umbau nicht schlechter sein darf als vorher. Dem Bestandschutz wird auch für der außergewöhnlichen Bemessungssituation Erdbeben eine hohe Bedeutung beigemessen. Nur die neu errichteten Bauteile müssen hinsichtlich Auslegung und konstruktiver Durchbildung der neuen Norm entsprechen. Unter Beachtung der Zielrichtung der Erdbebensicherung – dem Personenschutz – kommt der fachlichen Bewertung der Planer und der Baurechtsbehörde insbesondere bei Bestandsbauten große Bedeutung zu.

7 Ausblick

Wie sich in der Praxis gezeigt hat, sind in der aktuellen DIN 4149 Regelungen enthalten, die entweder schwer verständlich sind, nicht eindeutig sind oder je nach Anwendungsfall auch unnötig sind (z. B. Stichwort Zerrbalken). Auch sind noch Fehler enthalten. Vor diesem Hintergrund wurde im Normenausschuss beschlossen, noch eine Änderung der jetzigen DIN 4149 durchzuführen, auch wenn die Fertigstellung des EC 8 fast zeitgleich erfolgt. Es ist jedoch noch ungewiss, wann der EC 8 auch bauaufsichtlich eingeführt wird. Das ganze Normenpaket Eurocode funktioniert ja nur, wenn alle Bezugsregelwerke fertiggestellt und auch kompatibel sind. Die bedarf noch der intensiven Überprüfung.

Aktuell wird der nationale Anhang zum EC 8 Teil 1 erstellt. Er soll noch in diesem Jahr veröffentlicht werden. Als Besonderheit gegenüber den anderen europäischen Ländern wird hier für das Schwachbebengebiet Deutschland für einfache Bauwerke, die den größten Teil der üblichen Bauwerke abdecken, ein vereinfachtes Nachweisverfahren zugelassen. Aus Sicht der praktisch tätigen Tragwerksplaner ist dies sicher zu begrüßen. Es muss sich noch zeigen, ob diese vereinfachten Regelungen auch entsprechend umgesetzt werden können.

8 Zusammenfassung

In der neuen DIN 4149 werden bei den Standsicherheitsnachweisen die nichtlinearen energiedissipierenden Effekte eines Tragwerks unter Erdbebeneinwirkung durch Einführung eines globalen Verhaltensbeiwertes berücksichtigt, mit dem die Einwirkung rechnerisch reduziert wird und die in der Praxis geläufigen linear-elastischer Berechnungsverfahren verwendet werden können. Je nach Größe der rechnerischen Abminderung werden Anforderungen an die Duktilität der Konstruktion bzw. einzelnen Bauteile gestellt. Hierzu werden in der neuen Norm sog. Duktilitätsklassen eingeführt.

Für Betonbauten sind in DIN 4149 nur zwei Duktilitätsklassen vorgesehen. Im Vergleich zum Eurocode 8 wird auf Regelungen für die höchste Klasse DCH verzichtet, da in Deutschland starke Erdbeben nur sehr selten vorkommen. In der Duktilitätsklasse 1 beträgt der Verhaltensbeiwert $q = 1,5$, die Bemessung und Konstruktion erfolgt weitgehend nach der baustoffspezifischen Norm DIN 1045-1. In der Duktilitätsklasse 2 beträgt der Verhaltensbeiwert zwischen $q = 1,5$ und $q = 3,0$ je nach Tragwerkstyp. Zusätzlich sind jedoch umfangreiche Maßnahmen und Nachweise zur Sicherung der Duktilität erforderlich. In der Praxis wird sicherlich in den überwiegenden Anwendungsfällen die Einordnung der nachzuweisenden Bauwerke in die Duktilitätsklasse 1 vorgenommen.

Für Stahlbauten sind drei Duktilitätsklassen vorgesehen. In der Duktilitätsklasse 1 beträgt der Verhaltensbeiwert $q = 1,5$. Es werden keine nennenswerten Anforderungen an die Duktilität gestellt. In der Duktilitätsklasse 2 beträgt der Verhaltensbeiwert zwischen $q = 1,5$ und $q = 4,0$ je nach Tragwerkstyp, in der Duktilitätsklasse 3 zwischen $q = 4,0$ und $q = 8,0$. Aufgrund der Forderungen nach einem bauaufsichtlichen Übereinstimmungsnachweis für die geforderte Mindestkerbschlagarbeit von 27 J und für den tatsächlichen Höchstwert der Streckgrenze $f_{y,max}$ dürfte derzeit bei Stahlbauten im üblichen Hochbau nur die Duktilitätsklasse 1 zu Anwendung kommen.

Es ist abschließend festzuhalten, dass die neue Norm DIN 4149 gegenüber der Vorgängernorm das modernere und bessere Konzept darstellt, da die bei der Ermittlung der Erdbebeneinwirkung zu berücksichtigenden Aspekte wesentlich differenzierter betrachtet werden. Das Vorgehen ist aus ingenieurtechnischer Sicht plausibel und sinnvoll. Es wird nicht mehr, wie bei der alten Norm, alles über den "großen Kamm" geschoren. Der Preis hierfür ist jedoch, dass der Nachweis der Erdbebensicherheit, wo ein solcher gefordert wird, zukünftig oft mit einem höheren Nachweisaufwand verbunden sein wird. Bei den Tragwerksplanern sind hierzu Kenntnisse im Bereich der Baudynamik notwendig. In absehbarer Zeit wird der Eurocode 8 die jetzige DIN 4149 ablösen. Die Konzepte und Nachweisverfahren sind jedoch vergleichbar, so dass die dann erforderliche Umstellung nicht allzu schwer fallen dürfte. Im nationalen Anhang zu EC 8 wird es noch ein vereinfachtes Nachweisverfahren geben, das speziell für das Schwachbebengebiet Deutschland bei einfachen Bauwerken angewendet werden kann.

Literatur

- [1] DIN 4149:1981-04 Bauten in deutschen Erdbebengebieten – Lastannahmen, Bemessung und Ausführung üblicher Hochbauten.
- [2] DIN 4149:2005-04 Bauten in deutschen Erdbebengebieten – Lastannahmen, Bemessung und Ausführung üblicher Hochbauten.
- [3] Eurocode 8 – Bauten in Erdbebengebieten. Europäische Vornorm, ENV 1998-1-1, CEN, Europäisches Komitee für Normung, Brüssel, 2004.
- [4] DIN 1055 Lastannahmen für Bauten.
- [5] DIN 1045-1:2001-07 Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton.
- [6] DIN 18800-1 bis DIN 18800-4 Stahlbauten
- [7] Bergmeister, K. / Wörner, J.-D. (Hrsg.): Beton-Kalender 2008. Schwerpunkte: Konstruktiver Wasserbau, Erdbebensicheres Bauen. Berlin: Ernst & Sohn 2008.
- [8] Stahlbau-Kalender 2008. Berlin: Ernst & Sohn 2008.
- [9] Peterson, Ch.: Dynamik der Baukonstruktionen. Vieweg & Sohn Verlag, Wiesbaden: 2000
- [10] Meskouris, K., Hinzen, K.-G.: „Bauwerke und Erdbeben. Grundlagen – Anwendung – Beispiele“. 2. Auflage, Vieweg & Sohn Verlag, Wiesbaden: 2007.
- [11] Müller, F.P., Keintzel, E.: „Erdbebensicherung von Hochbauten“. Berlin: Ernst, Verlag für Architektur und techn. Wiss., 1984.
- [12] Eibl, J., Henseleit, O., Schlüter, F.-H.: „Baudynamik“. Betonkalender 1988. Berlin: Wilhelm Ernst & Sohn, 1988.
- [13] Schlüter, F.-H., Baur, M., Cüppers, H., Fäcke, A., Kasic, S., Ruckenbrod, C.: "Bemessung der Stahlbeton- und Spannbetontragwerke unter Erdbebenbeanspruchung". Betonkalender 2008. Berlin: Ernst & Sohn, 2008.
- [14] "Erdbebenauslegung von Massivbauten unter Berücksichtigung des Eurocode 8". Seminar Universität Karlsruhe 29. u .30. März 1993. Schriftenreihe des Instituts für Massivbau und Baustofftechnologie. Karlsruhe 1993
- [15] Paulay, T., Bachmann, H., Moser, K.: „Erdbebenbemessung von Stahlbetonhochbauten“. Birkhäuser Verlag, Basel, Boston, Berlin: 1990.
- [16] Bachmann, Hugo: „Erdbebensicherung von Bauwerken“. 2., überarbeitete Auflage. Basel, Boston, Berlin: Birkhäuser, 2002.
- [17] „Erdbebegerechter Entwurf von Hochbauten - Grundsätze für Ingenieure, Architekten und Behörden", von Hugo Bachmann; Richtlinie des BWG. Bundesamt für Wasser und Geologie, Biel (CH), 2002.
- [18] Bachmann, H.: „Neue Tendenzen im Erdbebeningenieurwesen“. Beton- und Stahlbetonbau 99, 2004, Heft 5, pp. 356-371.