Dissipative (INERD) Verbindungen für Stahltragwerke in Erdbebengebieten

Innovative dissipative (INERD) Verbindungen für erdbebensichere ausgesteifte Tragwerke aus Stahl werden vorgestellt. Zwischen den Verbandsdiagonalen und den Stützen erfolgt die Verbindung mit Hilfe von Augenstäben und Bolzen. Die Bolzen sind die dissipativen Zonen in diesen Tragwerken, während die anderen Tragwerksteile gegen inelastische Verformungen und Instabilitäten geschützt sind. Das Verhalten der Verbindungen unter monotoner und zyklischer Beanspruchung wurde durch experimentelle und theoretische Untersuchungen studiert. Einfache Regeln zur Bemessung der Verbindung und der angrenzenden Teile werden vorgestellt.

Dissipative (INERD) connections for seismic resistant steel braced

frames. Innovative dissipative (INERD) connections were developed for seismic resistant steel braced frames. The dissipative zones in such frames are the connections, while the other parts of the structure are protected against inelastic deformations and instability phenomena. The braces and the columns are connected with eye-bars and a pin running through them, which is the dissipative element. Experimental and theoretical investigations were performed to study the monotonic and cyclic behavior of the connections. Simple rules were developed for the design of the connection and the adjacent elements.

1 Einleitung

Stahltragwerke in Erdbebengebieten werden auf Steifigkeit, Festigkeit und in der Regel auf Duktilität ausgelegt. Die Steifigkeit ist zur Begrenzung der Schäden nichttragender Elemente und zur Reduzierung der Effekte aus Theorie II. Ordnung notwendig. Die Festigkeit ist zur sicheren Aufnahme der einwirkenden Kräfte erforderlich. Die Duktilität unter zyklischer Belastung bewirkt die Dissipation der in das Tragwerk eingeführten seismischen Energie und führt zur Reduzierung der einwirkenden Kräfte. Sie ist erwünscht, da infolge der Reaktion eines elastischen Tragwerks viel zu hohe Kräfte entwickelt würden, die insbesondere in Gebieten mäßiger bis hoher Seismizität zu unwirtschaftlichen Lösungen führen. Der Bedarf an Festigkeit ist also eng mit der Forderung nach Duktilität verknüpft. Durch die Duktilität können die seismischen Kräfte gegenüber einer elastischen Reaktion nach den europäischen Normen [7] bis auf das Sechsfache und nach den amerikanischen Normen [2] sogar bis auf das Zwölffache reduziert werden. Es sei anzumerken, daß die Duktilität

immer erwünscht ist, auch wenn sie nicht beim Entwurf berücksichtigt wird. Grund dafür ist, daß die in den Erdbebennormen angegebenen Erdbeschleunigungen immer wieder bei neuen starken Erdbeben überschritten werden. Zum Beispiel in Kobe in Japan, das als schwaches Erdbebengebiet galt, erschütterte 1995 ein Erdbeben mit 0,85 g Horizontalbeschleunigung, und in Griechenland wird die Erdbebenkarte ständig nach oben aktualisiert.

Verständlicherweise darf während eines starken Erdbebens nicht das gesamte Tragwerk unkontrolliert plastizieren. Inelastische zyklische Verformungen sind mit Schäden verbunden und deshalb auf im voraus definierte dissipative Zonen zu begrenzen. So sind die Elemente der dissipativen Zonen schwächer als die daran angrenzenden Elemente auszulegen. Letztere werden nicht auf Festigkeit nach den Kräften der Tragwerksberechnung, sondern nach Kapazitätskriterien auf Überfestigkeit bemessen. Ihre Festigkeit ist dadurch höher als der plastische Tragwiderstand der Elemente der dissipativen Zonen. Tabelle 1, Spalten 1 bis 3, faßt die Eigenschaften konventioneller Tragwerke aus Stahl in bezug auf Steifigkeit und Duktilität zusammen. Die Festigkeit wird nicht bewertet, da sie durch die Bemessung gewährleistet wird. Aus der Tabelle ausgenommen sind Systeme mit Dämpfungsmaßnahmen, Erdbebenisolation oder seismische Kontrollmaßnahmen, die in der letzten Zeit verstärkt eingesetzt werden. Man erkennt, daß die konventionellen Systeme Vor- und Nachteile besitzen. Biegesteife Rahmen sind zwar duktil, aber meistens viel zu weich, so daß die Begrenzung der relativen Stockwerksverschiebungen sich oft als wichtigstes Bemessungskriterium herausstellt. Zentrische Verbände sind ausreichend steif, besitzen aber infolge Knicken der Druckstäbe im Falle starker Erdbeben eine geringere Duktilität. Die Steifigkeit exzentrischer Verbände liegt zwischen den beiden anderen Systemen, sie wird kleiner je größer die Exzentrizität ist. In bezug auf Duktilität sind sie den biegesteifen Rahmen etwa gleichwertig.

Inelastische Verformungen werden nicht nur bei Erdbeben, sondern auch in anderen Bemessungssituationen erlaubt, wenn z. B. Tragwerke mit Hilfe plastischer Verfahren berechnet bzw. nachgewiesen werden. Diese Nachweise betreffen Zustände der Tragsicherheit, bei denen die Einwirkungen mit Sicherheitsfaktoren versehen werden. Unter Gebrauchslasten werden im allgemeinen keine Plastizierungen, die zu Schäden führen könnten, erwartet, bzw. es sind solche zu vermeiden. Daher ist beispielsweise Vor-

Tabelle 1	l. Bewertung von Tragwerkssystemen aus	Stahl
Table 1.	Valuation of steel structural systems	

	1	2	3	4
	Biegesteife Rahmen	Zentrische Verbände	Exzentrische Verbände	Verbände mit INERD Verbindungen
Steifigkeit	-	+	0	+
Duktilität	+	-	+	+
Reparierbarkeit	0	-	0	+
Dissipative Zonen	Trägerenden	Verbandstäbe	Links	Bolzenverbindung
Schlüssel	+ gut	0 mäßig	– ausreichend	

sicht bei der Nutzung großer überkritischer inelastischer Reserven beim Nachweis plattenartiger Bauteile geboten, die unter Gebrauchslasten ausbeulen können.

Schäden werden auch bei außergewöhnlichen Bemessungssituationen (Brand, Explosionen, Stöße) toleriert, wo inelastische Tragwerksreaktion erwartet wird. Bei Auftreten solcher Situationen, müssen Reparaturen bzw. Teiloder Gesamtabriß in Kauf genommen werden. Diese Situationen treten jedoch selten und nur bei Einzelobjekten auf. Schäden sind schließlich bei dynamisch beanspruchten Tragwerken, wie z. B. Brücken und Kranbahnträgern, insbesondere nach Überschreitung der vorgeschriebenen Lebensdauer möglich.

Erdbeben stellen eine besondere Bemessungssituation dar, die nicht mit den außergewöhnlichen Situationen übereinstimmt. Die Tragwerkssicherheit soll für seltene Erdbeben – bei normaler Nutzung entspricht das einer Wiederkehrperiode von etwa 500 Jahren – gewährleistet werden. Schäden sollen für häufige Erdbeben – d. h. einer Wiederkehrperiode von etwa 50 Jahren – begrenzt werden.

Die internationale Erfahrung zeigt jedoch, daß die Grundanforderungen des Entwurfs immer wieder verletzt werden. Auf der ganzen Welt finden immer häufiger unerwartet starke Erdbeben statt, deren Spektralwerte die Bemessungsspektren weit übersteigen. Die Konsequenzen solcher Ereignisse sind bekannt: Einstürzte, denen Menschenleben zum Opfer werden und Schäden, die Reparaturen bis hin zum Abriß in großem Umfang fordern. Durch den Bevölkerungsanstieg und die Bevölkerungsdichte in großen Städten kann man sicherlich behaupten, daß das Risiko gegenüber Erdbeben, inklusive den damit entstehenden finanziellen Folgen, eher steigt als fällt.

Der Bevölkerung sowie den Justizbehörden läßt sich aber nur schwer erklären, daß das aufgetretene Erdbeben ein seltenes war. Das liegt teilweise daran, daß es bei einer Wiederkehrperiode von 500 Jahren keine Dokumentation über das vorangegangene Erdbeben gibt. Die Normen beruhen auf instrumentellen Messungen über höchstens 50 Jahre und auf historischen Daten weiter zurückliegender Zeiträume, die aber schwer in Bemessungswerten für Ingenieurszwecke ausgedrückt werden können. Damit stützen sich die Normen auf statistische Auswertungen, die auf Extrapolationen der Naturereignisse beruhen.

Aus den obigen Ausführungen und aus der Erfahrung wird ersichtlich, daß Erdbeben, anders als außergewöhnliche Einwirkungen, häufig Schäden in großem Umfang verursachen. So wäre es ratsam Tragwerkssysteme zu entwickeln, die einfach zu reparieren sind. Eine Bewertung konventioneller Systeme im Hinblick auf Reparierbarkeit, unter der Annahme daß die Schäden nach einem Erdbeben sich planmäßig auf die dissipativen Zonen konzentrieren, wird in Tabelle 1 wiedergegeben. Man erkennt, daß konventionelle Systeme nach diesem Kriterium nicht gut abschneiden. Bei beigesteifen Rahmen sind die Träger an ihren Enden zu reparieren, wo sich die plastischen Gelenke gebildet haben (Bild 1a). In der Praxis haben oft die Anschlüsse zuerst versagt (Bild 1b). Ob Träger oder Anschlüsse, beide Teile nehmen Schwerkraftlasten auf und sind damit nicht einfach auszuwechseln. Ähnliches gilt für exzentrische Verbände, bei denen die kurzen Teile zwischen den Verbandsdiagonalen, die sog. Links, zu reparieren sind. Bei zentrischen Verbänden sollen die ausgeknickten Verbandsdiagonalen repariert bzw. ausgewechselt werden. Dabei handelt es sich um ziemlich lange und schwere Stäbe (Bild 2). Für alle konventionellen Systeme gilt die Forderung, daß die Anschlüsse elastisch bleiben und keinen Beitrag zur Energiedissipation leisten.

Aus anderen Ingenieurdisziplinen, wie z. B. dem Maschinenbau, dem Automobilbau, dem Flugzeugbau usw., ist bekannt, daß die beste Maßnahme das Auswechseln eines beschädigten bzw. verschlissenen Teils ist. So etwas könnte auch im Bauwesen erstrebenswert sein, insbesondere bei Gebäuden in Erdbebengebieten. Wie bei den Stoßstangen eines Autos, die die Stoßenergie verbrauchen und dadurch die Kabine schützen, wären Systeme zu entwickeln, bei



Bild 1. Schäden biegesteifer Rahmen nach einem Erdbeben: a) Trägerenden, b) Verbindungen Fig. 1. Damages of moment resisting frames after earthquake at a) beam ends, b) connections



Bild 2. Schäden an Verbandsstäben zentrisch ausgesteifter Rahmen nach einem Erdbeben Fig. 2. Damages at braces of centrically braced frames after earthquake

denen die dissipativen Zonen aus auswechselbaren kleinen Teilen bestehen. Nach einem starken Erdbeben würden sich die Reparaturarbeiten auf das Auswechseln dieser Teile beschränken.

Ein solches Innovative Earthquake Resistent Design (INERD) System, eine Idee des erstgenannten Autors, wird im folgenden vorgestellt. Das System wurde im Rahmen eines European Coal and Steel Community (ECSC)-Projektes, unter der Mitwirkung der Universität Liege, der Politecnico di Milano, des Instituto Superior Lisboa und der National Technical University of Athens sowie dem damaligen Stahlkonzern ARBED (jetzt ARCELOR-Gruppe) entwickelt. Ein Patent auf dieses System steht aus. Der European Coal and Steel Community sei für die Förderung gedankt.

2 Beschreibung des Systems

Mehrgeschossige Stahlbauten in Erdbebengebieten werden oft durch Vertikalverbände stabilisiert. Bei zentrisch verlaufenden Verbänden soll nach Eurocode 8 die Energiedissipation in den Zugdiagonalen stattfinden. Da die Druckdiagonalen ausknicken können, wird ihr Beitrag bei der Bestimmung der Steifigkeit und der Festigkeit vernachlässigt. Die Anschlüsse sind nach Kapazitätskriterien zu dimensionieren. Das bedeutet, daß Schrauben, Schweißnähte und Knotenbleche nicht mit den Kräften aus der Tragwerksberechnung sondern mit den von den Diagonalen aufnehmbaren, mit geeigneten Faktoren beaufschlagten Zugkräften bemessen werden, so daß sie elastisch bleiben.

Eurocode 8 fordert allgemein, daß bei Stahlbauten in Erdbebengebieten die Verbindungen stärker als die zu verbindenden Teile sein müssen. Die Norm öffnet jedoch ein Fenster zur Entwicklung neuer Systeme, bei denen unter bestimmten Bedingungen die Verbindungen an der Energiedissipation teilnehmen. Diese Möglichkeit wurde im ECSC-Forschungsprojekt verfolgt. Es wurden innovative dissipative INERD-Verbindungen entwickelt, die für ausgesteifte mehrgeschossige Bauten geeignet sind. Typische Ausbildungen zeigt Bild 3. Die Verbandsstäbe sind an den Stützen mit einem Bolzen angeschlossen, wobei die Augenstäbe an den zu verbindenden Stäben angeschweißt oder angeschraubt sein können.

Das schwächste Teil des Systems ist der Bolzen. Er besitzt einen kompakten rechteckigen Querschnitt mit



Bild 3. Ausbildungen von INERD-Verbindungen Fig. 3. Details of an INERD connection

scharfen oder runden Kanten und wird, je nach Ausführung, mit einem oder zwei inneren Augenstäben, auf Drei- bzw. Vierpunkbiegung beansprucht. Dadurch wird das Auftreten von Instabilitäten – wie Beulen, Knicken und Biegedrillknicken – vermieden, und der Bolzen kann viel Energie durch Materialfließen dissipieren. Runde Bolzen wurden nicht untersucht, weil man eine Verdrehung um die Längsachse bei Lastwechsel befürchtete. Die an den Bolzen angrenzenden Teile (Verbandsstäbe, Knotenbleche und ihre Anschlüsse) werden nach Kapazitätskriterien bemessen und verhalten sich elastisch.

Zentrisch ausgesteifte Rahmen mit INERD-Verbindungen weisen gegenüber konventionellen Rahmen folgende Vorteile auf:

- bessere Anpassung an die Grundanforderungen des Entwurfs in bezug auf Steifigkeit und Duktilität (Tabelle 1, Spalte 4)

- Schutz der Druckdiagonalen gegen Knicken

– Aktivierung aller Verbandsstäbe auf Zug und Druck bis zu großen seitlichen Verformungen

 Begrenzung der inelastischen Verformungen in kleinen Teilen, den Bolzen

- Möglichkeit einer einfachen Reparatur, falls erforderlich, durch Auswechseln der Bolzen nach einem starken Erdbeben

- Reduzierung des Tragwerksgewichts und der Kosten.

Im Rahmen des genannten Forschungsprojekts wurden experimentelle und numerische Untersuchungen durchgeführt mit dem Ziel, das Verhalten von Teil- und Gesamtstrukturen zu untersuchen und einfache Bemessungsmodelle für die Praxis zu entwickeln. Die Untersuchungen bezogen sich auf:

 monotone und zyklische Versuche konstanter und variabler Amplitude an INERD-Verbindungen am Instituto Superior Lisboa unter der Leitung von Professor Calado
 [3]

– zyklische Versuche an durch X-Verbände ausgesteiften Rahmen mit INERD-Verbindungen am Politecnico di Milano unter der Leitung von Professor *Castiglioni* [4]

- theoretische Untersuchungen an INERD-Verbindungen und an Gesamtrahmen mit solchen Verbindungen an der National Technical University Athen unter der Leitung von Professor *Vayas* [10], [11]

- Entwicklung einfacher Bemessungsregeln in Athen.

In diesem Beitrag wird über die Untersuchungen an der NTU Athen zu den INERD-Verbindungen berichtet. Das Verhalten von Gesamttragwerken wird später vorgestellt. Details zu den Versuchen können den entsprechenden Versuchsberichten entnommen werden. I. Vayas/P. Thanopoulos · Dissipative (INERD) Verbindungen für Stahltragwerke in Erdbebengebieten

3 FE-Berechnungen an INERD-Verbindungen

Ziel der Finite-Elemente-Berechnungen war, Informationen zum Tragverhalten der INERD-Verbindungen unter monotoner und zyklischer Belastung zu erhalten. Es wurden zunächst diejenigen Verbindungen untersucht, für die in Lissabon Versuche durchgeführt wurden. Die geometrischen und mechanischen Eigenschaften der verschiedenen Teile entsprachen den gemessenen Werten.

Die Berechnungen wurden mit Hilfe von ABAQUS [1] durchgeführt. Die verwendeten Elemente waren Hexaeder mit acht Knoten des Typs C3D8R. Der Kontakt zwischen den Augenstäben und den Bolzen wurde durch Verwendung besonderer Interaktionseigenschaften modelliert. Durch die mögliche Ausnutzung der Doppelsymmetrie war nur ein Viertel der Verbindung zu untersuchen. Für Anordnungen mit zwei inneren Augenstäben bestand das Modell aus der Hälfte der inneren und der äußeren Augenstäbe und einem Viertel des Bolzens (Bild 4).

Die Belastung wurde weggesteuert als axiale Verformung der inneren Augenstäbe aufgebracht. Die äußeren Augenstäbe wurden an ihren Enden gehalten, so daß sie der Lagerung des Systems entsprachen. Die monotone Belastung erfolgte bis zu einer axialen Verformung von 50 mm.



Bild 4. FE-Modell der INERD-Verbindung Fig. 4. FEM of an INERD connection

Tabelle 2. Merkmale der Verbindungstypen A bis DTable 2. Characteristics of connections, type A up to D

Die zyklische Belastung erfolgte, wie bei den Versuchen, in Zyklen mit steigender Amplitude in 5-mm-Stufen. Zur Zeitersparnis wurde bei jeder Amplitude ein Zyklus berechnet. Bei den Versuchen, die gemäß den ECCS-Empfehlungen [8] ausgeführt wurden, waren es drei Zyklen gleicher Amplitude.

Experimentelle und numerische Last-Verformungskurven unter monotoner und zyklischer Belastung werden in Bild 5 dargestellt. Positiv ist die Belastung, wenn die Augenstäbe unter Druck stehen und negativ, wenn sie unter Zug stehen. Die Typen A bis D in Bild 5 entsprechen den verschiedenen Ausbildungen in Tabelle 2. Die experimentell und numerisch ermittelte Energiedissipation, ermittelt aus der unter der Hysteresisschleife eingeschlossenen Fläche, wird in Bild 6 dargestellt.

Die Bilder zeigen ein großes Dissipationsvermögen der INERD-Verbindungen unter zyklischen Bedingungen. Die monotonen Kurven stellen die Einhüllenden der zyklischen Kurven dar. Die Fülligkeit der Hysteresisschleifen wird durch folgende Effekte reduziert:

– lokale Plastizierung der äußeren Augenstäbe an der inneren Kontaktstelle mit den sich verbiegenden Bolzen, die zu stetiger Aufweitung der Löcher führt (Bild 7). Bei Lastumkehr muß der Bolzen im aufgeweiteten Loch erst "sitzen", damit die Last wieder zunehmen kann.

- Querbiegung der Augenstäbe, die den Verformungen der Bolzen folgen. Bild 8 zeigt, daß sich die äußeren Augenstäbe nach außen und die inneren nach innen verbiegen. Dadurch erhöht sich ihr gegenseitiger Abstand und die Biegung des Bolzens. Die dünneren inneren Augenstäbe verbiegen sich etwa doppelt soviel wie die äußeren. Bei einer Anordnung mit nur einem inneren Augenstab (Bild 3a), verbiegen sich wegen der Symmetrie nur die äußeren Augenstäbe.

- Bauschinger-Effekte des Materials.

Die Übereinstimmung der Versuchsergebnisse mit den numerischen Ergebnissen ist bezüglich des globalen und des lokalen Verhaltens gut. Das gab Vertrauen in die verwendeten Modelle und für weitere numerische Untersuchungen.





I. Vayas/P. Thanopoulos · Dissipative (INERD) Verbindungen für Stahltragwerke in Erdbebengebieten



Bild 5. Experimentelle und numerische Ergebnisse von INERD-Verbindungen unter zyklischer Belastung Fig. 5. Experimental and numerical results of INERD connections under cyclic loading



Bild 6. Energiedissipation von INERD-Verbindungen, Typ D Fig. 6. Energy dissipation of an INERD connection type D

4 Tragverhalten der INERD-Verbindungen und Parameterstudien

Eine typische Last-Verformungskurve und die Vergleichsspannungen verschiedener Verformungszustände einer Verbindung mit zwei inneren Augenstäben (Bild 3b) werden in Bild 9 dargestellt. Plastizierte Bereiche sind grau dargestellt. Aus dem Bild kann das Tragverhalten der Verbindung abgeleitet werden:

– Der Bolzen verhält sich zunächst wie ein Träger auf Vier-Punkt-Biegung. Am stärksten ist der mittlere Bereich zwischen den konzentrierten Lasten beansprucht. In den Endbereichen stehen nur die Kontaktstellen zu den äußeren Platten unter hoher Beanspruchung, ansonsten verhält sich die Stützung gelenkartig. Das geschieht bis zur voll-



Bild 7. Aufweitung der Löcher an der Kontaktstelle zum Bolzen Fig. 7. Ovalisation of the holes of the eye-bars at the contact with the pins

I. Vayas/P. Thanopoulos · Dissipative (INERD) Verbindungen für Stahltragwerke in Erdbebengebieten



Bild 8. Querbiegung der Augenstäbe Fig. 8. Transverse bending of the eye-bars

ständigen Plastizierung des Bolzens im mittleren Bereich zwischen den inneren Platten. Dieser Zustand charakterisiert die "Fließlast" der Verbindung.

Bei weiterer Laststeigerung ändert sich das System, und die anfänglich gelenkige Lagerung verhält sich quasi wie eine Einspannung. Es entwickeln sich Endmomente, die den Bolzen stark beanspruchen und zum Fließen bringen.
Nach dem vollständigen Fließen der Bolzenendquerschnitte bildet sich ein Mechanismus aus: Weitere Laststeigerung erfolgt unter großen Verformungen durch Ausweitung der Fließzonen und Materialverfestigung.

Nach der Kalibrierung der FE-Modelle an den Versuchsergebnissen wurden Parameteruntersuchungen durchgeführt, um konstruktive Regeln festzulegen und Bemessungsmodelle zu entwickeln. Die Effekte der wichtigsten Parameter werden im folgenden besprochen.

Der Einfluß der Dicke der äußeren Platten wird in Bild 10 dargestellt. Man erkennt, daß die Fließlast durch die Plattendicke wenig beeinflußt wird, weil bis zu dieser Last der Bolzen gelenkig gelagert ist. Die Dicke der Platten hat aber einen wesentlichen Einfluß auf die Traglast. Das liegt am Einspanneffekt, den die äußeren Platten dem Bolzen bieten, der mit der Plattendicke wächst. Dieser Effekt klingt ab, so daß ab einer gewissen Dicke – etwa bei ²/₃ der Bolzenhöhe, die Traglast kaum beeinflußt wird und die Verbindung sich wie bei starren äußeren Platten verhält. Das Bild zeigt, daß infolge der Plattenquerbiegung, die eine Änderung der Plattenabstände bewirkt, die Traglast bei positiver Belastung (Augenstäbe unter Druck) höher als bei negativer ist. Der Unterschied zwischen den zwei Traglasten ist somit ein Maß für die unerwünschte Querbiegung.

Der Einfluß des Hebelarms – dem Nettoabstand zwischen äußerer und innerer Platte – wird in Bild 11 dargestellt. Es handelt sich um Verbindungen der Typen B, D und F mit Hebelarmen von 70, 80 bzw. 105 mm. Typ F ist eine Verbindung mit einer inneren Platte (vgl. Bild 3a). Man erkennt, daß mit wachsendem Hebelarm die Traglast und das Dissipationsvermögen abnehmen. Das Verhalten der Verbindung ist für beide Anordnungen (Bild 3a und 3b) ähnlich.



Bild 9. Last-Verformungskurven und v. Mises-Spannungen der Verbindung bei monotoner Belastung Fig. 9. Load-displacement curves and v. Mises stresses of the connection for monotonic loading



Bild 10. Last-Verformungskurve der Verbindung für verschiedene Dicken der äußeren Platten Fig. 10. Load-displacement curves of the connection for various thicknesses of the external eye-bars



Bild 11. Last-Verformungskurven der Verbindung für verschiedene Hebelarme und Anordnungen Fig. 11. Load-displacement curves of the connection for various lever arms and configurations



Bild 12. Last-Verformungskurven der Verbindung für verschieden große Lochspiele Fig. 12. Load-displacement curves of the connection for 1mm and 2 mm allowance of holes

Das Lochspiel zwischen dem Bolzen und den Platten betrug in den Versuchen 1 mm. Rechnerisch wurde zusätzlich ein Lochspiel von 2 mm untersucht. Die Ergebnisse sind in Bild 12 dargestellt. Man erkennt einen negativen Einfluß des Lochspiels bei kleinen Verformungen. Jedoch klingt mit wachsenden Verformungen dieser Einfluß wegen der Lochaufweitung während der Lastzyklen ab.



Bild 13. Vereinfachte statische Systeme der Verbindung Fig. 13. Simplified structural systems of the connection



Bild 14. Abmessungen der Verbindung Fig. 14. Geometrical data of the connection

5 Bemessungsregeln der INERD-Verbindungen

Das statische System ändert sich während der Belastung (vgl. Abschnitt 4). Die Verbindung verhält sich bis zur Fließlast wie ein Balken auf Vier-Punkt-Biegung, danach wie ein beidseitig eingespanntes Gelenktragwerk. Geht man von den statischen Systemen nach Bild 13 aus, können die Fließlast P_y und die Traglast P_u nach elementarer Statik bestimmt werden:

$$P_{y} = \frac{2 \cdot M_{p}}{a} \tag{1}$$

und

$$P_u = \frac{4 \cdot M_p}{a}$$
(2)

M_p plastisches Moment des Bolzens a Hebelarm

Trebelarin

Diese einfachen Formeln können als erste Abschätzung betrachtet werden. Jedoch berücksichtigen sie folgende Effekte nicht:

- Ausbreitung der Fließzonen beidseitig der Platten
- Moment-Querkraft-Interaktion

– Materialverfestigung; verbesserte Werte werden durch weitere Überlegungen hergeleitet (Bild 14).

5.1 Fließlast

Der Spannungszustand des Bolzens bei Erreichen der Fließlast wird in Bild 15 dargestellt. Fließzonen erstrecken

I. Vayas/P. Thanopoulos · Dissipative (INERD) Verbindungen für Stahltragwerke in Erdbebengebieten



Bild 15. Normalspannungen und statisches Modell bei Erreichen der Fließlast Fig. 15. Normal stresses and structural system at the yield load

sich im mittleren Bereich und breiten sich zur äußeren Platte auf einen Abstand von etwa der Hälfte der Bolzenhöhe aus, wodurch sich der Hebelarm zwischen den Platten vermindert. Die Ränder des Bolzenquerschnitts fließen auf einen Bereich β_1 von etwa 1/6 der Bolzenhöhe. Damit errechnet sich die Fließlast aus:

$$P_{y,1} = \frac{4 \cdot M_{e\ell - p\ell}}{a_{red,\ell}}$$
(3a)

mit $M_{el-pl} = 0.85 \cdot W_{pl} \cdot f_y$ und $a_{red,I} = a - 0.5 h$

Bei starker Schubbeanspruchung (a/h \approx 1) wird der Bolzenwiderstand überschätzt, so daß die obige Gleichung durch folgende zu ersetzen ist:

$$P_{y,2} = k_{pin} \cdot \frac{2 \cdot M_{p\ell}}{a}$$
(3b)

mit $1,1 \le k_{pin} = 1 + 0,1 \cdot (b/h) \le 1,2$

Für die Fließlast gilt schließlich:

$$P_{y,nom} = \min\{P_{y,1}; P_{y,2}\}$$
 (3c)

5.2 Traglast

Bei monotoner Belastung steigen die Last-Verformungskurven stetig infolge der Materialverfestigung. Dagegen besitzen sie bei zyklischer Belastung wegen der Plattenquerbiegung und der Lochaufweitung ein Plateau. So wird die Traglast konventionell als die Last definiert, bei der eine bestimmte Verformung erreicht wird. Diese Verformung wurde versuchsmäßig als $0.8 \times a$ bestimmt.

Der Spannungszustand des Bolzens bei großen Verformungen ist in Bild 16 dargestellt. Die Ausbreitung der Fließzonen und die Materialverfestigung werden dort ersichtlich. Je nach Größe des Hebelarms bilden sich Biegeoder Schubfließgelenke. Schließt man die Schubgelenke aus (Bedingung $a_{red,II} = a - h > 0$), läßt sich die Traglast errechnen zu:

$$P_{u,nom} = k_{pin} \cdot \frac{4 \cdot M_u}{a_{red,II}}$$
(4)

Das Tragmoment M_u und der Hebelarm $a_{red,II}$ lassen sich unter Berücksichtigung der Materialverfestigung und der Ausbreitung der Fließzonen nach folgenden Beziehungen iterativ rechnen:

I. Vayas/P. Thanopoulos · Dissipative (INERD) Verbindungen für Stahltragwerke in Erdbebengebieten



Bild 16. Normalspannungen und statisches Modell bei Erreichen der Traglast Fig. 16. Normal stresses distribution and structural system at the ultimate load

$$\mathbf{M}_{u} = \mathbf{W}_{u,p\ell} \cdot \mathbf{f}_{mid} \tag{5}$$

mit
$$f_{mid} = f_y + 0, 5 \cdot \lambda_f \cdot (f_u - f_y),$$
 (6)

wobei $\lambda_{\rm f} = \left[(a - h)/(2 \cdot h) \right]^2$ mit $0 \le \lambda_{\rm f} \le 1$ (7)

und
$$W_{u,p\ell} = b \cdot h^2 \cdot \left[\beta_m - \beta_m^2 + \chi \cdot (0, 5 - \beta_m)^2\right]$$
 (8)

mit
$$\chi = \sqrt{1 - \left(f_y / f_{mid}\right)^2}$$
 (9)

5.3 Verformungen

Die Fließverformung wird aus statischen Überlegungen bestimmt. Sie ist gleich:

$$\delta_{y} = 1, 5 \cdot \frac{M_{e\ell - p\ell}}{EI} \cdot \frac{a}{6} \cdot (3 - 4\alpha)$$
(10)

mit $\alpha = a/\ell$

Wie vorher erwähnt, ist die Verformbarkeit der Verbindung gleich $\delta_u = 0.8 \times a.$

5.4 Charakteristische Werte und Bemessungswerte

Die oben angegebenen Beziehungen stellen Nominalwerte der Fließ- und der Traglast dar. Zur Prüfung ihrer Güte und Bestimmung der erforderlichen Sicherheitsbeiwerte wurden Parameteruntersuchungen an einer großen Anzahl von Verbindungen mit verschiedenen Eigenschaften durchgeführt. Die statistische Auswertung erfolgte gemäß [5], Anhang D. Der Vergleich zwischen den Ergebnissen der FE-Berechnungen und der einfachen Formeln zeigte sehr gute Korrelationskoeffizienten: 0,997 für die Fließlast und 0,999 für die Traglast. Die Sicherheitsbeiwerte errechneten sich zu $\gamma_{My} = 1,05$ für die Fließlast bzw. $\gamma_{Mu} = 1,10$ für die Traglast. Bild 17 zeigt die statistische Auswertung der Traglast.

Die charakteristischen Werte lassen sich bestimmen aus:

$$P_{y,Rk} = \frac{P_{y,nom}}{\gamma_{My}}$$
(11)

$$P_{u,Rk} = \frac{P_{u,nom}}{\gamma_{Mu}}$$
(12)

Die Bemessungswerte werden aus den charakteristischen Werten durch Anwendung des Teilsicherheitsbeiwerts $\gamma_{M0} =$ 1,0 nach [6] bestimmt:

$$P_{y,Rd} = \frac{P_{y,Rk}}{\gamma_{M0}}$$
(13)

$$P_{u,Rd} = \frac{P_{u,Rk}}{\gamma_{M0}}$$
(14)

5.5 Werte für die Kapazitätsbemessung

Die ermittelten Bemessungswerte stellen untere Grenzwerte für die Verbindung dar und dienen der Bolzenbemessung. Jedoch sind die INERD-Verbindungen so konzipiert, daß im Fall starker Erdbebenbeanspruchung nur die Bolzen Energie dissipieren. Die anderen Teile der Verbindung (Augenstäbe und ihre Verbindungen zu den Stützen bzw. den Diagonalen) und die Verbandsdiagonalen sollen nach Kapazitätskriterien bemessen werden, damit sie nicht vorzeitig versagen. Dazu sind für die Traglast obere Grenzwerte zu ermitteln, die mit großer Wahrscheinlichkeit nicht überschritten werden können und der Kapazitätsbemessung der angrenzenden Teile dienen.

Solche Werte können auf statistischer Grundlage bestimmt werden. Dazu gehen wichtige Eingangsdaten der Verbindung wie die Materialkennwerte des Bolzens, die Bolzenabmessungen oder die Plattendicken als variable Parameter in die Auswertung ein. Es ergab sich ein Teilsicherheitswert von $\gamma_{cap} = 1,3$. Nach der Philosophie der Kapazitätsbemessung sollen demnach die an die Verbindung angrenzenden Teile nicht nach den sich aus der Tragwerksberechnung ergebenden Kräften bemessen werden, sondern nach der Kraft der Kapazitätsbemessung:

$$\mathbf{P}_{u,cap} = \gamma_{cap} \cdot \mathbf{P}_{u,Rd} \tag{15}$$



Bild 17. Statistische Auswertung der Traglast Fig. 17. Statistical analysis for the ultimate load



Bild 18. Tragverhalten einer repräsentativen INERD-Verbindung und errechnete Werte nach Ingenieurmodell Fig. 18. Behaviour of an INERD connection and values according to the proposed formulas

Bild 17 zeigt die Kapazitätskraft in der statistischen Auswertung. Man erkennt, daß diese Kraft weit auf der sicheren Seite liegt. Der Wert von $\gamma_{cap} = 1,3$ kann durch Einführung strenger Qualitätskontrollen bei der Bolzenherstellung reduziert werden. Dadurch können die angrenzenden Teile mit kleineren Kräften bemessen und wirtschaftlichere Lösungen erzielt werden.

In Bild 18 werden für eine konkrete Verbindung die Last-Verformungskurve und die formelmäßig ermittelten Werte (charakteristische Werte, Bemessungswerte, Kraft der Kapazitätsbemessung) dargestellt. Man erkennt, daß die oben genannten Formeln recht genau das Verhalten der Verbindung beschreiben. Der zweite Knick der Last-Verformungskurve kann mit guter Genauigkeit als der Mittelwert zwischen der Fließ- und der Traglast ermittelt werden.

5.6 Konstruktive Regeln

Die Parameteruntersuchungen decken ein großes Spektrum an Eingangswerten der Verbindung. Jedoch sind folgende konstruktive Regeln zu beachten:

– Dicke der äußeren Augenstäbe > 0,75 der Bolzenhöhe

Dicke der inneren Augenstäbe > 0,5 Dicke der äußeren Augenstäbe

Hebelarm a > Bolzenhöhe

6 Zusammenfassung

Es wurden innovative dissipative INERD-Verbindungen vorgestellt, die für ausgesteifte mehrgeschossige Stahlbauten in Erdbebengebieten geeignet sind. Der Anschluß der Verbandsstäbe an die Stützen erfolgt durch einen Bolzen, der durch Augenstäbe geführt wird. Letztere sind an den zu verbindenden Stützen bzw. Diagonalen angeschweißt bzw. angeschraubt. Das schwächste Teil der Verbindung ist der Bolzen, der im Fall eines Erdbebens unter zyklischer Beanspruchung durch Materialfließen große Mengen an Energie dissipieren kann.

Ausgesteifte Rahmen mit INERD-Verbindungen weisen gegenüber konventionellen Rahmen folgende Vorteile auf:

- bessere Anpassung an die Grundanforderungen des Erdbebenentwurfs in bezug auf Steifigkeit und Duktilität

Schutz der Druckdiagonalen gegen Knicken

 Aktivierung aller Verbandsstäbe auf Zug und Druck, bis zu großen seitlichen Verformungen

 Begrenzung der inelastischen Verformungen in kleinen Teilen, den Bolzen

 Möglichkeit einer einfachen Reparatur, falls erforderlich, durch Auswechseln der Bolzen nach einem starken Erdbeben

- Reduzierung des Tragwerksgewichts und der Kosten.

Durch umfangsreiche experimentelle und numerische Untersuchungen konnten das Tragverhalten der Verbindung studiert und einfache Bemessungsregeln für die praktische Anwendung entwickelt werden. Das Verhalten von Gesamtstrukturen mit INERD-Verbindungen [9] wird in einem weiteren Beitrag vorgestellt.

Literatur

- [1] ABAQUS User's Manual (2000), Version 5.8 & 6.1. Hibbitt, Karlsson and Sorensen Inc., USA, 2000.
- [2] AISC: Seismic Provisions for Structural Steel Buildings. American Institute of Steel Construction, Chicago, Illinois, 1997.
- [3] Calado, L., Ferreira, J.: INERD Connections. Technical Report, IST Lisboa, 2004.
- [4] Castiglioni, C., Crespi, A., Brescianini, J., Lazzarotto, L.: IN-ERD Connections. Technical Report, Politecnico Milano, 2004.

- [5] EN 1990 (Eurocode 0): Basis of structural design. CEN, European Committee for Standardisation, 2004.
- [6] EN 1993-1-1 (Eurocode 3): Design of steel structures, Part 1.1: General rules and rules for buildings. CEN, European Committee for Standardisation, 2005.
- [7] EN 1998 (Eurocode 8): Design of structures for earthquake resistance. CEN, European Committee for Standardisation, 2004.
- [8] European Convention for Constructional Steelwork (ECCS): Recommended testing procedure for assessing the behaviour of structural steel elements under cyclic loads. ECCS Publ. No. 45, Rotterdam, Netherlands, 1986.
- [9] *Thanopoulos, P.*: Erdbebenentwurf von Stahlbauten mit Energiedissipationssystemen (griechisch). Dissertation National Technical University Athen, 2006.
- [10] Vayas, I., Thanopoulos, P., Dasiou, M.: INERD Connections. Technical Report, National Technical University Athens, 2004.
- [11] Vayas, I., Thanopoulos, P.: Innovative Dissipative (INERD) Pin Connections for Seismic Resistant Braced Frames. International Journal of Steel Structures, Vol. 5, No. 5 (2005), pp. 453–464.

Autoren dieses Beitrages:

Prof. Dr-Ing Dr. h.c. Ioannis Vayas, Dr.-Ing. Pavlos Thanopoulos, Laboratory of Steel Structures, National Technical University of Athens, Iroon Polytechnion Str. 9, 15780 Athen, Griechenland