

Zeitschrift: IABSE congress report = Rapport du congrès AIPC = IVBH
Kongressbericht

Band: 8 (1968)

Artikel: Dynamisches Verhalten von bewehrten und vorgespannten Beton-Hochhäusern unter horizontalen Kräften (einschliesslich Wind-, Erdbeben- und Explosionskräfte) und zweckentsprechende Ausbildung zur Verbindungen

Autor: Newmark, N.M. / Hall, W.J.

DOI: <https://doi.org/10.5169/seals-8727>

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften auf E-Periodica. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Zeitschriften und ist nicht verantwortlich für deren Inhalte. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern beziehungsweise den externen Rechteinhabern. Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen sowie auf Social Media-Kanälen oder Webseiten ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. [Mehr erfahren](#)

Conditions d'utilisation

L'ETH Library est le fournisseur des revues numérisées. Elle ne détient aucun droit d'auteur sur les revues et n'est pas responsable de leur contenu. En règle générale, les droits sont détenus par les éditeurs ou les détenteurs de droits externes. La reproduction d'images dans des publications imprimées ou en ligne ainsi que sur des canaux de médias sociaux ou des sites web n'est autorisée qu'avec l'accord préalable des détenteurs des droits. [En savoir plus](#)

Terms of use

The ETH Library is the provider of the digitised journals. It does not own any copyrights to the journals and is not responsible for their content. The rights usually lie with the publishers or the external rights holders. Publishing images in print and online publications, as well as on social media channels or websites, is only permitted with the prior consent of the rights holders. [Find out more](#)

Download PDF: 11.01.2026

ETH-Bibliothek Zürich, E-Periodica, <https://www.e-periodica.ch>

V c

**Dynamisches Verhalten von bewehrten und vorgespannten Beton-Hochhäusern
unter horizontalen Kräften (einschließlich Wind-, Erdbeben-
und Explosionskräfte) und zweckentsprechende Ausbildung der Verbindungen**

N. M. NEWMARK

Professor and Head

Department of Civil Engineering, University of Illinois, Urbana

W. J. HALL

Professor

1. Einführung

Dieser Bericht umfaßt zwei Hauptgesichtspunkte des Verhaltens und Entwurfs von Stahlbeton- und Spannbetonbauten unter dynamischer Belastung wie Wind, Erdbeben und Explosionen: 1. eine Zusammenfassung der bis heute erworbenen Kenntnisse und 2. eine Untersuchung der Erfordernisse für die Weiterentwicklung der heutigen Kenntnisse. Der Ausdruck «Bauten», wie er hier verwendet wird, umfaßt eine große Vielfalt von Bauwerken, wie die herkömmlichen Rahmenkonstruktionen, Wandscheiben, gekrümmte Tragwerke, Reaktordrüsen sowie andere Arten von Konstruktionen. Die Entwurfsmethoden für dynamische Belastungen stützten sich bis jetzt im allgemeinen auf empirische Näherungen oder konventionelle statische Analogien, da rationale Methoden zur Analyse von dynamischen Belastungsproblemen von eingespannten Konstruktionen erst seit kurzer Zeit weitverbreitete Verwendung finden. Wie im Fall des Entwurfs von Bauten mit statischen Belastungen entstehen beim Entwurf für dynamische Belastungen die größten Schwierigkeiten bei der Ausbildung der Fugen und Verbindungen zwischen den Elementen, was für Stahlbeton- oder Spannbetonbauten die Details in der Anordnung und Verankerung der Armierung bedeuten.

Bevor mit einer Diskussion über Festigkeits- und Duktilitätsanforderungen für dynamische Belastung und mit der Wahl der Konstruktionsart und des Systems weitergefahren werden kann, muß man die zu befolgenden Entwurfsgrundsätze, die Beziehung der zu wählenden Rechenmethode, die Entwurfsparameter, die Risiken, für welche der Entwurf vorgesehen werden muß, die

Häufigkeit der möglichen Lastfälle oder die wahrscheinliche Beschaffenheit der erwarteten Belastung und die Zulänglichkeit der verwendeten Näherungsrechnung in bezug auf den zulässigen, Ungewißheiten und fehlendes Wissen einschließenden Spielraum betrachten.

Entwurfsgrundsätze

Es ist möglich, daß ein Bau während seiner ganzen nutzbaren Lebensdauer nie einem starken oder auch nur einem mäßigen Erdbeben ausgesetzt ist. Das Miteinbeziehen der Widerstandsfähigkeit gegen Erdbeben beim Entwurf einer Konstruktion kann als eine Art Sicherheit betrachtet werden. Vernünftige Sicherheitsvorkehrungen sind nötig, um sich gegen unberechenbare Kosten aus Verletzungen von Personen oder Verlust von Menschenleben zu schützen oder um bei Schadenfall mit den Reparatur- und Renovationskosten in einem gesunden Verhältnis zu stehen. Übereinstimmend mit dem letzten Anspruch sollte der Sicherheitsfaktor gegen Erdbeben im Entwurf genügend sein, um die totalen zusätzlichen Entwurfs- und Reparaturkosten aus Erdbeben normaler Maximalstärke während der Lebensdauer eines Baues minimal zu halten. Immerhin sollte die Sicherheitsgrenze unter allen Umständen so hoch liegen, daß ein katastrophaler Zusammenbruch mit hinzutretendem Verlust von Menschenleben oder mit schwereren Verletzungen von Personen vermieden wird, auch wenn die in diesem Gebiet mögliche Maximalstärke des Erdbebens eintreffen sollte. Diese Grundsätze enthalten verschiedene Sicherheitsgrenzen für verschiedene Typen von Bauten.

Ähnliche Grundsätze bestehen für Entwürfe, die den Windbelastungen widerstehen sollen. Die normal erwartete Maximalstärke der Windbelastung kann während der Lebensdauer eines Bauwerkes öfters eintreten als die normal erwartete Maximalstärke eines Erdbebens, und dies kann einen höheren relativen Sicherheitsfaktor erfordern. Immerhin bedingen die Sicherheitsmaßnahmen gegen extreme Windbedingungen die gleiche Art von Überlegungen, wie sie soeben für extreme Erdbeben beschrieben wurden.

Andere Seitenbelastungen können mit Erdbeben- oder Windbelastungen in Zusammenhang gebracht werden. Erdbebenbelastungen entsprechen in erster Linie auf das Fundament des Bauwerkes übertragenen Bodenbewegungen, während Windbelastungen Kräften entsprechen, die auf den Oberbau wirken.

Bei Explosionen treten beide Belastungsarten auf, nämlich Kräfte aus Luftüberdruck, welche den Windbelastungen ähnlich sind, und Bodenbewegungen, die entweder durch unterirdische Explosionen oder durch Oberflächenexplosionen hervorgerufen werden. Durch Flugzeuge verursachte Stoßbelastungen sowie Belastungen infolge des «Überschallknalles» sind von etwas verschiedener Natur; sie können aber im allgemeinen mit den Auswirkungen der übrigen beschriebenen Belastungsarten in Verbindung gebracht werden.

Alle diese Belastungen haben die Eigenheit, mindestens zu einem gewissen Grade durch Wahrscheinlichkeitsbetrachtungen bestimmt zu werden. Die Dauer, die Stärke und auch die Lastzeitfunktion hängen von den Gesetzen des Zufalls ab. Diese Charakteristiken der Normalarten von horizontaler Belastung benötigen zusätzliches Studium; es kann aber auch absolut unwirklich sein, sie als fest bekannte Kräfte oder Bewegungen zu behandeln.

2. Der gegenwärtige Stand der Kenntnisse

Der Begriff des Response-Spektrums

Das einfachste Mittel, die gesamten Anforderungen bezüglich Festigkeit und Duktilität einer erdbebensicheren Konstruktion zu überblicken, ist der Begriff des Response-Spektrums. Das Response-Spektrum für Erdbebenbodenbewegungen ist ein Diagramm des maximalen Response, registriert als Funktion der Schwingungsfrequenz entweder während oder nach der Eingangsbewegung auf einem einfachen linearen Schwinger, dargestellt in Fig. 1, dessen Basis nach der Erdbebenbewegungsgeschichte eingestellt ist. Ein typisches Response-Spektrum, das dem stärksten Erdbeben entspricht, über welches genügend genaue Aufzeichnungen vorhanden sind, nämlich dem El-Centro-Beben vom 18. Mai 1940 in der horizontalen Nord-Süd-Bewegungskomponente, ist in Fig. 2 dargestellt. Die Wahl einer logarithmischen Skala für die Frequenz auf dem linearen Schwinger vereinfacht das Response-Spektrum und erlaubt die gleichzeitige Aufzeichnung von drei zusammenhängenden Größen, welche verschiedene Aspekte des maximalen Response des Systems definieren; die Skalen sind in der Figur angegeben. Die maximale Verschiebung D der Masse relativ zum Boden, welche ein Maß ist für die maximale Dehnung der Feder durch die Erdbebenbewegung, ist aufgezeichnet in bezug auf die von links nach rechts ansteigenden Linien. Die maximale Beschleunigung der Masse, welche ein Maß für die maximale in der Feder erzeugte Kraft ist, ist aufgezeichnet in bezug auf die von links nach rechts abfallenden Linien. Dargestellt wird nicht die eigentliche maximale Beschleunigung, sondern eine Beschleunigung, die dieser nahezu entspricht. Genauer gesagt ist es die maximale Pseudobeschleunigung A , definiert als

$$A = \omega^2 D \quad (1)$$

wobei ω die Kreisfrequenz der Schwingung des linearen Schwingers bedeutet. Die maximale in der Feder aufgespeicherte Energie ist gegeben durch die Größe

$$\frac{1}{2} m V^2$$

Darin ist m die Masse des Schwingers und V die maximale Pseudorelativgeschwindigkeit, die nicht immer genau die gleiche ist wie die maximale Rela-

tivgeschwindigkeit, die aber die Einheit der Geschwindigkeit hat und mit der maximalen Relativverschiebung D durch folgende Formel zusammenhängt:

$$V = \omega D \quad (2)$$

Die gleichzeitig auftretenden Werte der Größen A , V und D sind für einen bestimmten Wert der relativen Dämpfung des Systems in der Figur durch die eine Kurve gegeben, wobei die Dämpfung, bezogen auf den kritischen Wert der Dämpfung, durch die Größe β gegeben ist. Im Erdbeben-Response-Spektrum der Fig. 2 sind die Kurven für die Werte 0, 2, 5, 10 und 20% der kritischen Dämpfung aufgetragen.

Wenn die Federkonstante des linearen Schwingers k und die Periode der Schwingung T sind, so ist die natürliche Frequenz f durch folgende Beziehung gegeben:

$$f = \frac{1}{T} = \frac{1}{2\pi} \sqrt{k/m} = \frac{1}{2\pi} \sqrt{g/u_s} \quad (3)$$

Darin sind g die Erdbeschleunigung und u_s der statische Ausschlag der Feder, hervorgerufen durch das Gewicht der Masse, wie wenn sie vertikal daran hängen würde.

Das Response-Spektrum kann als eine Funktion der Periode oder der Frequenz aufgezeichnet werden. Dies wird einfach erreicht durch Umdrehen des Diagramms, ohne dessen Form zu verändern.

Es sei bemerkt, daß für dynamische Bewegungen des Auflagers des einfachen Schwingers wie für solche, die durch Erdbeben, Sprengbewegungen oder einfache Basisbewegungsimpulse hervorgerufen werden, das Response-Spektrum für sehr niedere Frequenzen folgende Charakteristik hat: die maximale Verschiebung D ist virtuell konstant und entspricht dem Wert der maximalen Verschiebung des Bodens d_m . Für sehr hohe Frequenzen ist die maximale Pseudobeschleunigung A der Masse virtuell konstant und praktisch gleich der maximalen Beschleunigung des Bodens a_m . Für dazwischenliegende Frequenzen sind alle maximalen Verschiebungen, Geschwindigkeiten und Beschleunigungen des Response stärker als diejenigen der Bodenbewegung, wobei die Verstärkungsfaktoren eine Funktion der Proportion der kritischen Dämpfung β sind. Für Werte von β im Bereich von ungefähr 5 bis 10% sind diese Verstärkungsfaktoren für Verschiebung, Geschwindigkeit und Beschleunigung etwas über 1, ungefähr 1,5, und 2,0. Methoden zum Gebrauch des Response-Spektrums zur Analyse von Systemen mit einem und mehreren Freiheitsgraden sind in verschiedenen Publikationen beschrieben [Ref. 1, 2, 3, 4, 5].

Wegen der Beziehung des Response des dynamischen Systems zur Bewegung oder zur äußeren Belastung besteht eine Übereinstimmung zwischen der Intensität der äußeren Belastung und der Trägheitskraft $-ma$. Demzufolge kann man für Belastungen wie Wind eine dem Erdbeben-Response-Spektrum

ähnliche Kurve aufzeichnen. Für dieses Diagramm verwendet man am besten Kraft oder Druck anstelle von Beschleunigung und Impuls anstelle von Geschwindigkeit. Mit dieser Bezeichnung nähert sich die Asymptote im Diagramm für Windbelastung für hohe Frequenzen einem Wert, der der maximalen Windbelastungsintensität entspricht. Es gibt keine solche Übereinstimmung für den Bereich der niederen Frequenzen des Spektrums; für Frequenzen im Zwischenbereich nähert sich die Grenze vermutlich einer horizontalen Asymptote, deren Wert durch den durchschnittlichen Druck multipliziert mit der totalen Winddauer festgelegt ist. Eine mögliche Skizze eines Wind-Response-Spektrums ist in Fig. 3 schematisch aufgezeichnet.

Festigkeits- und Duktilitätsanforderungen

Aus Fig. 2 und 3 ist ersichtlich, daß die Intensität der Kraft und der Betrag der Energie, welche im dynamischen System absorbiert werden muß, von der Intensität der Erdbewegung oder der Windstärke abhängen. Sie werden aber wesentlich beeinflusst von der Energieabsorption der Konstruktion selbst, entsprechend der Dämpfung und herrührend vom Zusammenwirken der verschiedenen Teile des Bauwerkes, besonders der Zwischenwände und anderer nichttragender Elemente mit den tragenden Elementen des Bauwerkes, ferner von Energieverlusten, die von der Verbindung zwischen Bauwerk und Fundament und auch vom unelastischen Verhalten des Bauwerkes bei seinem Response herrühren.

Es ist von besonderem Interesse, zu überlegen, wie weit unelastisches Verhalten die Response-Spektren, wie sie vorangehend für elastisches Verhalten beschrieben wurden, beeinflusst. Wenn man betrachtet, daß die Feder des linearen Schwingers eine elastoplastische Charakteristik mit einer Fließgrenze aufweist, wobei die maximal erlaubte Durchbiegung durch den Duktilitätsfaktor μ im Zusammenhang mit der Durchbiegung an der Grenze des elastischen Verhaltens steht (siehe Fig. 4), dann hat im allgemeinen der Response für unelastisches Verhalten, wie in Ref. 6, 7 und 8 beschrieben, folgende Charakteristik:

1. Im Gebiet der hohen Frequenzen des Spektrums, wo die Beschleunigung des Response virtuell konstant ist, ist die Kraft ungefähr gleich für das unelastische wie das elastische System mit der gleichen Anfangsfrequenz.

2. Im Mittelgebiet des Spektrums, wo für Zwischenfrequenzen die Response-Geschwindigkeit virtuell konstant ist, ist die totale Energie, welche im unelastischen System absorbiert wurde, ungefähr gleich derjenigen im elastischen System mit gleicher Frequenz.

3. Im Gebiet der niederen Frequenzen, wo die Verschiebung des Response beinahe konstant ist, ist die Verschiebung des Systems im unelastischen wie im elastischen System ungefähr gleich. In einigen Fällen entstehen Einflüsse, welche den Response sogar auf kleinere als die den vorangegangenen Regeln ent-

sprechenden Werte beschränken. Auch wenn die Kraft fast erhalten bleibt, kann die Energie im entsprechenden elastischen System nie über einen Maximalwert steigen. Auch wenn die absorbierte Energie fast konstant ist, kann die Verschiebung nie größer sein als die maximale relative Verschiebung im elastischen System.

Aus Fig. 2 und 3 ist ersichtlich, daß für hohe Gebäude, die dem Frequenzbereich von ungefähr 0,2 bis 4 Schwingungen pro Sekunde entsprechen, der Bereich des Verhaltens im allgemeinen dort ist, wo für Erdbebenbelastungen entweder die Energie oder die Verschiebung und wo für das Windproblem die Kraft erhalten bleiben. Demzufolge reduziert im allgemeinen das unelastische Verhalten unter Windbelastung den Response nicht. Trotzdem kann das unelastische Verhalten unter Erdbebenbelastung die Kräfte, für welche der Bau entworfen werden muß, beträchtlich reduzieren.

Man hat offensichtlich verschiedene Möglichkeiten, einen Bau, der dem Erdbeben widerstehen soll, zu entwerfen. Man kann die Steifigkeit des Bauwerkes groß wählen und so die Konstruktion im wesentlichen elastisch halten. Andererseits könnte man die Energieabsorptionsfähigkeit des Bauwerkes sehr hoch wählen, um ihm plastische Deformation zu erlauben. Wählt man die zweite Alternative, so kann man das Bauwerk für bedeutend kleinere Kräfte berechnen, als dies für den ersten Fall notwendig wäre; dabei muß man möglicherweise ein deformiertes Bauwerk in Kauf nehmen. Immerhin kann die Größe der Deformation annehmbar sein, sofern sie nicht mit einem Bruchzustand übereinstimmt.

Mit anderen Worten, man muß beim Entwurf eines Gebäudes, das dem Erdbeben widerstehen soll, die Festigkeit und die verlangte Duktilität gegeneinander abwägen; auf jeden Fall muß aber die notwendige Festigkeit zur Aufnahme der Windkräfte vorhanden sein. Wegen der Schwierigkeit, sehr große Duktilität zu erreichen, kann es jedoch nötig sein, das seitliche Kraftniveau, für welches die Berechnung gemacht wurde, um die seitlichen durch Erdbebenbewegungen hervorgerufenen Kräfte aufzunehmen, zu erhöhen. In beiden Fällen ist es unerlässlich, den Bauvorgang genügend zu kontrollieren und zu inspizieren, um sicher zu sein, daß die verlangte Festigkeit und besonders die verlangte Duktilität ohne vorzeitigen Bruch erreicht werden.

Der Entwurf von Konstruktionen, die auch stärkeren Erdbeben widerstehen können, ist wirtschaftlich untragbar, weshalb diese für wesentlich geringere Kräfte dimensioniert werden, als dies theoretisch bei einem rein elastischen Tragwerk erforderlich wäre. Demzufolge verwenden die meisten Bauvorschriften einen Duktilitätsfaktor in der Größenordnung von 4 bis 6 und in einigen Fällen möglicherweise sogar einen höheren, der sowohl durch geeignete Entwurfdetails als auch durch entsprechende Inspektion und Kontrolle des Baues erreicht werden muß. Dieses Thema ist im Kapitel 6 der Ref. 1 im Detail besprochen.

Entwurf und Ausführung von Tragkonstruktionen

Bauwerke können durch verschiedene Kombinationen von Elementen entworfen werden. Normale Stahlbetonbauten können aus einer Konstruktion von Balken und Säulen bestehen, die biegbare Rahmen bilden. Sie können auch massive Wände oder Wandscheiben haben, welche als vertikale Kragträger seitlichen Widerstand bieten; oder sie können aus Kombinationen von zusammenwirkenden Rahmen und Wandscheiben aufgebaut sein. Welche Tragkonstruktion auch immer verwendet wird, eine genügende Widerstandsfähigkeit gegen Verdrehung der Bauwerke muß gewährleistet sein. Diese Verdrehung kann durch ungleichmäßige Verteilung der inneren Kräfte und der Massen, durch zufällige Unregelmäßigkeiten oder hauptsächlich durch Variation der Bewegungsintensität über dem Grundriß des Gebäudfundamentes hervorgerufen werden.

Die verschiedenen Konstruktionstypen haben auch entsprechend verschiedene Festigkeiten und Duktilitätsfaktoren. Im allgemeinen haben Balken ohne Axialdruck die höchste Duktilität, wobei unter Voraussetzung einer zweckmäßigen Ausbildung diese Faktoren Werte von 10 und mehr erreichen können.

Säulen oder biegbare Elemente mit hoher Druckbeanspruchung haben eine etwas kleinere Duktilität. Wenn sich die Druckkräfte der Druckfestigkeit des Elementes nähern, kann sie sehr niedrig sein. Immerhin kann durch geeignete Anordnung der Armierung die Duktilität von Säulen auf 5 bis 6 oder höher gebracht werden. Bei Zugbeanspruchung ist die Situation völlig anders, und die Festigkeit von armiertem Beton ist in vielen Fällen bedeutend tiefer als bei Druckbeanspruchung. Demzufolge ist es wichtig, größere Zugkräfte über dem Querschnitt eines Elementes auszuschalten.

Um größere Duktilität zu erreichen, müssen Brüche infolge Schub- und Druckspannungen in biegsamen Elementen aus Beton vermieden werden. Dies bedeutet, daß man Druckarmierung verwenden oder für die Differenz zwischen Zug- und Druckarmierung in einem Querschnitt eine Grenze geben muß; dazu müssen Schräg- oder Bügelarmierung verwendet werden, um diagonale Zugrisse zu verhindern. Geeignete Verankerung der Armierung ist ebenfalls notwendig, um Haft- oder Verankerungsbrüche zu vermeiden. Diese Themen sind im Kapitel 5 der Ref. 1 im Detail diskutiert.

Duktilität von Balken

Im Jahr 1951 wurde an der Universität von Illinois mit dem Studium verschiedener Untersuchungen über die Last-Deformations-Charakteristiken von armierten Betonteilen begonnen. Studien über Last-Durchbiegungs-Eigenschaften von einfachen Balken, belastet im Drittelspunkt, wurden 1952 gemacht.

Zusätzliche Versuche an einfachen Balken, belastet durch eine in Trägermitte über einem Aufsatz wirkende Einzellast, um eine Balken-Säulen-Verbindung nachzubilden, wurden 1954 durchgeführt.

Neuere Versuche wurden 1960 begonnen und 1962 beendet. Das Ziel dieser Studien war, zu bestimmen, welche Beträge von Rotation und Duktilität bei der Verbindung zwischen monolithisch gegossenen armierten Betonteilen und Säulen auftreten können; ferner die Entwicklung von Verfahren zur Voraussage der Momenten-Rotations-Charakteristiken solcher Verbindungen. Eine Zusammenfassung der Resultate dieser Studien, wie sie von Ref. 9 übernommen wurden, folgt. Die Einflüsse folgender Variablen wurden studiert:

- a) die Höhe des Elementes;
- b) die Verwendung verschieden starker Druckarmierung;
- c) die Auswirkung mehrmaliger Belastung und Entlastung am Element bei verschiedenem Belastungs- oder Deformationsniveau;
- d) die Auswirkung von Wechsellast wiederum bei verschiedenem Belastungs- oder Deformationsniveau;
- e) die Auswirkung von axialer Belastung am Element, so wie sie in Säulen auftritt.

Der Versuchskörper ist in Fig. 5 dargestellt. Die Elemente hatten eine Spannweite von 12 Fuß und wurden in der Mitte durch eine über einem Aufsatz angebrachte Last quer belastet. Siebzehn Versuchskörper wurden als Balken (das heißt ohne Axialbelastung) und 11 als Säulen mit axialer Belastung geprüft. Diese ist in der Figur mit P bezeichnet, in der Balkenachse angebracht und während des Aufbringens der Querbeltung konstant gehalten. Die Versuche mit und ohne axialer Belastung werden separat diskutiert. Alle Versuchskörper wurden mit Querarmierung # 3 versehen, und zwar mit geschlossenen, zusammengeschweißten Bügeln mit einem Abstand von 6 in.

In der Mitte und an anderen Stellen wurden die Durchbiegungen gemessen, und mehrere Dehnungsmessungen wurden an der Armierung und am Beton durchgeführt, wobei sowohl elektrische Strain-gages als auch mechanische Dehnungsmesser verwendet wurden.

Die Festigkeit des Betons und der Armierung waren bei den Prüfungen keine Hauptvariablen. Im Prüfungsalter war die Zylinderfestigkeit des Betons normalerweise im Bereich von 4000 bis 5000 psi. Die Armierung bestand aus gerippten Stählen mittlerer Festigkeit mit einer Fließgrenze zwischen 45 000 und 50 000 psi.

Die Querschnitte der Versuchsbalken ohne axiale Belastung sind in Fig. 6 dargestellt. Die hauptsächlichen Variablen waren die statische Höhe und der Querschnitt der Druckarmierung. Die statische Höhe von 10 in., welche in den 5 oberen Balken der Fig. 6 verwendet wurde, entspricht derjenigen, die in den vorangegangenen Untersuchungen an der Universität Illinois und bei Versuchen von Ernst an der Universität von Nebraska verwendet wurde. Die anderen Balken besaßen statische Höhen von 14 und 18 in.

Alle Balken hatten die genau gleiche Zugarmierung. Der Querschnitt der Druckarmierung lag jedoch zwischen 0 und einem Betrag gleich demjenigen der Zugarmierung, mit einem etwa halb so großen Zwischenwert.

Die Kurven in Fig. 7 vermitteln ein ziemlich gutes Bild von der Art des beobachteten Verhaltens in diesen Versuchen. Obschon sie in Abhängigkeit von Belastung und Durchbiegung aufgetragen sind, besteht für die Art des geprüften Balkens eine direkte Beziehung zwischen Belastung und Moment und zwischen Durchbiegung und Rotation an der Belastungsstelle. Die Variable in diesen Kurven ist die statische Höhe des Balkens; alle anderen Eigenschaften waren zur Hauptsache gleich.

Der erste starke Knick in jeder Kurve entspricht dem Fließbeginn der Armierung. Wie zu erwarten war, hängt die Belastung, bei welcher Fließen eintritt, direkt von der Höhe ab. Die Zunahme der Belastung über die Fließgrenze hinaus rührt in erster Linie von der Verfestigung des Stahles her. Nach diesen Kurven ist der nächste bezeichnende Zustand im Verhalten des Versuchskörpers der Knick bei einer Durchbiegung von 10 bis 12 in. Obschon das Bruchmoment mit der statischen Höhe zunimmt, wie dies bei konstanter Zugarmierung zu erwarten war, zeigen die Bruchdurchbiegungen einen relativ geringen Unterschied.

Die Markierungen auf den Kurven bei einer Durchbiegung von 1 in. stellen den Zustand dar, der leichthin als «first crushing» bezeichnet wird und welcher dem ersten sichtbaren Zeichen von Absplittern, Ausquetschen, Abschiefern oder Brechen des Betons in der Druckzone entspricht. Im Zusammenhang mit dem statischen Verhalten des Balkens hat dieser Punkt wenig Bedeutung, was offensichtlich wird durch die Tatsache, daß die Kurven dort stetig verlaufen. Vom theoretischen Standpunkt aus gesehen, entspricht dieser Zustand jedoch der Entwicklung von Druckdehnungen im Beton von ungefähr 0,3 oder 0,4%, und das Moment in diesem Zustand entspricht also dem, was wir nach den üblichen Bruchfestigkeitstheorien, wie sie in den ACI-Bauvorschriften enthalten sind, als «Bruchmoment» bezeichnen würden.

Beim «first-crushing» ist der Schaden noch außerordentlich klein. Obschon es das Äußere des Balkens leicht beeinflussen kann, hat es keine Bedeutung im Zusammenhang mit dem statischen Verhalten der Verbindung. Von diesem Standpunkt aus gesehen, sind die Bruchdurchbiegung und das Bruchmoment von Bedeutung.

Fig. 8 zeigt den Einfluß der Druckarmierung. Obschon der relativ starke Einfluß der Druckarmierung auf die Duktilität des Balkens seit einiger Zeit bekannt ist, kann diese Tatsache nie nachdrücklich genug betont werden. Das Zufügen entsprechender Druckarmierung ist immerhin der beste Weg, erwünschte Duktilität zu erreichen.

Der Balken *J-10* in Fig. 8 wurde nur auf Zug armiert. Da der Armierungsgehalt verhältnismäßig klein war, hatte dieser Balken eine ziemlich große Duktilität. Die Durchbiegung beim Bruch war ungefähr elfmal größer als die Durch-

biegung bei der Fließgrenze. Trotzdem konnte bei diesem Balken die Duktilität durch das Zufügen von Druckarmierung noch erheblich gesteigert werden. Der Balken *J-14* hatte ungefähr halb so viel Druckarmierung wie Zugarmierung, und beim Balken *J-13* waren die obere und untere Armierung gleich.

Obschon die Belastungen und Durchbiegungen an der Fließgrenze und beim ersten Absplittern praktisch für alle drei Balken gleich waren, wurden durch das Zufügen von Druckarmierung sowohl die Bruchlast als auch die Bruchdurchbiegung bedeutend erhöht. Die Erhöhung der Bruchlast kam in erster Linie von der Verfestigung der Zugarmierung; Dehnungen des Stahles in der Größenordnung von 10% waren nicht ungewöhnlich. Es darf bemerkt werden, daß die nahezu doppelte Menge von Druckarmierung im Balken *J-13* im Vergleich zum Balken *J-14* keine vergleichbare Vergrößerung der Bruchdurchbiegung zeigte, obschon in beiden dieser Balken die Duktilität mehr als genügend war. Die einzige Erklärung, die hier zutrifft, ist die, daß der Balken *J-13* von allen Balken dieser Reihe die höchste Belastung trug und daß die Schubkraft, die dieser Belastung entspricht, groß genug war, Fließen in der Quersarmierung hervorzurufen. Als Resultat zeigte der Bruch dieses Balkens eine Schubverformung, was dazu verleiten könnte, ihn als Schubbruch zu bezeichnen, wenn er nicht bei einer Durchbiegung von 14 in. und bei einer ungefähr 50% größeren Last als derjenigen bei Fließbeginn eingetreten wäre.

Das Verhalten von Balken unter wiederholter Belastung oder Wechselbelastung

Zuerst soll das Verhalten von Balken unter wiederholter Belastung diskutiert werden. In allen diesen Versuchen wurde die Last vollständig entfernt und dann zu verschiedenen Zeitpunkten während des Versuches wieder angebracht. Die Last-Durchbiegungs-Kurve für einen solchen Test mit einem Balken ohne Druckarmierung ist in Fig. 9 dargestellt. Die Resultate zeigen, daß das Wegnehmen und Wiederaufbringen der Last wenig oder keinen Einfluß auf die Tragkraftkapazität und auf die Duktilität bei Bruch haben.

Die Last-Durchbiegungs-Kurve für einen Balken mit gleicher Zug- und Druckarmierung zeigte, daß das Belasten und Entlasten dieses Balkens bis zu sechsmal im Bereich über der Fließgrenze wenig oder keinen Einfluß auf die Tragkraftkapazität oder Duktilität hatte.

Wie aus Fig. 9 ersichtlich ist, verlaufen nach jeder Entlastung die Wiederbelastungskurven ungefähr linear aufwärts bis zu einer Last, die sehr nahe beim vorher erreichten Maximum liegt. Immerhin wurde die Neigung der Wiederbelastungskurve weniger steil, falls die Last bei größerer Durchbiegung wieder aufgebracht wurde. Das kommt daher, daß die Steifigkeit des Balkens abnimmt, während die plastische Deformation nach der Fließgrenze zunimmt. Dieses Phänomen blieb für alle diese geprüften Balken erstaunlich konstant.

Drei Balken wurden unter Wechselbelastung geprüft und die Last-Durchbiegungs-Kurve ist für den Balken *J-7* in Fig. 10 dargestellt. Dieser Balken hatte eine statische Höhe von 18 in. und war oben und unten gleich stark armiert. Ebenfalls ist in dieser Figur die *Hüllkurve* der Last-Durchbiegungs-Kurve für den Balken *J-6* dargestellt, das heißt die Kurve, bei welcher die aufeinanderfolgenden Entlastungs- und Belastungskurven weggelassen wurden. Dieser Balken war fast mit *J-7* identisch, wurde aber nur nach unten belastet. Die Kurve *J-6* ist jedoch für beide Belastungsrichtungen aufgezeichnet, um sie mit derjenigen von *J-7* vergleichen zu können.

Der Balken *J-7* wurde mit den Lasten von ungefähr 12, 18, 30 und 35 kips zuerst nach unten und dann nach oben belastet. Die letzte Last von 35 kips verursachte Fließen in beiden Richtungen, da der Balken symmetrisch armiert war. Er wurde dann bis zu einer Durchbiegung von ungefähr $\frac{3}{4}$ bis 1 in. in jeder Richtung belastet, was der ersten sichtbaren Stauchung des Betons an der Druckseite in der Nähe des Aufsatzes für die Lasteinleitung entspricht. Das folgende Anbringen der Wechsellast verursachte ungefähr 3 in. Durchbiegung, zuerst nach unten, dann nach oben. Zuletzt wurde der Balken nach unten bis zum Bruch belastet.

Die Umhüllende der Last-Durchbiegungs-Kurve für den Balken *J-7* läßt sich in allen Punkten ganz gut vergleichen mit derjenigen des Balkens *J-6*, welcher ja nur in einer Richtung belastet wurde. Die maximalen Traglasten waren nahezu die gleichen, nur die entsprechende Durchbiegung war für den Balken *J-7* etwas kleiner als für *J-6*, nämlich 6,7 in. verglichen mit 9 in.

Die Neigungen der Wiederbelastungskurven nach einem Wechsel zeigen einen eindeutigen Bauschinger-Effekt, das heißt die Wiederbelastungskurve ist nach einem Lastwechsel viel weniger steil als die ursprüngliche Last-Durchbiegungs-Kurve. Immerhin läßt sich die verminderte Steifigkeit sehr gut mit der in der vorangegangenen Figur aufgezeichneten Steifigkeit vergleichen, wenn der Balken nur in einer Richtung, also ohne Lastwechsel belastet und entlastet wurde.

Duktilität der Säulen

Bis jetzt bezogen sich alle Betrachtungen auf Balken, das heißt auf Elemente ohne axiale Belastung. In diesem Fall ist es ziemlich leicht, ausreichende Duktilität zu erreichen. Die Anwesenheit von axialen Lasten neigt jedoch dazu, die vorhandene Duktilität zu reduzieren, wie dies in Fig. 11 dargestellt ist. Die Kurve links ist ein übliches Diagramm für die Beziehung zwischen axialer Belastung und Moment. Die ausgezogene Linie stellt die Kombination zwischen Moment und axialer Belastung dar, die das erste Absplittern oder Abschiefern des Betons bewirkt, wie dies durch die übliche Bruchfestigkeitsanalyse unter der Annahme, daß der Bruch bei einer Dehnung des Betons von 0,4% eintritt, ermittelt wird. Der Knick in der Kurve stellt diejenige Belastung dar, über welcher

der Beton Bruchdehnung erreicht, bevor die Zugarmierung fließt und unter welcher das Fließen der Zugarmierung vor dem Bruch des Betons auftritt. Unter diesem Knickpunkt stellt die punktierte Linie jenes Moment dar, bei welchem Fließen in der Zugarmierung eintritt. Wie ersichtlich ist, liegen Fließmoment und Bruchmoment unter diesen Annahmen sehr nahe beisammen, da der Stahl noch immer im flachen Fließbereich ist, wenn die angenommene Bruchdehnung im Beton erreicht wird.

Die Kurven rechts in Fig. 11 zeigen gerechnete Krümmungen zur entsprechenden axialen Belastung im Diagramm links. Die ausgezogene Linie bezieht sich auf die Krümmung bei einem Zustand, welcher «first crushing» genannt wurde, und die gestrichelte Linie stellt die Krümmung bei Fließbeginn der Armierung dar. Oberhalb des Verzweigungspunktes gibt es nur eine Kurve, da der ersten Stauchung des Betons kein Fließen des Stahles vorausgeht.

Das Verhältnis zwischen der Krümmung bei Stauchungsbeginn und derjenigen bei Fließen kann als ein Maß für die Duktilität betrachtet werden, zumindest für diejenige Duktilität, die dem Zustand der Stauchung entspricht, obschon ja gezeigt wurde, daß dieser Duktilitätswert nur ein Bruchteil der Duktilität ist, die noch erreicht werden kann, bevor das Element zusammenbricht. Trotzdem zeigen die Aufzeichnungen von Belastung gegenüber Krümmung, daß die Duktilität bei zunehmender Axialbelastung abnehmen wird.

An 11 Elementen wurden Versuche durchgeführt, um die Einflüsse der axialen Last auf die erreichbare Duktilität zu untersuchen. Die verwendeten Axiallasten waren, wie in Fig. 11 eingezeichnet, 0, 25, 50 und 75 kips.

Die Versuchskörper waren vom gleichen generellen Typ wie jene von Fig. 5; ihre Querschnittseigenschaften sind in Fig. 12 dargestellt. In allen Elementen war die Armierung oben und unten gleich. Es wurden zwei Hauptversuchsreihen durchgeführt (die zwei links in der Figur), wobei der Anteil der Längsarmierung bezogen auf die Querschnittsfläche der Säule zwischen einem ziemlich kleinen Wert von 1,1% und einem Wert von 5,6% lag. Die dritte Versuchsreihe war mehr begrenzt in bezug auf den Geltungsbereich und war lediglich eine Erweiterung der Versuchsreihen mit Balken, wie sie vorhin beschrieben worden sind. Wie früher erwähnt, waren die Betonfestigkeit und die Fließgrenze der Armierung bei allen Versuchsteilen im großen und ganzen gleich.

Die Resultate der ersten Versuchsreihe sind in Abbildung 13 durch eine Moment-Durchbiegungs-Kurve dargestellt. Das aufgezeichnete Moment entspricht dem am kritischen Querschnitt beim Aufsatz wirkenden totalen Moment, das heißt dem Moment, das von der Querbelastung am Aufsatz herrührt plus dem Moment, das durch die axiale Last, die mit einer der gemessenen Durchbiegung entsprechenden Exzentrizität angreift, hervorgerufen wird.

Bei zunehmender axialer Belastung nehmen das Fließmoment und die Durchbiegung bei Fließbeginn zu, wie dies durch das Diagramm der Beziehung zwischen axialer Belastung und Moment vorausgesagt wurde. Das Bruchmoment liegt sehr nahe beim Fließmoment, und die Bruchdurchbiegung zeigt

eine leichte Tendenz, bei zunehmender Axialbelastung abzunehmen. Dieser Effekt ist aber etwas kleiner als der im Diagramm angezeigte. Der Stauchungsbeginn bezeichnet jedoch keinen Punkt von irgendwelcher Bedeutung in bezug auf das in den Moment-Durchbiegungs-Kurven dargestellte Verhalten, wie dies auch für Elemente ohne Axialbelastung der Fall war. Die Durchbiegungen bei Bruchlast waren wie vorher einige Male größer als die Durchbiegungen bei Stauchungsbeginn. Die Zunahme der Last nach Fließen oder nach Stauchung war jedoch normalerweise mit zunehmender Axialbelastung kleiner. Dies stimmt mit der Wirkung der Axiallasten überein, die Zugdehnungen zu vermindern und dadurch das Ausmaß, in welchem der Stahl im Verfestigungsbereich gedehnt wurde, zu verringern. Als letztes kann bei zunehmender Axialbelastung eine eindeutige Abnahme der Bruchdurchbiegung beobachtet werden, obschon diese Abnahme bei keinem Fall übereinstimmt. Zum Beispiel hatte der Balken *J-30* mit einer Axiallast von 50 kips eine größere Bruchdurchbiegung als der Balken *J-29* mit der halb so großen Axiallast.

Ähnliche Kurven wurden für Säulen mit nur 3,3% Stahl, bezogen auf den Betonquerschnitt, und mit einer maximalen Axiallast bis zu 50 kips erzielt. Die Resultate sind denjenigen von Fig. 13 ganz ähnlich. Wiederum ist die Duktilität nach Stauchungsbeginn sehr groß, nimmt aber mit zunehmender Axiallast etwas ab.

Fig. 14 zeigt die Resultate für eine Säule mit nur 1,1% Stahl. Obschon dies kaum als typischer Fall einer für Biegung durch Seitenkräfte entworfenen Säule gelten kann, wird er miteinbezogen, da er durch das Vorhandensein der Axiallast ein leicht verschiedenes Verhalten aufweist. Bei den Säulen mit Axiallasten von 25 und 50 kips kann bemerkt werden, daß das Moment nach Stauchungsbeginn zur Abnahme neigt. Bei der Axiallast von 75 kips ist die Abnahme recht deutlich. Der Grund dafür ist, daß der Beton außerhalb der geschlossenen Bügelarmierung oben am Balken und an den Seiten hinunter bis zur neutralen Achse abgesplittert ist und der Hebelarm des innern Widerstandes dadurch verkleinert wurde. Für die Säulen mit einer axialen Belastung von 25 und 50 kips wurde die Abnahme des Hebelarms durch eine Zunahme der Stahlspannungen beim Eintreten in den Bereich der Verfestigung ausgeglichen. Immerhin erreichte der Stahl beim Balken *J-27* mit einer Axiallast von 75 kips nie den Verfestigungsbereich, und somit blieb die Stahlbeanspruchung im Fließbereich. Da die Betonschale absplitterte, war die Abnahme des Hebelarms von einer Reduktion der Momentenkapazität begleitet. Trotzdem brach diese Säule bis zum Erreichen einer Durchbiegung von ungefähr 4 in. nicht zusammen.

Bedeutung der Duktilitätsanforderungen

Ref. 1 stützte ihre Empfehlungen auf die Verwendung eines Duktilitätsfaktors als Verhältniszahl zwischen maximaler und effektiver Durchbiegung bei

Fließen nach der Darstellung der Last-Durchbiegungs-Kurve bei einer gleichwertigen elasto-plastischen Annäherung. Es wurde herausgefunden, daß die Duktilitätsfaktoren in der Größenordnung von 4 bis 6 genügen, um die notwendige energieabsorbierende Kapazität aufzubringen, damit man vom «Uniform Building Code»-Verfahren wirksamen Gebrauch machen kann. Das beschriebene Vorgehen wurde als konservativ empfunden, da die vorausgesagte Duktilität für die empfohlenen Entwurfdetails allgemein als viel kleiner betrachtet wurde als die eigentliche Duktilität, welche durch einwandfrei ausgeführte Stahlbetonbauten erhalten würde.

Die aufgeführten Angaben zeigen, daß diese Schlußfolgerung tatsächlich korrekt ist. Zum Beispiel zeigt Fig. 7 extreme Duktilitätsfaktoren, die um 20 bis 30 höher sind als die tatsächlich gemessenen. Im allgemeinen ist die vorhandene Duktilität in Balken oder Biegetragwerken mehr als genügend. Ernsthaftere Fragen treten für Elemente auf, die sowohl Druckkräfte als auch Biegung aufnehmen müssen.

Es sollte hervorgehoben werden, daß diese Schwierigkeiten nicht nur für ein bestimmtes Material zutreffen. Alle Materialien zeigen Schwierigkeiten in bezug auf die Duktilität, wenn Druckkräfte und Biegung zusammen auftreten. Knicken wird zum Problem bei den Metallen, und Stauchung ist das Problem bei Mauerwerk und Stahlbeton. Wenn den Details angemessene Aufmerksamkeit geschenkt wird, kann in Stahlbetonsäulen jedoch genügend Duktilität erreicht werden. Fig. 15 zeigt zum Beispiel Kurven des Verhaltens von Stahlbetonsäulen bei Bruchlast. Die Krümmung bei «Stauchung» ist leicht größer als jene bei Fließbeginn. Das Verhältnis der Krümmung bei Bruch und bei Stauchungsbeginn, welches kleiner ist als der Duktilitätsfaktor, ist für Werte von Axiallasten, die in der Kurve unter dem Knick liegen, ausreichend groß. Für die beschriebene Säule würden vernünftige Werte der zulässigen Spannung bei Druckbeanspruchung Belastungen von nicht mehr als ungefähr 50 kips entsprechen, was reichlich unter der Grenze liegt, bei der die Duktilität zu Mindestwerten abnimmt.

Eine weitere Angabe der gleichen Schlußfolgerung ist in Fig. 16 gegeben, wo die errechnete und die gemessene Moment-Durchbiegungs-Kurve miteinander verglichen werden. Dieser Vergleich wird für eine Belastung von 50 kips gezeichnet. Ähnliche Resultate erhielt man für Lasten von 25 bis 75 kips, für welche Versuchsangaben vorhanden waren. Es kann daraus geschlossen werden, daß die gemessenen Durchbiegungen und Duktilitäten erheblich größer sind als die errechneten Werte und damit größer als die Grenzwerte, wie sie durch die im Buch erwähnten Berechnungsverfahren verlangt werden.

In Fig. 17 sind alle Versuche zusammengestellt, um ein Maß für die durch Versuche an Balken und Säulen ermittelten Duktilitätsfaktoren zu geben. Daneben wird ein Vergleich mit der Erfahrungsgleichung angestellt, welche vorher als Maß für die Duktilität von Stahlbeton verwendet wurde, nämlich

$$\frac{10}{p - p'}, \quad \text{mit einer oberen Grenze von 20.}$$

In dieser Gleichung ist p der Querschnitt der Zugarmierung, gemessen in %, und p' der Querschnitt der Druckarmierung, gemessen auf die gleiche Art. Somit wäre die Duktilität nach dieser Gleichung für 2% Zugarmierung kombiniert mit 1% Druckarmierung mit 10 gegeben.

Die ausgefüllten Kreise in der Kurve entsprechen Biegetragwerken ohne Axiallast. Mit einer Ausnahme liegen diese bei allen Fällen reichlich über der Erfahrungsgleichung. Im allgemeinen liegen die durchschnittlichen Werte ungefähr doppelt so hoch wie die Werte aus der Gleichung. Die Gleichung kann für Nullwerte des Nenners nicht angewandt werden. Es wurde auch empfohlen, für Stahlbeton keine Duktilitätsfaktoren größer als 20 zu verwenden. Dies scheint für Biegetragwerke ein recht konservativer Grenzwert zu sein. In der Kurve sind auch Punkte für Säulen mit axialer Belastung angegeben; ihre Querschnitte sind in Fig. 12 dargestellt. Die Zahlen neben den offenen Kreisen geben die Größe der Axiallast an. Für Axiallasten von 25 kips ist ein Duktilitätsfaktor von 20 recht konservativ, obschon dies für höhere Werte von Axiallasten nicht der Fall ist. Nichtsdestoweniger waren für alle Axiallasten von 50 kips und weniger die Duktilitätsfaktoren größer als 15, und sogar für Lasten von 75 kips waren die Duktilitätsfaktoren größer als 6.

Im allgemeinen kann die Duktilität im Stahlbeton erreicht werden durch:

1. Anwendung von Schubarmierung, damit der Schwäche des Betons auf Schub- und Diagonalzug Rechnung getragen wird;
2. Genaues Überdenken von Verbund und Verankerung, um sicher zu gehen, daß die Armierung so wirken kann, wie dies angenommen wird;
3. Vermeiden von zu hohem Anteil an Zugarmierung, oder durch angemessene Zugabe von Druckarmierung;
4. Umschließen des Betons in Zonen hohen Druckes durch Ringbügel oder Spiralarmierung.

Berechnungsmethoden in bezug auf den Entwurf

Beim Entwurf für dynamische Belastung gibt es grundsätzlich drei verschiedene Arten von Berechnungsmethoden.

Die am meisten vorkommende und komplizierteste Berechnungsmethode ist jene, bei welcher man typische Fälle von aufgetretener Bewegung oder Belastung verwendet, diese über die Zeit variiert und die Reaktion des Bauwerkes oder seines Vorentwurfes berechnet. Verwendet man eine Reihe von Annahmen, um der Wahrscheinlichkeitsnatur dieser Bewegungen Rechnung zu tragen, oder berechnet man besondere grundlegende Arten von Bewegungen und kombiniert diese mit genauen Wahrscheinlichkeitsbegriffen, so kann man die wahrscheinliche Verteilung der Reaktionen für einzelne Bauten erhalten. Berech-

nungen dieser Art beanspruchen ziemlich hoch entwickelte Computer und verhältnismäßig viel Zeit. Überdies lassen sie sich nicht zur Herstellung eines Vorentwurfes verwenden. Man kann durch dieses Mittel lediglich ein Bauwerk untersuchen, das bereits entworfen worden ist.

Die zweite Berechnungsart enthält die Verwendung des Response-Spektrums sowie die Kombination der Reaktionen der verschiedenen Formen eines Bauwerkes, für welches bereits ein vorläufiger Entwurf gemacht wurde, mit der Methode des Response-Spektrums nach Ref. 1 bis 5. Die Grundlage des Rechnungsvorganges ist im wesentlichen die folgende: Man kann eine obere Grenze der Beanspruchung oder den Wert irgendeines Response-Parameters des Tragwerkes erhalten, indem man die obere Grenze als Summe der absoluten Werte der einzelnen Response-Parameter aller Bauwerksformen betrachtet (Ref. 10). Ein besseres Maß des am ehesten möglichen Maximalwertes dieses Response-Parameters ist jedoch die Quadratwurzel aus der Summe der Quadrate der maximalen Response für jede dieser Formen, ausgenommen der Fall, wo die Anzahl der Formen verhältnismäßig klein ist [Ref. 11]. Dies ist der Fall, weil die absoluten Maximalwerte des Response der verschiedenen Formen nicht gleichzeitig, sondern zu verschiedenen Zeitpunkten auftreten. Diese Methode bedingt ebenfalls einen vorhandenen Entwurf des Bauwerkes, da sie nur für Bauten, die im Aufbau und in den Dimensionen bereits existieren, verwendet werden kann.

Die dritte Methode besteht hauptsächlich aus einem der verschiedenen empirischen Vorgänge, welche die Annahme einer Art von Kraft- oder Beschleunigungsverteilung über der Höhe des Bauwerkes mit einigen besonderen Angaben über den Maximalwert der Kraft an einem gegebenen Punkt oder einer gegebenen Ebene enthält. Die in der «Uniform Building Code» verwendete Methode ist von dieser Art. Obschon diese Methoden einige Ungenauigkeiten aufweisen, da sie die Charakteristiken eines besonderen Tragwerkes nicht in Betracht ziehen, haben sie den Vorteil, daß sie zur Vorbereitung des Vorentwurfes verwendet werden können, weil sie nicht von einem bereits vorhandenen Entwurf abhängen. Im allgemeinen wird der Konstrukteur bei der Anwendung einer empirischen Methode oder einer Bauvorschrift darauf achten, die Parameter für seine Entwurfsmethode so zu wählen, daß die Resultate seiner Berechnung mit denjenigen einer genaueren Rechnungsmethode der beiden vorherigen Arten vernünftig übereinstimmen.

3. Forderungen zur Erweiterung der Kenntnisse

Allgemeiner Begriff

Um die Wirksamkeit von erdbebensicheren Entwürfen zu erhöhen, wird zusätzliche Information benötigt, die auf weiterer Forschung und Beobachtung

von wirklichen Erscheinungen basiert. Der wichtigste Bedarf ist der Besitz von besseren Beobachtungen der bei starken Erdbeben auftretenden tatsächlichen Bewegungen. Unglücklicherweise sind in Gegenden, wo genügend Instrumente zur vollständigen Aufzeichnung des zeitlichen Ablaufes von auftretenden Bewegungen installiert wurden, nur eine relativ kleine Zahl von neueren Erdbeben aufgetreten. Ohne solche Aufzeichnungen ist es schwierig oder fast unmöglich, den beobachteten Schaden in Verbindung mit der Ursache, die diesen Schaden hervorrief, zu erklären. In Anhang 4, Earthquake Engineering, zum bis anhin unveröffentlichten Bericht «Earthquake Prediction» an das «Federal Office of Technology» machten 1965 Dr. G.W. Housner und Dr. D.E. Hudson folgende Aussage:

«In den letzten Jahren hat eine bemerkenswerte Reihe von zerstörenden Erdbeben die Welt erschüttert: Mexiko (1957), Chile (1960), Agadir (1960), Iran (1962), Skopje (1963) und Alaska (1964). Für keines dieser Erdbeben existiert eine einzige Messung der Bodenbewegung im Zerstörungsgebiet. Nur etwa 80 Instrumente sind heute in den Vereinigten Staaten in Betrieb. In Alaska wurden erst nach dem Erdbeben von 1964 Instrumente installiert, und dabei wurden mehrere Nachbeben registriert. Die Wichtigkeit, auch Gebiete einzuschließen, die gewöhnlich nicht als stark erdbebengefährdet gelten, wurde durch das kürzliche Erdbeben von 1964 in Niigata (Japan) klar hervorgehoben. Obwohl Niigata sich nicht in der Zone befindet, die von japanischen Seismologen als ihre aktivste betrachtet wird, wurden dort und auch im 150 km entfernten Akita starke Seismographen aufgestellt. Aus beiden Gebieten erhielt man wichtige Aufzeichnungen, was zu einer anderen Interpretation des Geschehenen führte, als dies ohne Aufzeichnungen der Fall gewesen wäre.

Zusätzlich zu den Forderungen nach Messungen von wirklichen, starken Bewegungen bei Erdbeben in verschiedenen Gebieten, besteht ein Bedarf an aufgestellten Instrumenten in Gebäuden, um deren Response feststellen zu können. Das einzige Gebäude, welches bescheiden mit Instrumenten ausgerüstet wurde und für welches Aufzeichnungen aus einem Erdbeben bestehen, ist der Latino Americana Tower in Mexico City [Ref.12]. Während des Haupterdbebens vom 28. Juli 1957 wurden Aufzeichnungen über relative Stockwerkverschiebungen im 1., 25. und 39. Stockwerk gemacht. Als es passierte, zeigten diese Messungen große Übereinstimmung mit den vorausgesagten relativen Stockwerkbewegungen. Dies wird durch die vorausgesagten, auf einen für den Entwurf des Tragwerkes durchgeführten Modellversuch [Ref.13] gestützten Schubkräfte in diesen Stockwerken erklärt.

Obschon viele Informationen aus dem Abschätzen des Schadens und dem Beobachten der Zusammenbrüche bei Erdbeben gewonnen werden können, kann viel mehr erreicht werden, wenn solche Beispiele in Beziehung mit den diesen Schaden verursachenden Kräften und Bewegungen gebracht werden können. Natürlich ist die Hauptschwierigkeit, der sich der Forscher gegenüber sieht, die Tatsache, daß das Erdbeben nicht vorausgesagt werden kann und daß

viel mehr Gebiete und Bauten mit Instrumenten versehen werden müssen als diejenigen, von denen man Aufzeichnungen erwartet, um überhaupt eine Möglichkeit zu haben, Zusammenhänge zu erhalten. Es ist nötig, daß ein koordiniertes Programm über die Anordnung der verschiedenen Instrumente zur Bestimmung starker Bewegungen und Bauwerksreaktionen aufgestellt wird. Eine zweite Forderung besteht darin, daß die Resultate solcher Beobachtungen den Ingenieuren zum Erzielen größerer Genauigkeit und Sparsamkeit von erdbebensicheren Entwürfen zur Verfügung stehen.

Für den Fall von größeren Windbelastungen ist die Situation fast ebenso schlecht. Immerhin treten Sturmwinde viel öfters auf als Erdbeben, so daß hier eine bessere Gelegenheit besteht, Aufzeichnungen über die Lebensdauer eines mit Instrumenten zur Messung der Windkraft ausgerüsteten Bauwerkes zu erhalten, als wenn es mit Instrumenten für Erdbebenmessungen ausgerüstet wäre. Die Response-Charakteristiken des Bauwerkes und die Stärke des Response für Erdbeben und für Wind können jedoch in mancher Hinsicht mit der gleichen Instrumentenart festgestellt werden.

Andere Themen, für welche weitere Informationen benötigt werden, schließen geeignete Methoden für den Entwurf der Foundationen ein, ferner das Verhalten der Foundationen unter Erdbebenbelastungen einschließlich Plastifizierung des Bodens unter dem Fundament und ähnliche Probleme, von denen später einige detaillierter besprochen werden. Um groben und zu Verlust von Menschenleben führenden Schaden zu vermeiden, muß durch richtige Wahl der Details und des Tragwerksystems den Vorkehrungen zum Schutz der Leute größere Aufmerksamkeit geschenkt werden, wo immer auch bessere Typen von Konstruktionen dieses Ziel zu erreichen erlauben. Schließlich sollte die Entwicklung von vollständig neuen Begriffen und Bautypen gefördert werden. Standardisierte Bauvorschriften und Entwurfsmethoden wurden entwickelt und sind für standardisierte Systeme und Konstruktionen ziemlich zuverlässig. Für ungewöhnliche Bauwerke, wie sie durch modernes architektonisches Gestalten entstehen, muß jedoch noch einiges mehr getan werden.

Genauere Beschreibung der Belastungs- oder Bewegungsintensitäten

Die hauptsächlichsten Größen, für welche Auskunft gewünscht wird, sind die Bodenbewegung bei Erdbeben und die äußere auf das Bauwerk wirkende Kraft bei Wind. Für diese zwei Belastungsfälle wird eine genauere Beschreibung der Intensitäten der Kraft und der Bewegung benötigt. Bei Erdbebenbewegungen wird im besonderen die Natur und das Zusammenwirken der horizontalen und vertikalen Bewegungen benötigt, um eine genauere Abschätzung des Verhaltens von Gebäuden, die kombinierten Bewegungen ausgesetzt sind, zu gestatten. Bewegungen auf oder nahe einer Verwerfung und die Auswirkungen von Verwerfungsbewegungen in der Nähe oder unter einem Gebäude sind

ebenfalls für einige Konstruktionsarten von Interesse. Kenntnisse über das Verhalten des Bodens unter Erdbebenbelastungen sind von Bedeutung für die bessere Erfassung der Kräfte, die auf die – im oder auf den Boden gebaute – Bauwerke wirken. Um die Gefahr eines Umstürzens zu verhindern, ist der Einfluß eines breiten oder tiefen Aushubes für Untergeschosse von Bauten, die Verbindung von Versorgungseinrichtungen mit dem Gebäude und die Verankerung von hohen Gebäuden in Fels von besonderer Wichtigkeit.

Für Windkräfte werden genauere Beschreibungen über die relativen Windstärken auf verschiedenen Höhen eines Gebäudes und über den lokalen Druck und die Saugwirkung um das Gebäude herum benötigt. Angemessene Kenntnisse über diese Einflüsse sind heute vorhanden, und Modellversuche in Windkanälen werden durchgeführt, um in diesen Problemen mehr Klarheit zu gewinnen. Sowohl für Erdbeben als auch für Wind werden jedoch genauere Erklärungen der Auswirkungen der in einem Gebäude verursachten Bewegungen auf die darin wohnenden Personen benötigt, um bessere Definitionen der zulässigen Berechnungsgrößen zu erlauben.

Die Entwicklung von Berechnungsmethoden

Obwohl in den letzten Jahren ausführliche Berechnungsmethoden für dynamische Belastungen entwickelt worden sind, ist eine Weiterentwicklung notwendig, einschließlich vereinfachter Entwurfsmethoden, welche die im Entwurf eines Bauwerkes enthaltenen Parameter sowie die Wahl des Systems, das verwendete Material, die Variationen von Masse und Steifigkeit mit der Bauhöhe usw. mehr in Betracht ziehen. Zwischen der Einfachheit und der allgemeinen Gültigkeit von solchen Entwurfsmethoden muß ein Gleichgewicht erreicht werden. Möglicherweise wäre eine Reihe von verschiedenen Methoden erwünscht, um dadurch mit einem einfachen Vorentwurf beginnen zu können, und um diesen dann vor einer genaueren Überprüfung mittels Hilfe eines Computers mit verhältnismäßig einfachen Verfahren zu einer nächsten Entwurfsstufe umgestalten zu können.

Der nächste Schritt verlangt natürlich genauere Rechnungen. Gewöhnlich finden schnelle Digital-Computer Verwendung, um die Zulänglichkeit eines Entwurfes für Spezialfälle ausführlicher zu überprüfen. Weitere Aufmerksamkeit wird zur Vereinfachung dieser Verfahren benötigt, um höhere Genauigkeit in bezug auf die in der Rechnung gemachten Annahmen zu erreichen. Solche Verfahren sollten das Verhalten von Fugen und Verbindungen in Betracht ziehen, ferner die verwendeten Größen der Dämpfung für die verschiedenen Bewegungsarten des Bauwerkes, das Zusammenwirken von tragendem System und nicht-tragenden Elementen im Bauwerk und die beim Zusammenbruch auftretenden Bedingungen, um sicher zu sein, daß die Art des Zusammenbruches keine katastrophale oder zufällige Verletzung oder Zerstörung von Menschenleben bewirkt.

Der Zusammenhang zwischen analytischen Verfahren und Modellversuchen scheint wegen der relativen Unmöglichkeit, Beziehungen mit wirklichen Erdbeben zu erhalten, notwendig zu sein. Dort, wo zufällige Beziehung jedoch möglich ist, sollten die erhaltenen Angaben aus den Erdbebenbeobachtungen bestmöglichst verwertet und mit Modellversuch und Theorie in Verbindung gebracht werden, um die Erscheinungen besser erklären zu können.

Eigenschaften von Materialien und Bauwerkselementen

Obschon viele Angaben über das Verhalten von Stahlbeton, Spannbeton und vorfabrizierten Betonelementen erhältlich sind, werden weitere Angaben sowohl über die Parameter, welche die Materialeigenschaften bestimmen, als auch über die Festigkeit und Duktilität der aus diesen Materialien bestehenden Bauwerkselementen benötigt. Die Einflüsse der Beanspruchungsart, der Belastungsgeschwindigkeit, der wiederholten Belastung und Wechselbelastung, der Temperaturwechsel, der radioaktiven Strahlung, der Spannungskorrosion in Stahlarmerungen, der Rißbildung und Spaltung im Beton, von Kriechen und Fließen, von Schwinden und ähnlichen Themen sind bei der Verwendung von Stahlbeton wichtig.

Bei der Beanspruchung von Beton durch dynamische Belastung ist es besonders wichtig, gute Angaben über Verbund und Verankerung der Armierung, einschließlich Kabel in Spannbeton mit und ohne nachträglichen Verbund, zu besitzen, ferner Angaben über die Schubspannungen, Diagonalzugrißbildung, notwendige Schubarmierung und über die Druckfestigkeit und Duktilität von Beton, der relativ hohen, mit Biegung verbundenen Druckkräften ausgesetzt ist. Zusätzlich ist das Verhalten von Stahlbeton unter Zugbeanspruchung von größtem Interesse im Zusammenhang mit dem Umstürzen von Betongebäuden. Von erster Wichtigkeit sind Verfahren, die Zusammenbruch oder Beschädigung der Armierung in den äußeren Säulen eines solchen Gebäudes vermeiden, besonders bei schmalen oder schlanken Aufbauten und Türmen.

Im Zusammenhang mit erdbebensicheren Konstruktionen sind sowohl Festigkeit als auch Duktilität der verschiedenen in einem solchen Gebäude verwendeten Tragwerkselemente von Bedeutung. Die Festigkeit kann bei einer maximalen Last gemessen werden, die der zulässigen Deformation entspricht, welche selbst von den vorhandenen Widerständen der verschiedenen Elemente abhängt. Es ist von Interesse, genaue Angaben zu haben sowohl über die Festigkeit unter Bedingungen, die nur leichter Rißbildung entsprechen und die keine Reparaturen am Gebäude erfordern, als auch über die Größen von Festigkeit und Deformation, die bis zum Zusammenbruch mobilisiert werden können. Diese Angaben werden benötigt für Balken, einschließlich Balken mit hoher Schubbeanspruchung verbunden mit Biegung sowie solchen mit hoher Druckbeanspruchung; dann für Wände, die sich in ihrer Ebene und quer dazu, als

Decke wirkend, deformieren; ferner für Decken oder Böden unter besonderer Beachtung des Zusammenwirkens mit den stützenden Balken und Vollwandträgern und mit den Säulen und Säulenenden bei Pilzdecken oder Flachdecken. Der Anteil der Breite des Bodens, der im Boden als Teil eines Querrahmens wirkt, wird benötigt, um sowohl die Steifigkeit als auch die Festigkeit des Bauwerks zu bestimmen.

Schließlich muß bei der zunehmenden Verwendung von Bogen, Kuppeln, Schalen und Bauten mit gekrümmten Elementen der Berücksichtigung von Erdbeben- und Windbelastung große Beachtung geschenkt werden.

Festigkeit und Duktilität von Knoten und Verbindungen

Die Tragwerksteile müssen verbunden werden, um ein Bauwerk zu bilden. Obschon viele Angaben über Tragwerksteile vorhanden sind, und trotz der Tatsache, daß noch viele Angaben benötigt werden, wie im vorausgegangenen Abschnitt dargelegt wurde, sind sehr wenige Angaben über die definitive Beschaffenheit der Festigkeit und Duktilität von Knoten und Verbindungen zwischen den Elementen vorhanden, besonders über solche zwischen Elementen verschiedener Art wie die Verbindung zwischen Säule und Decke oder zwischen Wand und Vollwandträger oder Sturzträger. Es ist besonders wichtig, rationale und genaue Verfahren zum Armieren von Wänden mit Öffnungen zu bestimmen, um schadhafte Risse oder sogar Zusammenbruch von Schubwänden zu vermeiden. Die besonders unschöne und beschädigende «X»-Rißbildung im Bereich der Fensteröffnungen in den zwischen den vertikalen Schubwänden liegenden Wandabschnitten kann besonders bei Erdbeben wie demjenigen von Anchorage bemerkt werden; es ist notwendig, entsprechende Entwurfsverfahren zu entwickeln, so daß die Elemente nahezu unbeschädigt bleiben. Dies kann besondere Beachtung der Armierungsdetails verlangen, ferner die Entwicklung von Mitteln, Deformationen ohne Stauchung oder ohne Schubrisse in den schlanken, steifere Elemente verbindenden Teile zu erlauben.

Eine der Hauptschwierigkeiten der Konstruktion mit Stahlbetonbalken und -säulen ist das Problem der Anordnung der Armierung bei den Knoten oder Verbindungen, wo sich alle Armierungsstähle treffen. Sinnreiche Ideen werden zur Entwicklung von Möglichkeiten benötigt, diese Elemente zusammenzufügen; möglicherweise könnten vorgefabrizierte Knoten zur Verbindung der Elemente verwendet werden, wodurch einige der praktischen Schwierigkeiten, die beim Erstellen von Rahmen aus Ortsbeton entstehen, vermieden werden.

Verbundkonstruktionen und besonders solche, die aus der Kombination von vorgefabrizierten und an Ort erstellten Elementen bestehen, wurden für viele Anwendungsgebiete mit großem Erfolg verwendet. Der Ausbildung von Details, die größere dynamische Belastungen aushalten können, muß jedoch weitere Aufmerksamkeit geschenkt werden, da viele Konstruktionsarten, die für stati-

sche Festigkeit genügen, scheinbar nicht die Fähigkeit haben, genügend Widerstand gegen dynamische Belastungen aufzubringen. Ein wichtiges Beispiel sind geschweißte Knoten von Armierungsstählen, die oft bei vorfabrizierten Konstruktionen Verwendung finden.

Ein großer Teil der Dämpfung in einem Gebäude entsteht durch die Energieabsorption in Knoten und Verbindungen, obschon durch das Zusammenwirken von nichttragenden oder sogar von tragenden Elementen wie Zwischenwände mit der Haupttragkonstruktion starke Dämpfung entstehen kann. Weitere Untersuchung der Arten, auf welche Dämpfung und Energieabsorption in Knoten und Verbindungen auftreten können, ist notwendig.

Festigkeit und Duktilität von Tragwerksystemen

Wir haben eine Anzahl von Bauwerkskomponenten, einschließlich die verwendeten Materialien, einzelne Elemente, die aus diesen Materialien hergestellt sind, die Knoten und Verbindungen zwischen diesen Elementen und dergleichen behandelt. Das Bauwerk ist jedoch eine Ansammlung all dieser Teile. Es besteht aus mehr als den einzelnen Elementen und ihren Verbindungen, da es auf einer Foundation oder auf dem Boden steht und mit dem Fundament zusammenwirkt, sofern das Fundament Bewegungen unterworfen oder das Gebäude Belastungen ausgesetzt ist. Demzufolge interessiert uns das ganze Bauwerk und dessen Verhalten unter Erdbeben- oder Windbelastung oder anderen seitlichen Belastungen. Die Festigkeit, die Dämpfung und die Art und Weise des Zusammenbruchs des ganzen Systems können in einigen Fällen aus den Eigenschaften der einzelnen Elemente geschlossen werden; diese Elemente reagieren jedoch für verschiedene Arten und Richtungen der Belastungen auf komplexe Art. Das Zusammenwirken ist ein Problem, das im Detail viel genauer in Betracht gezogen werden muß, als dies in der Vergangenheit der Fall war, sofern genügend seitlicher Widerstand gegen dynamische Kräfte erreicht werden soll. Eine Reihe von Themen werden nur beiläufig erwähnt. Es ist möglich, daß auch andere Themen als gleich wichtig oder vielleicht sogar als wichtiger angesehen werden. Nichtsdestoweniger sind die beschriebenen Themen solche, die Schwierigkeiten und Unsicherheiten verursachen und über welche die Kenntnisse stark unvollständig sind.

Das Zusammenwirken von Gebäude und Fundament kann, ähnlich der Dämpfung zwischen den Elementen und Knoten, zu Energieabsorbierung führen, die einen großen Einfluß auf das Verhalten des Gebäudes haben kann. Zum Beispiel kann bei kleineren Belastungen als jene, die Fließen verursachen, die Dämpfung in vorgespannten Betonelementen nur 2% der kritischen betragen, und bei Stahlbetonelementen mit mäßigen Rißbreiten kann sie kleiner als 4% sein. Sogar wenn Knoten vorhanden sind und größere Energieabsorption erlauben, werden diese Dämpfungswerte nicht stark gesteigert. Sie können ver-

glichen werden mit der beobachteten Dämpfung von nur 0,5% oder weniger der kritischen in größeren Bauwerken, die Beanspruchungen unterhalb der Gebrauchsspannung ausgesetzt waren. Das Zusammenwirken von Gebäude und Fundament kann jedoch Energie in weit größerem Ausmaß absorbieren und zu tatsächlich wirksamen Dämpfungswerten des gesamten Zusammenbaues von 5 bis 10% führen. Über diesen Punkt sind nur ungenügende Angaben vorhanden. Das Problem ist natürlich eine Funktion der Fundamentart und der Möglichkeiten des Zusammenwirkens von Grundmauern, Böden, Flächenfundamenten usw. des Gebäudes mit dem Untergrund.

Die Bedeutung von Öffnungen in Schubwänden und der Armierung um diese herum sowie das Zusammenwirken von Schubwänden und Biegerahmen, sofern sie beim Aufbau eines Gebäudes zusammengesetzt verwendet werden, wurde bereits erwähnt. Die Festigkeit eines Gebäudes ist nicht unbedingt die Summe der Festigkeiten seiner Elemente, auch wenn diese als zusammenwirkend entworfen wurden. Infolge des Unterschiedes der Duktilität der verschiedenen Komponenten des Gebäudes kann der steifere Teil brechen, bevor der flexiblere Teil überhaupt beginnt, seine Festigkeit zu zeigen. Dieses Problem entsteht besonders beim Zusammenwirken von Schubwänden und Biegerahmen in einem Gebäude, das durch beide Typen dieser Elemente verstärkt wurde. Deswegen ist es wichtig, Angaben über die Widerstands-Durchbiegungs-Beziehungen von Elementen, die ein Gebäude versteifen oder gegen seitliche Kräfte verstärken, zu besitzen, um das Zusammenwirken dieser verschiedenen Elemente auswerten zu können.

Unter weiteren Fragen, die untersucht werden müssen, sind Themen wie die Verbindungen von Wänden, die mittels Gleitschalung erstellt wurden, einschließlich der Abstützung von Vollwandträgern und Balken auf solche Wände und der Armierung von Öffnungen; die Frage von injizierten und nichtinjizierten Spannkabeln in Spannbetonkonstruktionen; das Verhalten der Verankerungen im Spannbeton unter dynamischer Belastung; das Stoßen von Armierungsstäben, speziell von großen Durchmessern und die Verbindung der Armierung mit der Foundation.

Obschon viel über das Verhalten von Beton- und Spannbetonbauten unter dynamischer Belastung bekannt ist, ist es klar, daß noch viel zu lernen bleibt. Es wird erwartet, daß in naher Zukunft viele dieser Fragen durch die Zusammenarbeit der Ingenieure der an diesem Kongreß vertretenen Länder gelöst werden.

Leere Seite
Blank page
Page vide