

**Zeitschrift:** Schweizer Ingenieur und Architekt  
**Herausgeber:** Verlags-AG der akademischen technischen Vereine  
**Band:** 99 (1981)  
**Heft:** 47

**Artikel:** Definition des Lastfalls Erdbeben  
**Autor:** Staudacher, Konrad  
**DOI:** <https://doi.org/10.5169/seals-74612>

### **Nutzungsbedingungen**

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. 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. [Siehe Rechtliche Hinweise.](#)

### **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. [Voir Informations légales.](#)

### **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. [See Legal notice.](#)

**Download PDF:** 16.03.2025

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

## Integraler baulicher Erdbebenschutz II: Definition des Lastfalls Erdbeben

Von Konrad Staudacher, Zürich

Das Tragwerk integral erdbebensicherer Bauwerke übersteht intensive und extreme Starkbeben schadlos. Ein solcherart erweiterter Schutzauftrag stellt an die Definition des Lastfalls Erdbeben gegenüber Baunormen stark erhöhte Ansprüche. In diesem Artikel wird eine alternative Definitionsmethode vorgeschlagen. Damit können verschiedene alte Forderungen erfüllt werden, die darauf abzielen, den Lastfall phänomengerechter zu definieren

### Einleitung

Der erweiterte Schutzauftrag des integralen baulichen Erdbebenschutzes [1] betrifft ausgewählte Bauwerkklassen in hochseismischen Regionen. Er soll den beschränkten Schutzauftrag der heute gültigen Normen ablösen. Mit der Entwicklung der räumlich schwimmenden Lagerung als Massnahme zur Erdbebenisolation der Bauwerke hat der integrale bauliche Erdbebenschutz auch praktische Bedeutung erlangt [2]. Die neuen technischen Möglichkeiten verbessern die architektonische Gestaltungsfreiheit beim Bauen in seismischen Regionen und bilden ein Mittel zur umfassenden Erdbebensicherung der Bauwerke. Bekanntlich sind verschiedene grundsätzliche Probleme des baulichen Erdbebenschutzes bisher ohne befriedigende Lösung geblieben [3]. Sie wurden im Hinblick auf den erweiterten Schutzauftrag neu überdacht: Dieser Artikel behandelt speziell die Methode zur Definition des Lastfalls Erdbeben.

Die Voraussetzungen bezüglich Standort, technische Massnahmen zur Erdbebensicherung und rechnerischer Nachweis der tatsächlichen erreichten Sicherheit eines Bauwerks werden von [1] übernommen. Die daraus abzuleitenden Ansprüche an die Lastfall-Definition gehen wesentlich über jene hinaus, die bisher an Erdbebennormen [4 bis 7] gestellt wurden.

### 1. Ziele einer Neudefinition des Lastfalls

Grundsätzlich reichen die heute verfügbaren Starkbeben-Aufzeichnungen dazu aus, für kleinere bis mittlere Starkbeben-Intensitäten repräsentative Bemessungs-Spektralformen zu erstellen. Bemessungs-Spektralformen, wie sie in Normen verwendet werden, beruhen jedoch konventionsgemäss auf einer Mittelwert-Basis. Dadurch kann die wirkliche Beanspruchung eines Bau-

werks infolge Starkbeben die nominalen Werte um ein Mehrfaches (Faktor 2 bis 3) übertreffen. Fehler dieser Grössenordnung sind beim integralen baulichen Erdbebenschutz nicht tolerierbar.

Extremale Starkbeben wurden bisher erst in geringer Zahl aufgezeichnet. Die Bedeutung extremer Starkbeben als Lastfall für Bauwerke liegt aber bekanntlich nicht in der Häufigkeit ihres Auftretens, sondern im fast unbegrenzten Zerstörungspotential und in den katastrophentypischen Folgen, die Schäden an gewissen kritischen Bauwerken haben können. Da solche Beben einen ausgeprägten Einzelcharakter aufweisen, eignen sie sich nicht wie Beben unterer Intensitätsstufen, probabilistisch erfasst zu werden. Sie werden deshalb mit Vorteil deterministisch, d.h. mit typischen, gemessenen oder in Einzelfällen künstlich generierten Bemessungsbeben definiert. In Normen wird diese oberste Intensitätsstufe nicht behandelt.

Die Entwicklung der räumlich schwimmenden Lagerung bringt nun die technische Möglichkeit zum Schutz der Bauwerke gegen extremale Starkbeben.

Es ist daher nötig, die genannten Schwächen in der Definition des Lastfalls Erdbeben zu überwinden. Wichtige Fragen der Lastfall-Definition [3] sollten mit dem Ziel überarbeitet werden, den Lastfall phänomengerechter zu definieren. Die genannte Untersuchung ergab, dass im Hinblick auf den integralen baulichen Erdbebenschutz folgende Massnahmen erwogen werden sollten:

1. Echt dreidimensionale Lastfall-Definition
2. Einbezug der grössten bekannten Starkbeben-Intensitäten
3. Entwicklung einer Kenngrösse für die Intensität von dreidimensionalen Starkbeben, die sich zur ingenieurmässigen Anwendung eignet
4. Ermittlung von Starkbeben-Charakteristika (Frequenzinhalt, kinematische Kenngrössen) getrennt nach Baugrund-Typ und Intensitätsstufe

5. Aufbau einer Statistik gemessener Starkbeben zum Ersatz bestehender durch neue Starkbeben-Gefährdungskarten, die sich direkt ingenieurmässig anwenden lassen
6. Übergang von Spektralformen auf Mittelwert-Basis zu Spektralformen auf Maximalwert-Basis
7. Beschränkung des Einsatzes von Bemessungs-Spektralformen auf die unteren Intensitätsstufen und auf die Generierung von künstlichen Bemessungsbeben
8. Ersatz der Spektralformen durch typische dreidimensionale Bemessungsbeben für die oberen Intensitätsstufen (Spektralformen nur für Spezialaufgaben)
9. Entwicklung eines Verfahrens zur Bestimmung der Hauptachsen der dreidimensionalen seismischen Bodenbewegung, die sich durch extreme Bewegungsintensitäten auszeichnen
10. Wahl eines Koordinatensystems für die dreidimensionalen Bemessungsbeben, das mit den Hauptachsen der seismischen Bodenbewegung zusammenfällt, um das Auffinden der für das Bauwerk ungünstigsten Erdbeben-Einfallrichtungen zu erleichtern.

### 2. Das Konzept der vektoriellen seismischen Bewegungsintensität BI

Um den neuen Anforderungen gerecht zu werden, sind Änderungen in der Methodik der Lastfall-Definition kaum zu vermeiden. Im folgenden wird deshalb eine zu den erwähnten Normen alternative Definitionsmethode vorgestellt.

Bisher wurden zur Darstellung der Erdbebenintensität empirische oder seismologische Kenngrössen verwendet. Zu den empirischen Kenngrössen gehört die modified Mercalli-Skala. Sie beruht auf der subjektiven Beurteilung von spürbaren Bodenbewegungen und von sichtbaren Schäden. Die Bodenbewegungen werden dazu nicht gemessen. Zu den seismologischen Kenngrössen gehört die nach oben offene Richter-Skala. Sie stützt sich auf die Berechnung der im Herd freigesetzten Bewegungsenergie. Der Ingenieur hat darauf das Problem zu lösen, wie solche globalen Intensitätsangaben zum Eichen der Bemessungsbeben für den Standort des Bauwerks verwendet werden können. Dazu braucht er normalerweise die grösste Beschleunigung als Referenzgrösse. Für diese Aufgabe liegt eine Vielzahl von Lösungsvorschlägen vor [8]. In [3] wurde nun aber ein weiteres Mal aufgezeigt, dass zwischen empiri-

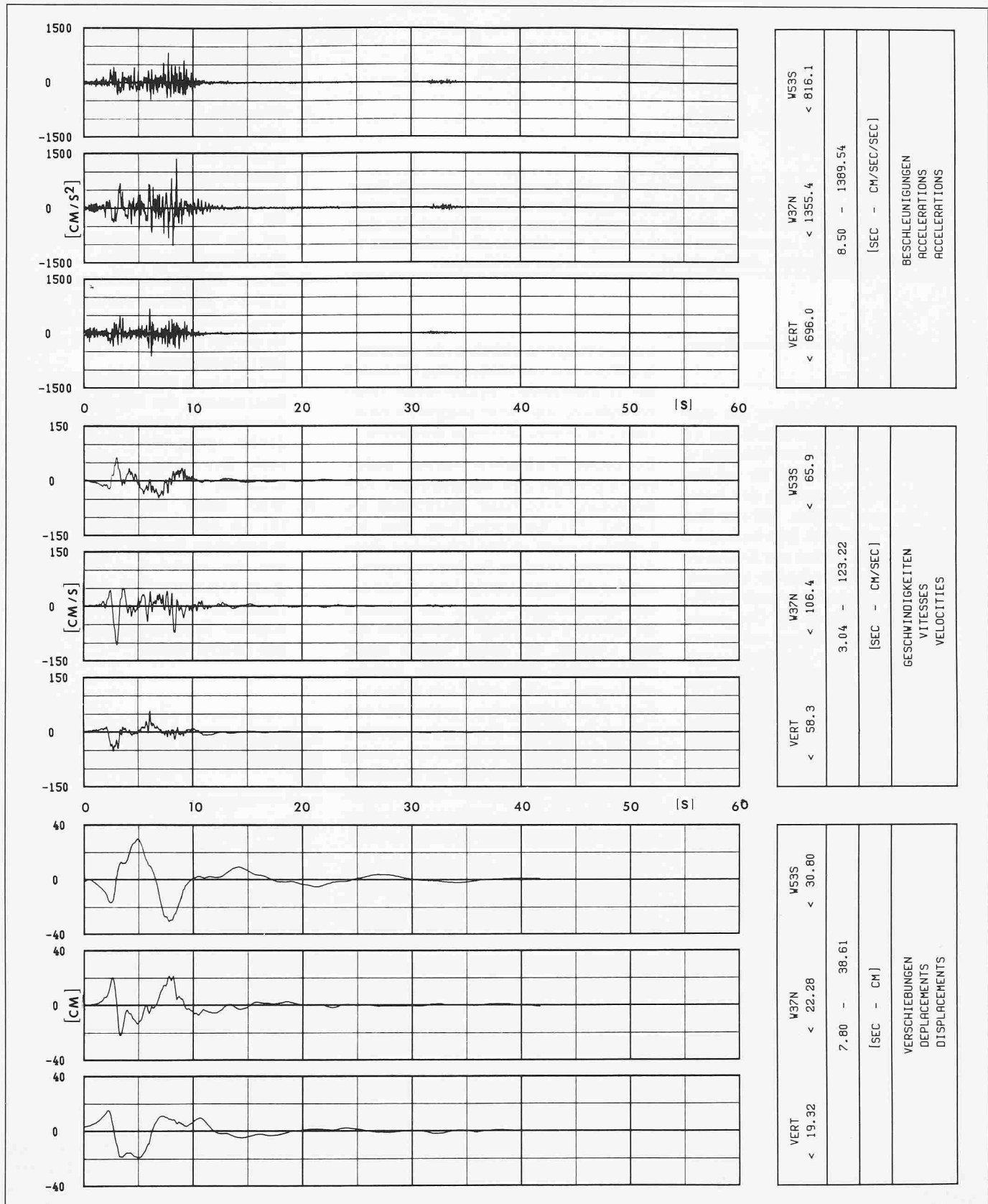


Bild 1. Bemessungsbeben ED01: Pacoima Dam-Aufzeichnung des San-Fernando-Bebens (9.2.1971, Kalifornien, USA) nach der Hauptachsen-Orientierung; Dauer: 41.72 [s], Richter-Magnitude M 6.6, Quelle CALTECH (C041)

schen bzw. seismologischen Kenngrößen und der grössten Beschleunigung als Referenzgrösse keine mathematisch fassbare Korrelation besteht.

In Wirklichkeit zeigt sich die Intensität eines Erdbebens ingenieurmässig auf zwei Ebenen:

- Intensität der seismischen Bodenbewegung (ohne Bezug zur Auswirkung auf das Bauwerk)
- Intensität der Bauwerk-Reaktion (als Folge des Bebens).

Es wird somit eine seismische Kenngrösse gesucht, welche die Zerstörungs-

gefährdung von Bauwerken durch ein gegebenes Starkbeben ausdrückt. Zerstörungen treten ein, wenn die elastischen Materialgrenzen in exponierten Tragwerkteilen überschritten werden. Deshalb erscheint eine Kenngrösse für die elastische Reaktion grundsätzlich

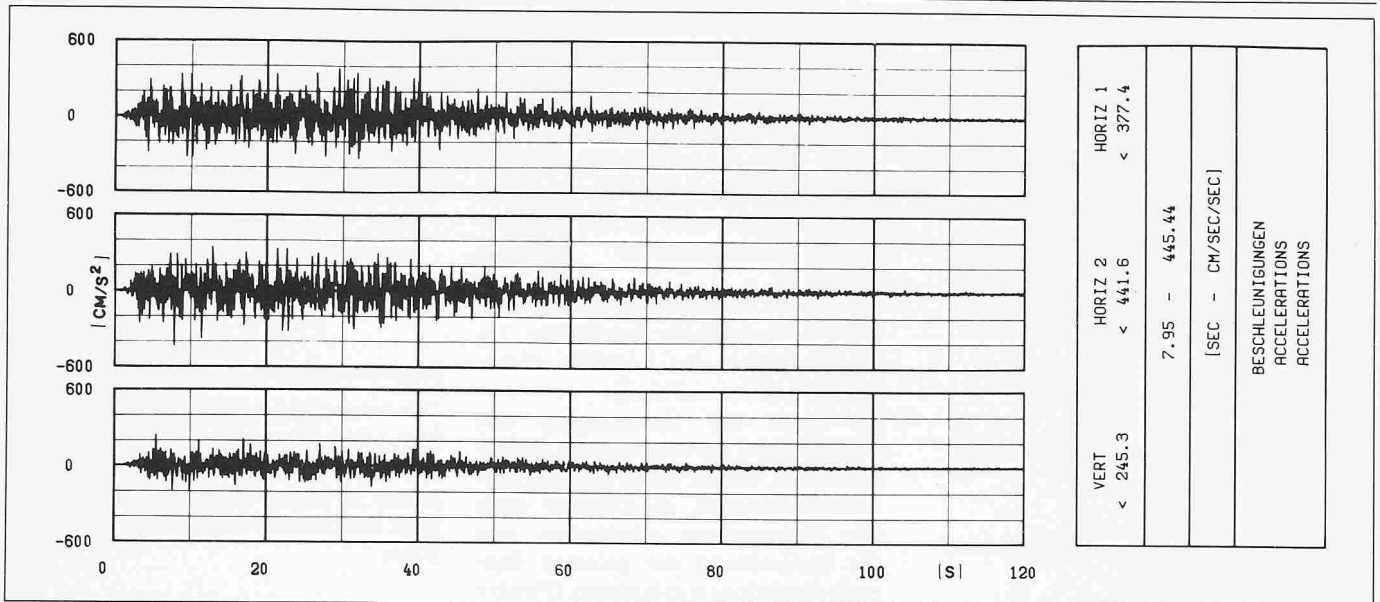


Bild 2. Bemessungsbeben ED51: Künstlich generierte Extremalbeben-Funktion nach der Hauptachsen-Orientierung; Dauer: 120 [s], Richter-Magnitude M 8, Quelle CALTECH (Typ A) + Vertikalkomponente (ergänzt)

zur Vorhersage geeigneter. Sie bezieht sich auf die obere Grenze der *ohne Zerstörungen zulässigen* Beanspruchung. Kenngrößen für die inelastische Reaktion verweisen hingegen auf Grenzen «tolerierter Zerstörungen» des Bauwerks, die schwer zu definieren bzw. rechnerisch und experimentell nachzuweisen sind. Die gewählte Definition vermeidet somit Unsicherheiten wegen bauwerkspezifischen Eigenheiten der Reaktion inelastischer Systeme.

Die Kenngrösse hat die wichtige Aufgabe, den Bezug zwischen der Intensität der seismischen Bodenbewegung eines *einzelnen* Bebens und der Intensität der elastischen Bauwerk-Reaktion *eines* gegebenen Bauwerks herzustellen. Sie soll zudem ingenieurmässig direkt anwendbar und von einfacher mathematischer Form sein. Auf Seiten der Erdbebenfunktion sind dazu so verschiedenartige Parameter wie der Frequenzinhalt, die Art und Abfolge extremer Ausschläge und der Charakter der durchlaufenden Gesteinsformationen zu berücksichtigen. Auf Seiten des Bauwerks sind es insbesondere die komplexen Vibrationseigenschaften (seismisch anregbare Eigenfrequenzen und Modalformen, Dämpfungsgrößen) und die Rückkopplung zwischen der Bauwerk-Reaktion und der Bewegung des Baugrunds.

**2.1. Definition der vektoriellen seismischen Bewegungsintensität**

Mit der Spektralintensität nach Housner [9] und der Root-Square-Grösse [11] besitzen wir zwei bewährte, ingenieurmässig anwendbare seismische Kenngrößen. Insbesondere die Spektralintensität nach Housner ist aufgrund ihrer Definition (Kap. 3.1) als direktes Mass für die elastische Erdbebenreak-

tion der Bauwerke in den tiefsten Eigenfrequenzen bekannt. Sie stellt damit den gesuchten Bezug zwischen der seismischen Bodenbewegung und der elastischen Bauwerk-Reaktion her. Beide Ausdrücke werden jedoch traditionsgemäss nur auf einzelne der drei Richtungskomponenten der Erdbebenfunktion angewendet. *In Änderung dieser Praxis wird vorgeschlagen, seismische Kenngrößen in Zukunft auf die komplette, dreidimensionale Erdbebenfunktion zu beziehen.* Dazu eignen sich grundsätzlich beide genannten Kenngrößen. Wie sich zeigen wird, hat die *Root-Square-Grösse* allerdings gegenüber der Spektralintensität wichtige Vorteile.

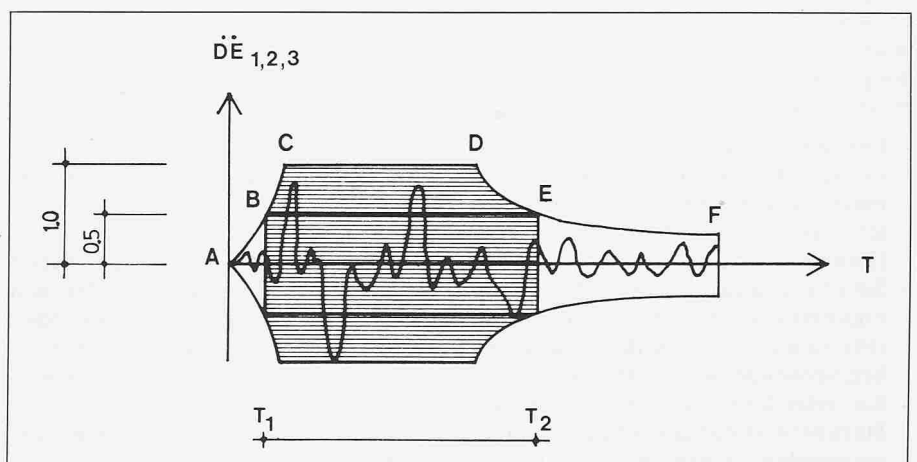
**a) Physikalische Herleitung**

Bild 1 und Bild 2 zeigen typische Starkbeben. Daraus wird die sog. *Intensivbewegungsphase* ausgeschieden (Bild 3), während deren Dauer mit Beschleunigungsamplituden grösser als 50 Prozent

der maximalen Beschleunigung des Bebens gerechnet werden muss (eine von verschiedenen Definitionsmöglichkeiten). Der Ursprung *OE* des Koordinatensystems der dreidimensionalen Beschleunigungsfunktion  $\dot{D}\dot{E}(T)_{1,2,3}$  liegt im Nullpunkt der Aufzeichnungsgeräte.

Analog zum Massen-Trägheitstensor kann nun ein *seismischer Positionen-Trägheitstensor*  $\theta_{ik}$  gebildet werden, dessen Komponenten die bekannten Trägheits- und Deviationsmomente sind. Jede (momentane) Position des Beschleunigungsvektors  $\dot{D}\dot{E}(T)$  bezüglich seines Ursprungs *OE* wird während einer infinitesimalen Dauer *dT* eingenommen. Die Produkte dieser Vektoren mal die infinitesimalen Zeitschritte *dT*, aufsummiert im Zeitintervall  $T_2 - T_1$  der Intensivbewegungsphase, ergeben die einzelnen Komponenten  $\theta_{ik}$  des Tensors. Ihre *Dimension* [ $m \cdot s^{-3/2}$ ] liegt in der Mitte zwischen einer Beschleunigung und einer Geschwindigkeit und

Bild 3. Definition der Intensivbewegungsphase  $T_2 - T_1$  eines Starkbebens. Schnitt durch die dreidimensionale Beschleunigungsfunktion  $\dot{D}\dot{E}(T)_{1,2,3}$



berücksichtigt damit gleichzeitig den Einfluss der Spitzenbeschleunigungen und der Dauer der Intensivbewegungsphase.

### b) Mathematische Formulierung

In tensorieller Schreibweise und unter Bezug des Kroneckerdeltas  $\delta_{ik}$  besitzen die Komponenten  $\theta_{ik}$  des seismischen Positionen-Trägheitstensors folgende mathematische Form ( $i, k, l = 1, 2, 3$ ):

$$(1) \quad \theta_{ik} = \int_{T_1}^{T_2} (\dot{D}\dot{E}_l \cdot \dot{D}\dot{E}_l \cdot \delta_{ik} - \dot{D}\dot{E}_l \cdot \dot{D}\dot{E}_k) \cdot dT$$

Daraus lässt sich folgende Eigenwertgleichung bilden

$$(2) \quad (\theta_{ik} - BI \cdot \delta_{ik}) \cdot n_k = 0$$

mit den drei Haupt-Trägheitsmomenten  $BI_{1,2,3}$  und den Komponenten  $n_k$  der zugehörigen Hauptachsen. Die vorgeschlagene Kenngrösse entsteht darauf als Quadratwurzel der Summe der Haupt-Trägheitsmomente

$$(3) \quad BI = (BI_1 \cdot BI_1)^{1/2}$$

Die neue vektorielle Kenngrösse  $BI$  beruht somit auf einer Formulierung, die der Root-Square-Grösse verwandt ist, und wird *vektorielle seismische Bewegungsintensität*, Kurzform *Bewegungsintensität*  $BI$ , genannt [2]. Die Haupt-Trägheitsmomente  $BI_l$ , sind die Extremalwerte der Bewegungsintensität in den drei Hauptachsen. Die Hauptachsen selbst stehen senkrecht aufeinander und bilden ein bevorzugtes Koordinatensystem des zugehörigen Starkbebens.

### 2.2. Vorteile der gewählten Kenngrösse

Der Lastfall Erdbeben soll phänomenogerechter erfasst werden. Dazu mussten die Anforderungen an die Definitionsmethode strenger formuliert werden (Kap. 1, «Ziele einer Neudefinition»). Es hat sich jedoch gezeigt, dass die neuen Anforderungen mit der Bewegungsintensität  $BI$  auch in der Praxis erfüllt werden können:

- Die Bewegungsintensität ist definitionsgemäss auf komplette, dreidimensionale Erdbebenfunktionen aller Intensitätsstufen anwendbar (Punkte 1 und 2 der Ziele).
- Sie ist ein Integral über die Beschleunigungsfunktion und kann damit direkt zum Eichen von Bemessungsbeben verwendet werden (Punkt 3).
- Sie erleichtert die Ermittlung der Starkbeben-Charakteristika, da die extremalen kinematischen Kenn-

grössen bevorzugt in und um die Hauptachsen der Bewegungsintensität auftreten (Punkt 4).

- Sie ist im Gegensatz zu seismologischen und empirischen Kenngrössen direkt ingenieurmässig anwendbar und als Referenzgrösse für die Starkbeben-Statistik und für die Starkbeben-Gefährdungskarten geeignet (Punkt 5).
- Sie erlaubt es, die für den Erdbebensicherheitsnachweis benötigten Intensitätsstufen des Lastfalls auszuscheiden (Punkte 5 bis 8).
- Sie dient der Bestimmung von Hauptachsen der seismischen Bodenbewegung. Damit lassen sich die Erdbebenfunktionen in Zukunft nach den Hauptachsen orientieren, was die Bestimmung der grössten Bauwerk-Reaktionen erleichtert (Punkte 9 und 10).

Die vektorielle seismische Bewegungsintensität  $BI$  erfüllt damit die gestellten Anforderungen von allen untersuchten seismischen Kenngrössen am besten. Die definitive Wahl muss allerdings vom Nachweis abhängig gemacht werden, dass die Bewegungsintensität  $BI$  den Bezug zwischen der Intensität der seismischen Bodenbewegung und der Intensität der elastischen Bauwerk-Reaktion in repräsentativer Weise herzustellen vermag.

### 3. Vergleich seismischer Kenngrössen

Dieser Nachweis soll wie folgt geführt werden:

1. Es wird vorausgesetzt, dass die *Spektralintensität nach Housner* derzeit die zur ingenieurmässigen Anwendung repräsentativste seismische Kenngrösse ist. Aufgrund ihrer Definition stellt sie einen direkten Bezug zwischen der Intensität der seismischen Bodenbewegung und der elastischen Bauwerk-Reaktion her.
2. Zusätzlich zur Bewegungsintensität  $BI$  wurde eine Anzahl weiterer, potentiell geeigneter Kenngrössen ausgewählt, um am Beispiel einer Serie von typischen Starkbeben einen qualitativen Vergleich mit der Spektralintensität als Referenzgrösse durchzuführen.
3. Als Vergleichsbasis wurde neben den Komponentenwerten (123) auch die Vektoraddition ( $V$ ) verwendet. Nur letztere wird als repräsentativ für die Intensität der dreidimensionalen Bauwerk-Reaktion auf die dreidimensionale seismische Bodenbewegung betrachtet.

- Ziel des Vergleichs war es abzuklären
- welche Unterschiede in der Bewertung der Intensität zwischen den verschiedenen seismischen Kenngrössen auftreten
  - ob der Ersatz der Spektralintensität durch die Bewegungsintensität  $BI$  oder eine andere geeignete Kenngrösse möglich ist, ohne dabei andere Nachteile in Kauf nehmen zu müssen.

### 3.1. Verwendete Kenngrössen

Die tensorielle Schreibweise der nachfolgenden Kenngrössen erfolgt komponentenweise. Die statistische Hauptgrösse ist jedoch dreidimensional definiert und hat die allgemeine *vektorielle Form*

$$(4) \quad Y = (Y_l \cdot Y_l)^{1/2}$$

wobei  $Y$  für eine der nachfolgenden seismischen Kenngrössen steht. Es sei vermerkt, dass zur Berechnung von repräsentativen Werten  $Y_l$  das Koordinatensystem der dreidimensionalen Erdbebenfunktion vorgängig ins Hauptachsensystem gedreht werden muss (Kap. 4.2).

Folgende seismische Kenngrössen wurden in die Untersuchung einbezogen ( $i, k, l = 1, 2, 3$ ):

#### a) Spektrale Kenngrössen

Die spektralen Kenngrössen gehen vom bekannten seismischen Reaktionsspektrum aus, das von Housner [9] und Hudson [10] für Normzwecke entwickelt wurde.

*Spektralintensität nach Housner* [11]:  
[Dimension:  $m$ ]

$$(5) \quad SI_l = \int_{BT_1}^{BT_2} \dot{V}_l(XC, BT) \cdot d(BT)$$

*Koeffizienten nach Housner:*

$$\begin{aligned} BT_1 &= 0.1 [s] \\ BT_2 &= 2.5 [s] \\ XC &= 0.02 \end{aligned}$$

*Gewichteter Spektralwert* [2]: [ $m \cdot s^{-1}$ ]

$$(6) \quad GS_l = X_i \cdot \dot{V}_{il}(XC, BT)$$

Vorgeschlagene Koeffizienten für tief-frequente Systeme:

$$\begin{aligned} X_1 &= 1.0 & BT_1 &= 2.0 [s] \\ X_2 &= 1.0 & BT_2 &= 1.0 [s] & XC &= 0.05 \\ X_3 &= 0.2 & BT_3 &= 0.5 [s] \end{aligned}$$

( $BT$  bezeichnet Schwingungsperioden,  $XC$  Dämpfungsfaktoren,  $\dot{V}(XC, BT)$  Spektralgeschwindigkeiten zugehörig zu definierten  $BT$ - und  $XC$ -Werten,  $X$  Gewichtungsfaktoren.)

#### b) Mittelwerte der Bodenbewegung

Die Vorschläge der Abschnitte b) und c) können als kinematische Kenngrös-

sen bezeichnet werden, da sie direkt auf die Erdbebenfunktion im Zeitbereich abstellen

Root Mean Square (RMS, [11]):  $[m \cdot s^{-2}]$

$$(7) \quad RMS_I = \left( \frac{1}{T_2 - T_1} \int_{T_1}^{T_2} \dot{D}\dot{E}_I^2 \cdot dT \right)^{1/2}$$

Vektorielle seismische Bewegungsintensität (Root Square RS, [11] bzw. ZRS, [2]):  $[m \cdot s^{-3/2}]$

$$(8) \quad BI_I = \left( \int_{T_1}^{T_2} \dot{D}\dot{E}_I^2 \cdot dT \right)^{1/2}$$

Gemittelter Absolutwert (YEE, [2]):  $[m \cdot s^{-2}]$

$$(9) \quad GA_I = \frac{1}{T_2 - T_1} \int_{T_1}^{T_2} |\dot{D}\dot{E}_I| \cdot dT$$

Zeitgewichteter gemittelter Absolutwert (YEET, [2]):  $[m \cdot s^{-3/2}]$

$$(10) \quad ZGA_I = (T_2 - T_1)^{1/2} \cdot \int_{T_1}^{T_2} |\dot{D}\dot{E}_I| \cdot dT$$

### c) Extremalwerte der Bodenbewegung

Grösste Beschleunigung:  $\dot{D}\dot{E}_I \text{ max.}$   
 $[m \cdot s^{-2}]$

Grösste Geschwindigkeit:  $DE_I \text{ max.}$   
 $[m \cdot s^{-1}]$

Grösste Verschiebung:  $DE_I \text{ max.}$  [m]

( $T$  ist die Bezeichnung für die Zeit bzw. Dauer und  $\dot{D}\dot{E}(T)_{1,2,3}$  die Beschleunigungsfunktion des Erdbebens.)

### 3.2. Verwendeter Satz von Bemessungsbeben

Starkbeben wurden ihrem Charakter nach in folgende Kategorien eingeteilt [12]:

EA: Stossartige Starkbeben

EB: «White Noise»-ähnliche Starkbeben mittlerer Dauer

EC: Starkbeben mit dominantem Frequenzbereich

EF: Starkbeben mit grossen dauernden Bodenverschiebungen.

Aus der Praxis des baulichen Erdbebensschutzes ist jedoch bekannt, dass diese Einteilung nur bedingt zum Verständnis der beobachteten Bauschäden beiträgt. Es ist vielmehr die Kombination von Spitzenbeschleunigungen mit einer langen Intensivbewegungsphase, die für grosse Bauwerk-Schäden verantwortlich ist. Die Dimension und die Art der Definition der Bewegungsintensität  $BI$  eignen sich besonders, diesem Sachverhalt optimal Rechnung zu tragen. Deshalb wurde die Einteilung nach [12] im Rahmen des vorliegenden Konzepts mit zwei Sammelkategorien ergänzt, die sich auf die Bewegungsintensität  $BI$  abstützen ( $BI$ -Werte gültig für hochseismische Regionen wie Kalifornien):

ED: Starkbeben extremaler Bewegungsintensität  $BI$  ( $BI > 6$ )

EE: Ortsübliche Starkbeben des unteren Bewegungsintensitäts-Bereichs ( $BI < 3$ ).

Die beiden Sammelkategorien ED und EE konnten zum rechnerischen Extremalbeben-Sicherheitsnachweis direkt in die 2-Stufen-Methode übernommen werden [1].

Zugehörig zu den genannten Starkbeben-Kategorien wurden aus den bekannten CALTECH-Serien typischer, gemessener, amerikanischer Aufzeichnungen [13] und künstlich generierter Funktionen [14] folgende Starkbeben ausgewählt:

Kategorie EA: Parkfield-Beben vom 27. Juni 1966 (EA 01)  
CALTECH-Beben, Typ D (EA 51)

Kategorie EB: El Centro-Beben vom 18. Mai 1940 (EB 01)  
CALTECH-Beben, Typ B (EB 51)

Kategorie ED: Pacoima Dam-Aufzeichnung des San Fernando-Bebens vom 9. Februar 1971 (ED 01)  
CALTECH-Beben, Typ A (ED 51)

Kategorie EE: San Francisco-Beben vom 22. März 1957 (EE 01)  
CALTECH-Beben, Typ C (EE 51).

Die Kategorie EC ist bisher ungenügend dokumentiert bzw. mit Vertretern, deren Intensität bei guter Baugrundqualität keine gefährlichen Reaktionen hervorzurufen vermag. Gegen Starkbeben der Kategorie EF sind keine umfassenden Schutzmöglichkeiten bekannt. (Die künstlich generierten CALTECH-Beben, 50er Serie, wurden nachträglich mit geeigneten Vertikalkomponenten versehen.)

Eine vollständige Darstellung der verwendeten Bemessungsbeben und ihrer Charakteristika befindet sich in [2]. Bild 1 und Bild 2 sind typische *extremale* Bemessungsbeben. Ihre Koordinatensysteme wurden nach dem Verfahren in Kap. 4 vorgängig *Hauptachsenorientiert*.

### 3.3. Vorgehen

Zum Vergleich der verwendeten seismischen Kenngrössen wurde folgendes Vorgehen gewählt:

Bei jeder der dreidimensionalen Starkbebenfunktionen wurde vorerst die Intensivbewegungsphase (Kap. 2.1.) ausgeschieden. Als nächster Schritt wurden komponentenweise (123) die Werte der seismischen Kenngrössen nach Kap. 3.1. bestimmt. Ihre Ermittlung er-

folgte vorerst an den Funktionen in den Koordinatenachsen der Aufzeichnung, so wie sie an der Messstation registriert wurden, und anschliessend für die berechneten Hauptachsen der seismischen Bodenbewegung (Kap. 4). In einem letzten Schritt wurde schliesslich die Vektoraddition ( $V$ ) der Komponentenanteile zur Bestimmung der massgeblichen vektoriellen Kenngrösse gemäss Gl. 4 ausgeführt.

### 3.4. Resultate des Vergleichs

Bild 4 bringt die graphische Auswertung des Vergleichs für folgende Kenngrössen:  $\dot{D}\dot{E}$ ,  $BI$ ,  $ZGA$ ,  $SI$  und  $GS$ . Die kompletten Zahlenunterlagen liegen in [2] vor. Folgende Schlüsse ergeben sich:

1. Die Spektralintensität  $SI$  in Housners Definition ist für Bauwerke mit fundamentalen Eigenfrequenzen im mittleren Frequenzbereich (1 - 4 Hz) ausgelegt. Sie gibt damit das Reaktionsverhalten von Bauwerken mit höheren oder tieferen fundamentalen Eigenfrequenzen weniger zuverlässig wieder. Durch Verschieben der Integralgrenzen oder Filtern nicht benötigter Funktionsanteile kann sie aber deren Bedürfnissen angepasst werden.
2. Der Verlauf der kinematischen Kenngrössen Bewegungsintensität  $BI$  und zeitgewichteter gemittelter Absolutwert  $ZGA$  ist zur Referenzgrösse  $SI$  weitgehend affin. Die Feststellung gilt für die Absolutwerte in Bild 4 oben wie für die Relativwerte, bezogen auf die grösste der Komponenten 1, 2 oder 3, in Bild 4 unten. Auch die Reihenfolge innerhalb und zwischen den Beben (Absolutwerte) ist überall gewahrt. Trotz grundsätzlichen Unterschieden in der Definitionsweise und den Dimensionen (Kap. 3.1) eignen sich diese Kenngrössen damit zum Ersatz der Referenzgrösse.
3. Der Verlauf der Absolutwerte der grössten Beschleunigung  $\dot{D}\dot{E}$  weicht von allen anderen Kenngrössen stark ab (Bild 4 oben). Diese Tatsache wird durch die grossen Unterschiede in der relativen Bewertung zwischen den einzelnen Beben bestätigt und geht auf entsprechende Unterschiede im Frequenzinhalt der verschiedenen Beben zurück (s. Reaktionsspektren in [2]). Der Einsatz der grössten Beschleunigung  $\dot{D}\dot{E}$  als seismische Kenngrösse sollte deshalb auf sehr steife Bauwerke beschränkt bleiben.
4. Der Verlauf des gewichteten Spektralwerts  $GS$  folgt im allgemeinen der Spektralintensität  $SI$ . Da er speziell für Bauwerke mit tiefen Grundfrequenzen um 1 [Hz] ausgelegt wurde, treten an einigen Stellen zu den

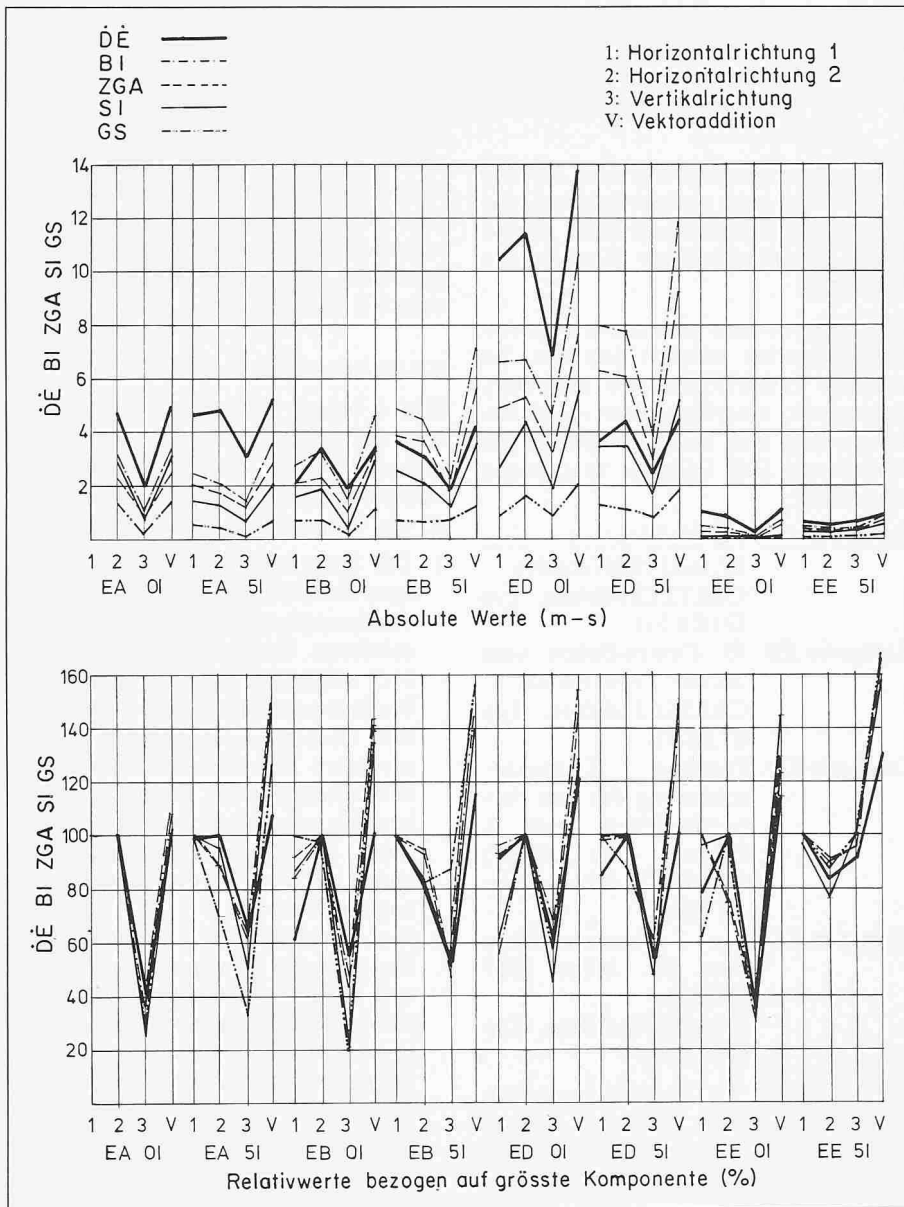


Bild 4. Vergleich seismischer Kenngrößen für typische, dreidimensionale USA-Starkbeben in den Koordinatenachsen der Aufzeichnung. Grösste Beschleunigung  $\dot{D}\ddot{E}$ , Bewegungsintensität  $BI$ , zeitgewichteter gemittelter Absolutwert  $ZGA$ , Spektralintensität  $SI$ , gewichteter Spektralwert  $GS$

übrigen Kenngrößen gegenläufige Bewegungen auf. Diese Abweichungen halten sich in Grenzen.

5. Eine Einteilung der seismischen Bodenbewegung in drei Intensitätsstufen bietet sich an: Standard-, Intensiv- und Extremalbeben. Den Grenzwerten der Intensitätsstufen, ausgedrückt in Bewegungsintensitäten  $BI$ , kann z. B. das Verhältnis 1:2:5 zugewiesen werden; dieses Verhältnis gilt für hochseismische Regionen wie Kalifornien.

Dieses Resultat lässt erwarten, dass beim vorgeschlagenen Ersatz der Spektralintensität  $SI$  durch die vektorielle seismische Bewegungsintensität  $BI$  als seismische Referenzgrösse zur ingenieurmässigen Lastfall-Definition keine Nachteile auftreten. Beide Kenngrößen erlauben Voraussagen der elastischen Bauwerk-Reaktion von vergleichbarer Qualität.

## 4. Hauptachsen der seismischen Bodenbewegung

### 4.1. Zwei Aufgaben

Orientierung des Koordinatensystems:

Während der Arbeiten mit den seismischen Kenngrößen stellten sich Zweifel ein, ob es richtig sei, die Untersuchung an den Funktionen in den Aufzeichnungsachsen der Messstation zu führen. Die Orientierung dieser Achsen ist willkürlich. Grösste Beschleunigungen, Geschwindigkeiten oder Verschiebungen darin zu suchen, obwohl sie im allgemeinen nicht in eine der gemessenen Achsen fallen, erscheint tatsächlich als fragwürdige Praxis. Es bestanden deshalb gute Gründe anzunehmen, dass Richtungen der dreidimensionalen Erdbebenfunktionen bestehen, worin

die Intensität der seismischen Bodenbewegung besonders gross ist.

### Ungünstigste Einfallrichtungen der Erdbeben auf Bauwerke:

Andererseits fällt bei der Durchsicht der einschlägigen Literatur auf, dass ein Konzept fehlt, wie jene Einfallrichtungen der Bemessungsbeben auf das Bauwerk ermittelt werden sollen, welche die tatsächlich grössten Reaktionen hervorrufen. Die Methode der verwendeten Lastfall-Definition und des Erdbeben-Sicherheitsnachweises haben diese Untersuchung bisher offenbar nicht gerechtfertigt [3]. Solche Gesichtspunkte dürfen beim Nachweis der integralen Erdbebensicherheit allerdings nicht länger vernachlässigt werden.

### 4.2. Eine gemeinsame Lösung

Der Weg zur Lösung der beiden Aufgaben führt über die Untersuchung der Richtungsabhängigkeit der seismischen Kenngrößen. Wie in Kap. 2.1 gezeigt wurde, erlaubt die mathematische Form der Bewegungsintensität  $BI$  die Bestimmung von Hauptachsen der seismischen Bodenbewegung (GL. 2). Da die Bewegungsintensität in diesen Hauptachsen extremal ist, kann die erste der beiden gestellten Aufgaben in einfacher Weise gelöst werden. Die zweite wird wesentlich vereinfacht, wenn die Richtungsabhängigkeit der Bewegungsintensität berücksichtigt wird.

### 4.3. Resultat der Achsorientierung der Bemessungsbeben

Die vorgeschlagene Achsorientierung mit dem  $BI$ -Verfahren (Kap. 2.1) wurde auf die acht ausgewählten Bemessungsbeben angewendet; die Resultate sind aus dem Vergleich von Bild 4 mit Bild 5 ersichtlich. Die Erfahrungen mit diesem Verfahren können wie folgt zusammengefasst werden:

1. Hauptachsen der seismischen Bodenbewegung lassen sich für alle Bemessungsbeben bestimmen.
2. Die einzelnen Werte der Bewegungsintensität  $BI_j$ , bestimmt für die drei Hauptachsen, weichen von den entsprechenden Werten in den Aufzeichnungsachsen der Messstation bei einzelnen Beben erheblich ab.
3. Bei stossartigen Beben ( $ED01$ ,  $EA51$ ) tritt die Richtungsabhängigkeit markant in Erscheinung. Sie beschränkt sich nicht auf die Bewegungsintensität  $BI$  allein, auch die übrigen seismischen Kenngrößen verändern sich z. T. stark. So beträgt die grösste Beschleunigung in der horizontalen  $W37 N$ -Komponente (Bild 1) neu 1.38 [g], während sie in der Literatur [13, 15] mit 1.18 [g] aufgeführt ist.

4. Künstlich generierte Erdbeben längerer Dauer (EB 51, ED 51) sind bereits weitgehend nach Hauptachsen vororientiert. Das ist eine Folge des verwendeten Generierungsverfahrens. Es unterdrückt eine allfällige Korrelation zwischen den einzelnen Komponenten der dreidimensionalen Erdbebenfunktionen [18].
5. Einzelne Beben (EB 01, EE 01, EE 51) besitzen in der Horizontalebene keine ausgeprägten Hauptrichtungen (s. Trägheitsellipse, [2]).

Untersuchungen an der University of California in Berkeley haben gezeigt, dass die Hauptachsen-Orientierung der untersuchten Starkbeben über die ganze Bebedauer weitgehend konstant bleibt [16 bis 18].

Aus den Resultaten darf gefolgert werden:

- Starkbeben besitzen Hauptachsen der seismischen Bodenbewegung, die im allgemeinen nicht mit den Aufzeichnungsachsen der Messstation zusammenfallen.
- Starkbeben sollten nach ihren Hauptachsen orientiert werden, bevor die seismischen Kenngrößen bestimmt werden.

#### 4.4. Ersatzachsen extremer Bewegungsintensität

Die Hauptachsen der seismischen Bodenbewegung definieren Richtungen extremer Bewegungsintensität *BI*. Um die Suche nach den ungünstigsten Einfallrichtungen der dreidimensionalen Bemessungsbeben auf das Bauwerk zu erleichtern, wird das Koordinatensystem nun in die Hauptachsen gelegt. Es wäre allerdings wünschenswert, die vertikale Achse könnte ihre Lage beibehalten, um einen einfachen Bezug zum Definitions-Koordinatensystem des Bauwerks herzustellen.

Diesem Anliegen kommt entgegen, dass die vertikale Erregung mit wenigen Ausnahmen deutlich weniger intensiv ausfällt als die horizontale [15]. Die Kontrolle an den verwendeten und weiteren Bemessungsbeben bestätigte, dass die so bestimmte «senkrechte» Hauptachse von der echten Vertikalachse nur in einem Spezialfall (ED01) mehr als 10 Grad abweicht. Bild 6 zeigt, wie die horizontalen Achsen bei Vorgabe der vertikalen Achse bestimmt werden können. Ihre Lage ergibt sich aus einer ersten (kleinen) Rotation der *L*-Achse um die *M*-Achse in die horizontale Position *L'* und einer zweiten (kleinen) Rotation der *M*-Achse um die neue *L'*-Achse in die horizontale Position *M'*. Beide Rotationen beeinflussen die Werte *BI<sub>i</sub>* nur wenig. Diese Technik erlaubt es in vielen Fällen, Starkbeben zum Erdbeben-Sicherheitsnachweis zu

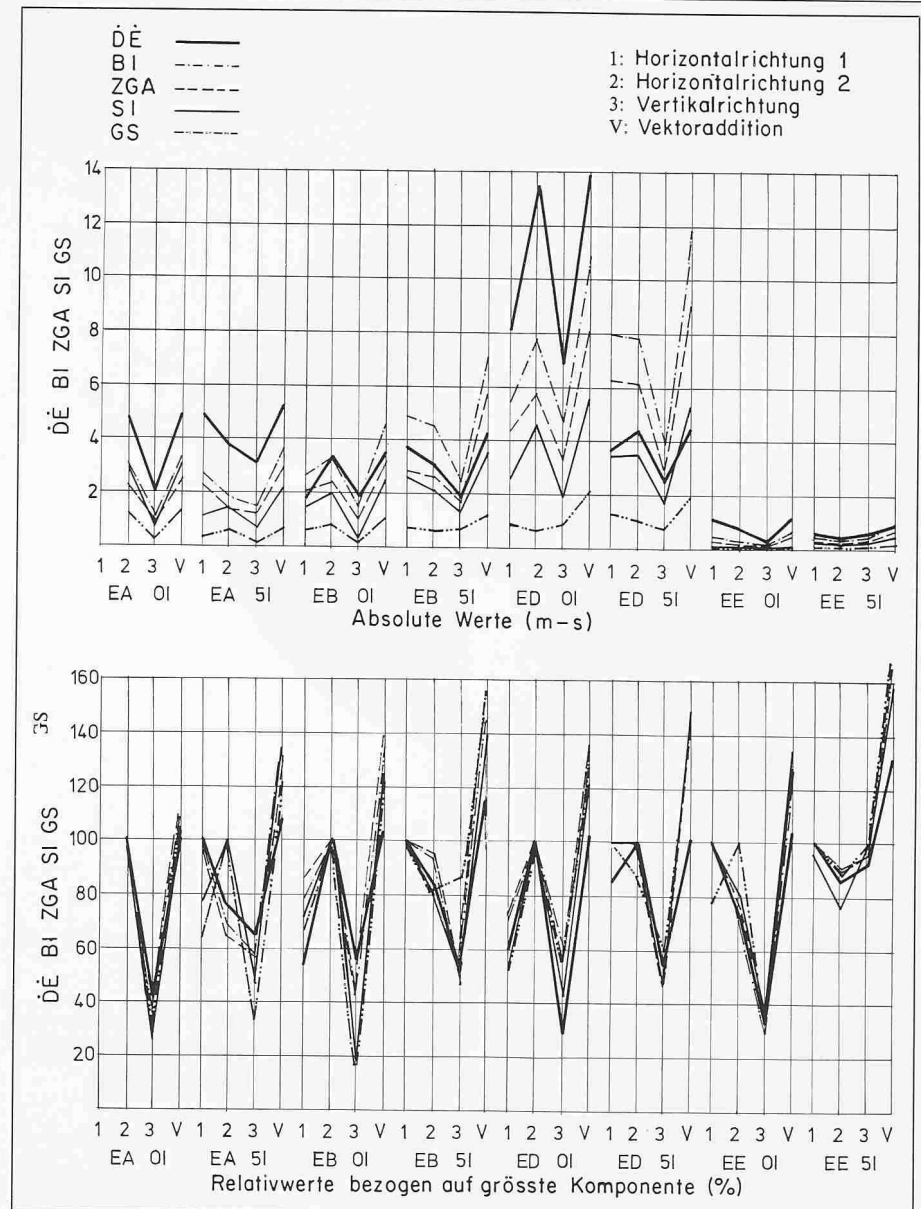


Bild 5. Vergleich seismischer Kenngrößen für typische, dreidimensionale USA-Starkbeben nach der Hauptachsen-Orientierung. Grösste Beschleunigung *DE*, Bewegungsintensität *BI*, zeitgewichteter gemittelter Absolutwert *ZGA*, Spektralintensität *SI*, gewichteter Spektralwert *GS*

verwenden, ohne ihre vertikale Ausrichtung gegenüber der Messung zu ändern.

#### 5. Definition von drei Lastfall-Intensitätsstufen

Die vektorielle seismische Bewegungsintensität *BI* erlaubt es schliesslich, beliebige Beben aller aufgeführten Kategorien (Kap. 3.2) ingenieurmässig und direkt in Erdbeben-Intensitätsstufen einzuteilen. Für die Bedürfnisse des integralen baulichen Erdbebenschutzes wurden drei Intensitätsstufen gewählt. Ihre Bedeutung wurde gegenüber [2] neu wie folgt festgelegt und gilt in dieser Form für hochseismische Regionen:

**Standardbeben:** Bauwerke mit und ohne Schutzsystem

Dreidimensionaler Lastfall, definiert mit baugrundabhängigen Bemessungsspektralformen auf Maximalwert-Basis. Spektrale Richtungsfaktoren: 1:1:2/3<sup>1</sup>. Lastfall-Sicherheitsfaktor für Hauptbelastungen: z. B. 1.4<sup>2</sup>. Der Grenzwert der Bewegungsintensität *BI* von Standardbeben entspricht jenem des 10-Jahresbebens der betroffenen hochseismischen Region.

Typischer *BI*-Grenzwert für Kalifornien: 3.0

Typische Vertreter: *EE 01*, *EE 51*

<sup>1</sup> Bewegungsintensität *BI* horizontale Hauptrichtung 1: horizontale Hauptrichtung 2: vertikale Hauptrichtung.

<sup>2</sup> Die Lastfall-Sicherheitsfaktoren hängen vom Sicherheitskonzept der einzelnen Baunormen ab.



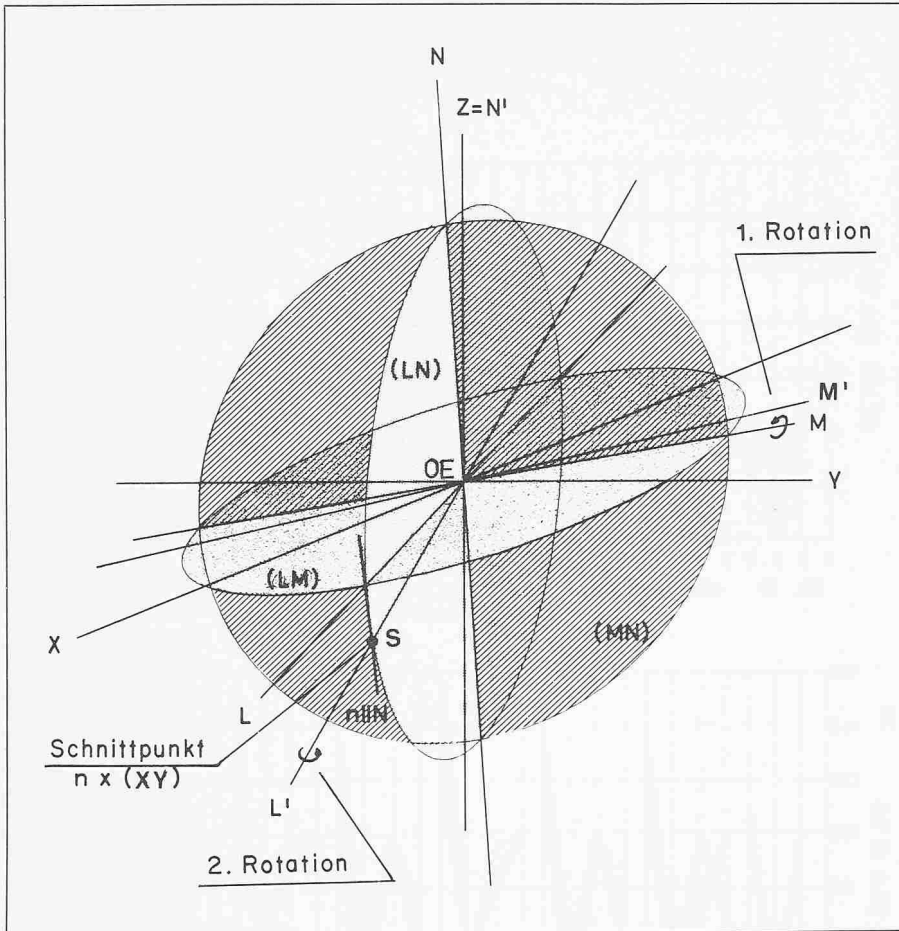


Bild 6. Schema zur Bestimmung der Ersatzachsen extremer Bewegungsintensität  $BI'$

**Intensivbeben:** Bauwerke ohne Schutzsystem

Dreidimensionaler Lastfall, definiert mit baugrundabhängigen Bemessungs-Spektralformen auf Maximalwert-Basis. Spektrale Richtungsfaktoren:  $1:4/5:3/5^1$ . Lastfall-Sicherheitsfaktor für Sonderlasten: z. B. 1.2. Der Grenzwert der Bewegungsintensität  $BI$  von Intensivbeben entspricht dem 100-Jahresbeben der betroffenen hochseismischen Region.

Typischer  $BI$ -Grenzwert für Kalifornien: 6.0

Typische Vertreter: EA 01, EB 01, EB 51

**Extremalbeben:** Bauwerke mit Schutzsystem

Dreidimensionaler Lastfall, definiert mit einer Serie typischer, Hauptachsenorientierter, extremer Bemessungsbeben bezogen auf Festgestein. Lastfall-Sicherheitsfaktor für Katastrophenlasten: 1.0. Der Grenzwert der Bewegungsintensität  $BI$  von Extremalbeben entspricht dem grösstmöglichen Beben, bzw. dem 1000-Jahresbeben der betroffenen Region oder einer seismisch ähnlich aktiven Region.

Typischer  $BI$ -Grenzwert für Kalifornien: 15.0

Typische Vertreter: ED 01, ED 51

## 6. Grundzüge einer alternativen Definitionsmethode für den Lastfall Erdbeben

Es ist im Erdbebeningenieurwesen gängige Praxis, gemessene Starkbeben der verschiedensten Regionen auf den Standort des Bauwerks zu übertragen.

Solche Starkbeben werden bevorzugt, die im Festgestein (bedrock) gemessen wurden. Von diesem Referenzhorizont werden sie anschliessend auf den Standort des Bauwerks umgerechnet (Bild 7).

Bemessungsbeben für Festgestein (Punkt  $OE_{12}$ ) weisen gegenüber Bemessungsbeben auf Fundationshöhe (Punkt  $OE'_{12}$ ) oft markante Veränderungen im Frequenzinhalt und in der Amplitudenverteilung auf, sobald sie weichere Bodenformationen durchlaufen haben.

Um die Übertragbarkeit der Starkbeben zu gewährleisten, müssen vergleichbare geologisch-tektonische Verhältnisse vorliegen. Unter dieser Voraussetzung ist es möglich, die Grundzüge einer Definitionsmethode zu entwerfen, die Erdbeben als Lastfall für alle Bauwerk-Klassen phänomengerechter erfasst. Kernstück dazu bildet die neue Kenngrösse der vektoriellen seismischen Bewegungsintensität  $BI$ .

### 6.1. Übersicht

Die Methode umfasst 10 Punkte:

1. Instrumentelle Aufzeichnung der dreidimensionalen Beschleunigungsfunktionen aller Starkbeben der Region mit Messstationen am Referenzhorizont Festgestein und an der Erdoberfläche
2. Hauptachsen-Orientierung der gemessenen Starkbeben mit dem  $BI$ -Verfahren
3. Bestimmung der seismischen Referenzgrösse (vektorielle seismische Bewegungsintensität  $BI$ ) durch Vektoraddition der Bewegungsintensitäten  $BI_i$  in den drei Hauptachsen
4. Wahl der für die Region repräsentativen Starkbeben-Intensitätsstufen (z. B. Standard-, Intensiv- und Extremalbeben) mit einem festen Verhältnis zwischen den Grenzwerten der Bewegungsintensität  $BI$  jeder Stufe (in hochseismischen Regionen z. B. 1:2:5)
5. Führung einer Starkbeben-Statistik der Region, getrennt nach Intensitätsstufen und Baugrund-Typen
6. Erstellen der Starkbeben-Gefährdungskarte mit Festgestein als Referenzhorizont und der Bewegungsintensität  $BI$  als Referenzgrösse
7. Auswahl einer Serie von Hauptachsenorientierten, dreidimensionalen Bemessungsbeben, gemessen auf dem Referenzhorizont Festgestein und repräsentativ für jede Intensitätsstufe (gemessene oder künstlich generierte Starkbeben für die unteren Intensitätsstufen; gemessene und in Einzelfällen künstlich generierte Starkbeben für die oberen Intensitätsstufen)
8. Normierung der Bemessungsbeben auf die oberen Grenzwerte der zugehörigen Intensitätsstufen  $BI$ : nominelle Bemessungsbeben für Festgestein (diese Bemessungsbeben bilden die Basis zur Lastfall-Definition)
9. Umrechnung der nominellen Bemessungsbeben für Festgestein auf den Standort des Bauwerks unter Berücksichtigung der lokalen Starkbeben-Gefährdung und des lokalen Baugrund-Typs: Bemessungsbeben auf Fundationshöhe (eine Serie Baugrund-bezogener Bemessungsbeben kann als Anhang zum Lastfall geführt werden)
10. Lastfall-Definition mit repräsentativen Bemessungs-Spektralformen auf Maximalwert-Basis in den unteren Intensitätsstufen und mit nominellen Bemessungsbeben für Festgestein in den oberen Intensitätsstufen.

## 6.2. Kommentar

Diese Grundzüge einer alternativen Methode zur Lastfall-Definition bauen auf den Erfahrungen mit der Reaktionsspektren-Methode der Baunormen auf. Wichtige, bisher vernachlässigte Anforderungen (Kap. 1) können erfüllt werden. So ist die *dreidimensionale Darstellung des Lastfalls* gewährleistet und die *Intensitätsstufe Extremalbeben* in die Definition aufgenommen. Verschiedene Kompromisse, die bisher beim Lastfall Erdbeben toleriert wurden, können eliminiert werden:

- Festgestein wird zum *Referenzhorizont des Lastfalls*. Bemessungsbeben werden am Referenzhorizont gemessen oder darauf umgerechnet.
- Die *Starkbeben-Gefährdungskarten* beziehen sich auf den Referenzhorizont Festgestein und haben die Bewegungsintensität *BI* als Referenzgrösse. Dadurch entstehen definierte und ingenieurmässig direkt anwendbare Grundlagen für die Bestimmung der lokalen Starkbeben-Gefährdung.
- Die Lastfall-Definition schliesst je eine *Serie nomineller Bemessungsbeben für Festgestein* zu jeder Intensitätsstufe mit ein. Die Beben sind für die Region repräsentativ, dreidimensional und auf die obere Grenze der zugehörigen Intensitätsstufe normiert.
- Zum *Erdbeben-Sicherheitsnachweis* werden die nominellen Bemessungsbeben vom gemeinsamen Referenzhorizont Festgestein auf den Standort des Bauwerks umgerechnet. In einem mathematischen Modell, das den Baugrund zwischen dem Festgestein und der Foundation umfasst, wird dem lokalen Baugrund Rechnung getragen. Die resultierenden *nominellen Bemessungsbeben auf Foundationshöhe* werden auf die lokale Starkbeben-Gefährdung skaliert, bevor sie zum Sicherheitsnachweis verwendet werden.
- In den *unteren Intensitätsstufen* liegen genügend Starkbeben-Aufzeichnungen vor, um repräsentative Bemessungs-Spektralformen zu bestimmen. Es handelt sich aber neu um Spektralformen *auf Maximalwert-Basis*. Damit wird die fragwürdige Praxis der Spektralformen auf Mittelwert-Basis aufgehoben, die für sich allein bei der Ermittlung der grössten Bauwerk-Reaktionen zu Fehlern von 300 Prozent und mehr führen kann [3].
- In den *oberen Intensitätsstufen* werden ausgewählte *dreidimensionale Bemessungsbeben* extremalen Charakters eingesetzt. Künstlich generierte Beschleunigungsfunktionen kommen nur in Einzelfällen in Frage, da zur Bestimmung der Generie-

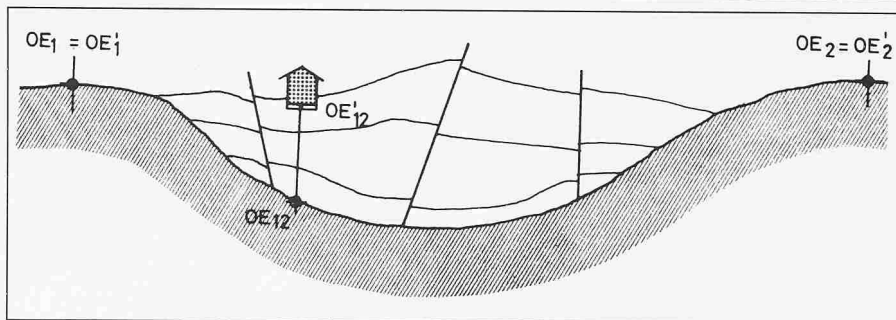


Bild 7. Aufgabenstellung beim Umrechnen von Bemessungsbeben für Festgestein (Punkte  $OE'_{1,12,2}$ ) in Bemessungsbeben auf Fundationshöhe (Punkt  $OE'_{12}$ )

rungrössen zuverlässige statistische Unterlagen fehlen.

Die Anwendungsmöglichkeiten dieser alternativen Methode der Lastfall-Definition sind nicht auf hochseismische Regionen beschränkt. Dank einer durch Konvention geregelten Definition des Referenzhorizonts Festgestein (Wellenfortpflanzungsgeschwindigkeit) lassen sich viele Bemessungsbeben auf entsprechende Standorte anderer Regionen übertragen.

## Zusammenfassung

Wenn es um die Erdbebensicherheit der Bauwerke geht und ein zerstörungsfreies (elastisches) Verhalten der Tragwerke unter extremalen Starkbeben ge-

fordert wird, genügt die heute für Normzwecke verwendete Methode zur Definition des Lastfalls Erdbeben nicht. Auf ihrer Basis muss mit einer *Unterschätzung der Bauwerk-Beanspruchung* durch Starkbeben um einen Faktor 2 bis 6 gerechnet werden. Deshalb wurde mit dem integralen baulichen Erdbebenschutz ein *erweiterter Schutzauftrag* formuliert.

In diesem Artikel werden die Grundzüge einer zu bestehenden Baunormen alternativen *Methode der Lastfall-Definition* vorgestellt. Der Lastfall wird echt dreidimensional behandelt. Den einzelnen Intensitätsstufen entspricht je eine Serie repräsentativer, gemessener Starkbeben. Sie gelten für den Referenzhorizont Festgestein und werden entsprechend der lokalen Geologie/Tektonik auf den Standort des Bau-

## Literaturverzeichnis

- [1] Staudacher K.: «Integraler baulicher Erdbebenschutz I: Schutzauftrag - Begriffe - Rechnerischer Nachweis»; Schweizer Ingenieur und Architekt, Nr. 17/81, Schweiz, 1981
- [2] Staudacher K.: «Grundlagen zum Nachweis der Erdbeben-Sicherheit schwimmend gelagerter Gebäude»; Dissertation, Presse Polytechnique Romande, Ecole Polytechnique Fédérale, Lausanne, Schweiz, 1980
- [3] Staudacher K.: «Integraler baulicher Erdbebenschutz III: Baulicher Erdbebenschutz an einem Wendepunkt?» Veröffentlichung 1981
- [4] Applied Technology Council San Francisco: «Tentative Provisions for the Development of Seismic Regulations for Buildings»; Applied Technology Council San Francisco, California, USA, Juni 1978
- [5] Groupe de coordination des textes techniques: «Règles parasismiques 1969 et annexes»; Société de diffusion des techniques du bâtiment et des travaux publics, Paris, Frankreich, Oktober 1970
- [6] Deutscher Normausschuss: «DIN 4149»; Deutscher Normausschuss, BRD, 1974
- [7] Comisión internacional de normas sismo-resistentes: «Norma sismo-resistente»; Spanien, 1968
- [8] Säggerer R., Mayer-Rosa D.: «Erdbebengefährdung in der Schweiz»; Schweizerische Bauzeitung, Nr. 7/78, Schweiz, 1978
- [9] Housner G. W.: «Behavior of Structures during Earthquakes»; Proceedings ASCE, 85 EM4, USA, 1959
- [10] Hudson D. E.: «Response Spectrum Technique in Engineering Seismology»; Proceedings of the First World Conference on Earthquake Engineering, Berkeley, USA, 1956
- [11] Wiegel R. L.: «Earthquake Engineering»; Prentice Hall, Inc., New Jersey, USA, 1970
- [12] Newmark N.M., Rosenblueth E.: «Fundamentals of Earthquake Engineering»; Prentice Hall, Inc., New Jersey, USA, 1971
- [13] Trifunac M. D., Lee V. W.: «Uniformly processed strong earthquake ground accelerations in the western United States of America for the period from 1933 to 1971: corrected acceleration, velocity and displacement curves»; University of Southern California, Los Angeles, USA, 1978
- [14] Jennings P. C., Housner G. W., Tsai N. C.: «Simulated Earthquake Motions»; California Institute of Technology, Pasadena, California, USA, April 1968
- [15] Blume J. A. et al.: «Recommendations for Shape of Earthquake Response Spectra»; WASH-1254, USA, Februar 1973
- [16] Penzien J., Watabe M.: «Characteristics of 3-dimensional earthquake ground motions»; International Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 3, USA, 1975
- [17] Kubo T., Penzien J.: «Analysis of three-dimensional strong ground motions along principal axes, San Fernando Earthquake»; International Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 7, USA, 1979
- [18] Ruiz P., Penzien J.: «Probabilistic study of the behavior of structures during earthquakes»; EERC 69-3, Univ. of California, Berkeley, USA, 1969

werks umgerechnet. Für die unteren Intensitätsstufen sind zusätzlich *Bemessungs-Spektralformen auf Maximalwert-Basis* vorgesehen.

Bemessungs-Spektralformen auf Mittelwert-Basis sind zusammen mit Starkbeben-Gefährdungskarten, die auf seismologischen oder empirischen Kenngrössen beruhen (z. B. Richter-Magnituden oder modified Mercalli-Intensitäten), als zwei Hauptfehlerquellen in der bestehenden Definitionsmethode erkannt worden. Mit der *vektoriellen seismischen Bewegungsintensität BI* wird eine seismische Kenngrösse eingeführt, die sich im Gegensatz zu den genannten Kenngrössen für die direkte, ingenieurmässige Anwendung eignet. Sie hat eine mathematische Form, die es ermöglicht, weitere Anforderungen an eine Neudefinition des Lastfalls zu erfüllen. So erlaubt sie die *Hauptachsen-Orientierung* der Bemessungsbeben. Diese Massnahme erleichtert deren ge-

zielten Einsatz bei der Suche nach den *ungünstigsten Einfallrichtungen* auf ein Bauwerk.

Die Anwendung der Methode ist grundsätzlich nicht auf die Extremalbebensicherung von Bauwerken in hochseismischen Regionen beschränkt. Sie kann in direkter Weise auch auf Starkbeben-ärmere Regionen wie die Schweiz übertragen werden.

Wesentliche Teile der vorgestellten Methode wurden mit gutem Erfolg zur theoretischen Untersuchung der Extremalbeben-Sicherheit räumlich schwimmend gelagerter Bauwerke eingesetzt.

Hauptachsen-orientierte Bemessungsbeben extremalen Charakters sollen an der University of California in Berkeley zur experimentellen Überprüfung der Erdbeben-Isolationwirkung der räumlich schwimmenden Lagerung auf Bauwerke verwendet werden.

## Verdankungen

Der Autor ist den Herren Prof. M.H. Derron und Prof. Dr. R. Walther (Institut de Statique et des Structures, EPFL) und Herrn Prof. M. Del Pedro (Institut des Métaux et Machines, EPFL) dankbar für die Unterstützung, die sie ihm in den letzten Jahren zukommen liessen. Besonderer Dank sei Herrn Prof. A. E. Süssstrunk (Geologisches Institut der Universität Bern), Herrn Prof. Dr. H. Bachmann (Institut für Baustatik und Konstruktion, ETHZ) und Herrn Prof. Dr. J. M. Kelly (University of California in Berkeley) ausgesprochen. Sie haben in offener fachlicher Auseinandersetzung Entscheidendes zur sachlichen Klärung der dargestellten Materie beigetragen.

Adresse des Verfassers: Dr. Konrad Staudacher, University of California, Berkeley, Dept. of Civil Engineering, USA - Berkeley, CA. IBK-ETHZ, CH-8093 Zürich.

## Neuer Radioatlas des Himmels

**Nahezu 20 Millionen Einzelmesswerte wurden während der letzten 15 Jahre gesammelt und schliesslich mit Hilfe von elektronischen Grossrechnern verarbeitet: So entstand die bisher genaueste Radiokarte des gesamten Himmels, die jetzt das Max-Planck-Institut für Radioastronomie in Bonn veröffentlicht hat. Sie zeigt unsere galaktische Umgebung im «Licht» kosmischer Radiostrahlung der Frequenz 408 Millionen Hertz (MHz) - das entspricht 73 Zentimetern Wellenlänge.**

«Mit dieser Durchmusterung des Radiohimmels haben wir endlich eine Karte, die uns erstmals mit allen Einzelheiten einen vollständigen Überblick zum Beispiel auch über unsere Milchstrasse verschafft», erklärt Dr. Glyn Haslam, der Leiter des Projekts. «Das ist Voraussetzung für weitere astrophysikalische Untersuchungen», ergänzt Prof. Richard Wielebinski, Direktor am Max-Planck-Institut für Radioastronomie. «Damit sind wir unserem Fernziel, eines Tages die gesamte Energiebilanz einer Galaxie verstehen zu können, wieder einen wesentlichen Schritt näher gekommen.»

Himmelskarten haben in Bonn bereits Tradition. Astronomen greifen, wenn sie mit dem Fernrohr Sterne wiederfinden wollen, zur «Bonner Durchmusterung»: Bereits vor 100 Jahren hat Friedrich Wilhelm Argelander alle am Himmel leuchtenden Objekte sorgfältig registriert und in Steinplatten eingegraben - diese lithographischen Druckstöcke für den Stern-Atlas kann man noch immer in der Bonner Universität bewundern.

Radioastronomen setzten diese Tradition fort. Vor 25 Jahren stellten Wolfgang Priester und Franz Dröge die an der Universität Kiel begonnene Durchmusterung des Himmels für 200 MHz kosmischer Radiostrah-

lung in Bonn fertig. Drei Jahre brauchten die Wissenschaftler damals, um die mit einer 25 Quadratmeter grossen Dipol-Antennenwand in Deutschland und Australien gesammelten 10 000 Beobachtungswerte zur ersten Radiokarte des gesamten Himmels zu verarbeiten - die elektronischen Rechenmaschinen steckten zu der Zeit noch in den Kinderschuhen.

Die zweite Radio-Himmelskarte - diesmal bei 150 MHz - brachte Prof. Wielebinski «quasi als Mitgift» von Sydney nach Bonn mit, als er 1970 zum Direktor am Max-Planck-Institut für Radioastronomie berufen wurde. Sie zeigt noch mehr Einzelheiten - unter anderem, weil dafür das mit 64 Metern Durchmesser leistungsfähigste Radioteleskop auf der Südhalbkugel der Erde in Parkes/Australien eingesetzt wurde.

### Altes Manko

Diese Antenne lieferte jetzt auch für die dritte, bisher präziseste Radiokarte bei 408 MHz Frequenz einen entscheidenden Beitrag. «Das ist ein altes Manko», klagt Prof. Wielebinski. «Nicht nur, weil es sehr schwierig ist, bei so leistungsfähigen Geräten die

für Himmelsdurchmusterungen notwendigen, verhältnismässig langen Beobachtungszeiten zu bekommen.» Auf der südlichen Hälfte der Erde sind Radioteleskope ausserdem ungefähr zehnmal seltener als auf der Nordhalbkugel - «ohne den von Europa aus nicht beobachtbaren Südhimmel entwickelt man aber eine ganz andere Interpretation des Radiohimmels als von beiden Teilen.» Den nördlichen Himmel durchmusteren die Radioastronomen mit dem *100-m-Teleskop in Effelsberg* und mit der *76-m-Anlage in Jodrell Bank* (Grossbritannien). Die Empfangseinrichtungen tasten dazu den Himmel systematisch jeweils in schmalen Streifen ab - ähnlich wie der Elektronenstrahl in einer Fernröhre ein Bild liefert: Wenn die Antennenkeule des Radioteleskops über eine kosmische Radioquelle streicht, gibt es einen Ausschlag, der um so höher ausfällt, je stärker die erfasste Radioquelle ist. Aus vielen solchen Einzel-Zeilen - Streifen-Raster - setzt sich der Radioatlas zusammen. Er zeigt noch Einzelheiten von 50 Bogenminuten Grösse, das entspricht fast dem doppelten Durchmesser der Vollmondscheibe am Himmel.

«Früher hat man aus diesen Beobachtungen mit der Hand die Himmelskarte gezeichnet», schildert Dr. Haslam. «Wollte ein Einzelner auf die gleiche Weise alle bei der 408-MHz-Durchmusterung gesammelten Werte verarbeiten, bräuchte er mehr als 100 Jahre dazu.» Um die Datenflut dennoch bewältigen zu können, entwickelten die Radioastronomen *spezielle Rechner-Programme für die automatische Bild-Darstellung*: Die 408-MHz-Durchmusterung ist die erste Radiokarte, die vollständig automatisch - ohne menschliches Zutun - gezeichnet wurde.