

ENTWURFSPROBLEME DER KONSTRUKTIONSSYSTEME VON ERDBEBENGEFÄHRDETEN GEBÄUDEN

B. CSÁK

Lehrstuhl für Festigkeitslehre
Technische Universität Budapest
(Eingegangen am 1. Februar 1968)

Vorgelegt von Prof. Dr. J. PELLIKÁN

I. Einleitung

Bauwerke werden in der Regel auf in den gültigen Bemessungsvorschriften niedergelegten Belastungen und auf die vorgeschriebene Weise bemessen.

In den Vorschriften wird meistens auch angegeben, welche Sicherheiten in Abhängigkeit von Funktion und anderen Belangen des Gebäudes erforderlich sind.

Durch die einschlägigen Forschungen sind die physikalischen Kennwerte der gebräuchlichen Baustoffe sowohl im elastischen als auch im plastischen Spannungszustand weitgehend geklärt.

Auch sämtliche Kennwerte eines bedeutenden Teils der auf Bauten einwirkenden Belastungen, die für den Entwurf von Tragkonstruktionen von Interesse sind, können als bekannt bezeichnet werden. Die vom Menschen geregelten sog. „zivilisierten“ Wirkungen — ob statischen ob dynamischen Charakters — verursachen also meistens keine Schwierigkeiten, und Baukonstruktionen lassen sich auf diese mit der vorgeschriebenen Sicherheit bemessen.

Die Bauwerke sind jedoch auch Einwirkungen ausgesetzt, deren weder die Größe noch die Gesetzmäßigkeiten ihres Vorkommens bis z. Z. vollkommen geklärt werden konnten.

Hierzu zählen Wirkungen von Elementarkräften, wie Schnee, Wind, Hochwasser und Erdbeben, für die weder Größenordnung noch Wahrscheinlichkeit des Vorkommens vollkommen bekannt sind.

Von diesen ist das *Erdbeben* am wenigsten bekannt, wobei es auch die größte Gefahr für menschliche Werke sowie unmittelbar für das Menschenleben selbst darstellt.

Keine Elementarkraftwirkung hat noch solche Massenvernichtung verursacht, wie das Erdbeben.

Es ist also verständlich, daß Forschungen in Weltausmaß unternommen

werden, erstens um die Ursachen der Erdbeben zu klären, zweitens um Entwurfs- und Bemessungsgrundlagen zu erarbeiten, die dem Menschen und seinen Bauwerken gegen Erdbeben die gleiche Sicherheit bieten, wie gegen die „zivilisierten“ Wirkungen.

Auch in vorliegender Arbeit soll auf diese Fragen eine Antwort gesucht werden, naturgemäß anhand von bisherigen Forschungen und ohne Anspruch auf Vollständigkeit zu erheben.

2. Begriff, Arten und Begleiterscheinungen des Erdbebens

Um für eine Wirkung ein Konstruktionssystem zu entwerfen, müssen die Wirkung selbst und deren sämtliche Kennwerte, durch die das Verhalten der Konstruktion u.U. beeinflusst werden kann, bekannt sein.

Im folgenden werden die Kennwerte des Erdbebens kurz zusammengefaßt, deren Kenntnis für den Entwurf von Erdbebeneinwirkungen ausgesetzten Konstruktionen unerlässlich ist.

2.1 Das Erdbeben als physikalische Erscheinung. Erdbebenarten

Es ist allgemein bekannt, daß Erdbeben durch ein plötzliches Freiwerden der im Erdinneren angesammelten gewaltigen Energiemengen verursacht werden.

Das Freiwerden der Energien kann durch mehrere Ursachen ausgelöst werden, so werden in der Geophysik folgende Erdbebenarten unterschieden:

- a) Einsturzbeben, die 3,00% der Erdbeben ausmachen.
- b) Ausbruchbeben, mit einem Anteil an der Gesamtzahl der Erdbeben von 7,00%.
- c) tektonische Beben, die größte und gefährlichste Art von Erdbeben. Sie werden durch innere Kräfte, Spannungen in der festen Erdkruste hervorgerufen. 85% der bis jetzt registrierten Erdbeben waren tektonischer Natur.
- d) Tiefherd- oder plutonische Beben werden durch in der Tiefe der Erde wirksame vulkanische Kräfte verursacht. In diesem Falle wird Energie in sehr großen Tiefen von mehreren Hundert Kilometern frei. Nach gewissen Anzeichen gehörte das Erdbeben in Rumänien am 10.11.1940 zu dieser Art.
- e) Durch Schwerkraftstörungen verursachte Erdbeben. Nach den Messungen von LORÁND EÖTVÖS war das Kecskeméter Erdbeben 1908 solcher Natur.

Es dürfte nicht ohne Interesse sein, die bei einigen größeren Erdbeben freigewordenen Energiemengen kennenzulernen:

28. Dezember 1908.	MESSINA:	$5,7 \cdot 10^{23}$ ERG = $5,8 \cdot 10^{12}$ Mpm
18. April 1906.	KALIFORNIEN:	$1,75 \cdot 10^{24}$ ERG = $1,78 \cdot 10^{13}$ Mpm
1. November 1775.	LISSABON:	$1,9 \cdot 10^{25}$ ERG = $1,96 \cdot 10^{14}$ Mpm

Mit Erdbebenforschung bzw. der Untersuchung von Erdbeben beschäftigten sich bis zu den letzten zwei bis drei Jahrzehnten die Geophysik und Geologie. Zu dieser Zeit entstand ein neuer Wissenszweig, die *Ingenieurseismologie*, die vor allem die Parameter der Erdbeben analysiert, durch die die auf der Erdoberfläche zu erstellenden Ingenieurbauten und sonstige Bauwerke unmittelbar beeinflusst werden. Hervorragende Vertreter dieses Wissenszweiges sind SIEBERG, HOUSNER, DESPEYROUX, MEDWEDJEW, von denen zahlreiche Fragen geklärt wurden, die für den Entwurf von erdbebenbeständigen Konstruktionen von grundlegender Wichtigkeit sind.

Einige Begriffe in Verbindung mit den Erdbeben sollen für die weiteren Ausführungen umgrenzt werden.

Die angesammelten Energien werden im Erdinneren, in verschiedenen Tiefen im Hypozentrum frei, deshalb spricht man von Beben mit *seichtem oder tiefem Herd*.

Die freigewordenen Energien pflanzen sich in der festen Erdkruste in Form von Bewegungsenergien fort. Zuzufolge der starken Reibung verwandelt sich ein Teil der Energie in Wärme, während sich der Rest als elastische Wellenbewegung fortpflanzt.

Unmittelbar aus dem Hypozentrum gehen zwei Wellensysteme, die *P*- und die *S*-Wellen aus (Bild 1).

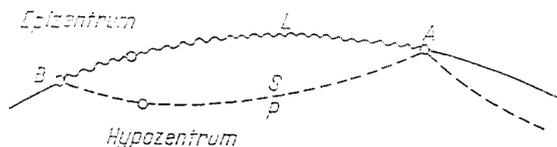


Bild 1. Entstehung verschiedenartiger Erdbebenwellen

Ein entfernter Punkt *A* wird zuerst von den *P*-Wellen (Undae primae) erreicht, die *longitudinale Kompression-wellen* sind. Ihre Fortpflanzungsgeschwindigkeit ist in einem homogenen elastischen Medium gleich

$$v_1 = \sqrt{\frac{Eg(1-\mu)}{\gamma(1-\mu-2\mu^2)}} \quad (1)$$

wobei E den Elastizitätsmodul
 μ die Poissonsche Konstante
 γ das Raumgewicht
 g die Schwerkraftbeschleunigung
 bedeuten.

Durch die S -Wellen (*Undae secundae*), die *transversale Schubwellen* darstellen, wird A später erreicht. Ihre Fortpflanzungsgeschwindigkeit ist geringer als die der P -Wellen:

$$v_2 = \sqrt{\frac{Eg}{2\gamma(1+\mu)}} \quad (2)$$

Die L -Wellen (*Undae longae*), *Love- und Rayleighsche Wellen*, gehen aus dem *Epizentrum* aus und pflanzen sich auf der Erdoberfläche fort. Sie stellen eine

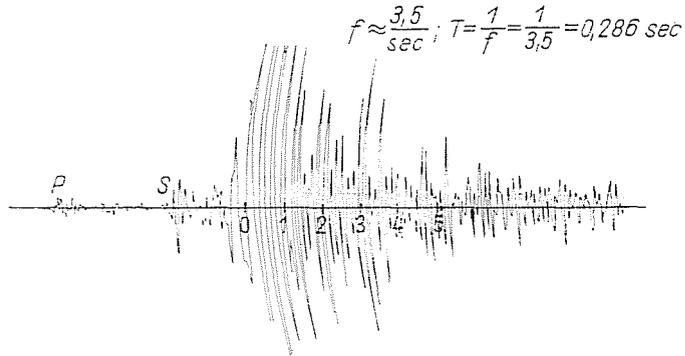


Bild 2. Messina, den 28. 12. 1905

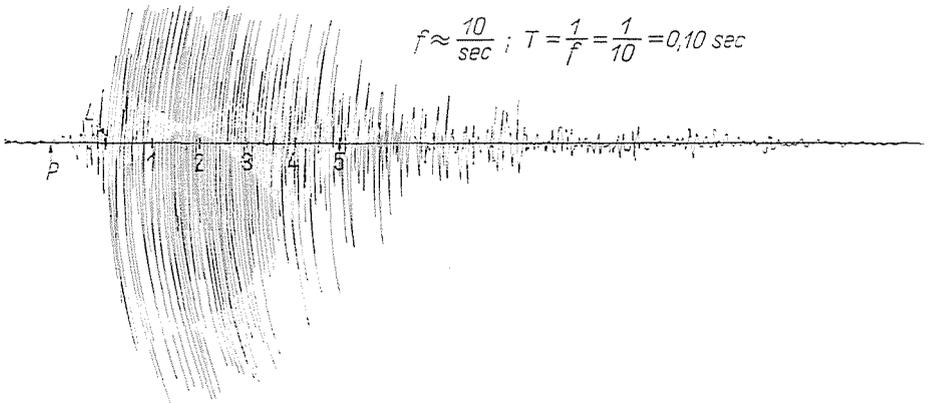


Bild 3. Japan, 1923

Kombination der *P*- und *S*-Wellen dar, sind also *longitudinale und transversale Wellen* [5].

Diese Wellen werden mit Hilfe der auf der Erdoberfläche aufgestellten Seismographen registriert und naturgemäß sind es auch diese, die eine Gefahr für die Gebäude auf der Erdoberfläche darstellen. In den Bildern 2, 3, 4 sind einige Seismogramme dargestellt [2].

Wie aus den Bildern ersichtlich, sind die mit Hilfe von Erschütterungsmes-

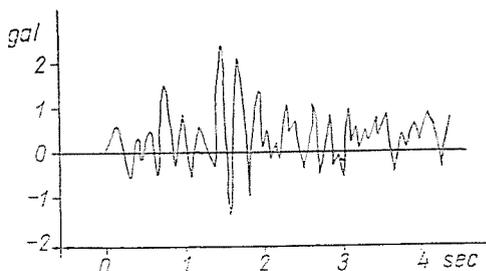


Bild 4. Mittleres Seismogramm von Housner, Alford und Martel

sen registrierten Kurven vollkommen unregelmäßig, und selbst ein mittleres Seismogramm ergibt keine Funktionskurve, die sich durch eine mathematische Formel erfassen ließe. Es wurde zuerst von SIEBERG ausgesagt, daß das Erdbeben nicht als *harmonische Schwingbewegung* aufgefaßt werden kann, daher ist auch bei der Untersuchung der auf Gebäude ausgeübten Wirkung davon auszugehen, daß es sich um eine Reihe von unregelmäßig aufeinander folgenden *Stoßimpulsen* handelt.

Diese Vorstellung wird auch durch die ingenieurseismologischen Forschungen der letzten Zeit bekräftigt, wonach die Kennwerte der L-Wellen folgendermaßen zusammengefaßt werden [5]:

- a) die Schwingungsebene ist parallel zur Fortpflanzungsrichtung und senkrecht auf die Oberfläche;
- b) die Fortpflanzungsgeschwindigkeit ist $v_r = \beta v_2$ und bei $0,25 \leq \mu \leq 0,50$ ist $0,919 \leq \beta \leq 0,955$;
- c) die Schwingung ist elliptisch: das Verhältnis von Vertikal- und Horizontalverschiebungen beträgt bei $\mu = 0,25$

$$\frac{1 - \frac{1}{2} \left(\frac{v_r}{v_2} \right)^2}{\sqrt{1 - \left(\frac{v_r}{v_2} \right)^2}} = 1,47 \quad (3)$$

- d) die Rayleighschen Wellen stellen die Kombination von longitudinalen und transversalen Oberflächenwellen dar.

Beide Komponenten nehmen mit der Entfernung von der Oberfläche ab, wobei die Abnahme der Schubwelle geringer ist.

Zufolge des zweidimensionalen Charakters dieser Wellen ist die Dämpfung geringer als bei P - und S -Wellen.

Im Falle eines Hypozentrums der Tiefe H erreichen die P -Wellen die Oberfläche in einer berechenbaren Entfernung Δ_1 und pflanzen sich auf der Oberfläche als Rayleighsche Wellen fort.

In Δ_2 treffen die S -Wellen ein und überlagern die P -Wellen [5]:

$$\Delta_1 = \frac{Hv_r}{\sqrt{v_1^2 - v_r^2}}; \quad \Delta_2 = \frac{Hv_r}{\sqrt{v_2^2 - v_r^2}} \quad (4)$$

Die bei Oberflächenwellen beobachteten örtlichen Verstärkungen können unter anderen auch durch diesen Umstand verursacht werden.

3. Bewegungen der Erdoberfläche. Dynamische Kennwerte der Bewegung, die Rolle des Untergrundes in der Entstehung der Oberflächenwellen

Für den Entwurf von Gebäuden ist die eingehendere Kenntnis der Bewegungen auf den Erdoberflächen unumgänglich notwendig.

Eine ausführliche Systematisierung, die sich einigermaßen in Vorschriften niederlegen ließe, wird durch den Umstand erschwert, daß die obersten Schichten der Erde selbst annähernd nicht als homogenes Material betrachtet werden können. Daher weisen naturgemäß auch die Kennwerte der Oberflächenwellenbewegung eine sehr große Streuung auf. Durch die bisherigen Forschungen sind jedoch die Intervalle, innerhalb welcher die Mittelwerte der einzelnen Kennwerte vermutlich liegen, im großen und ganzen abgegrenzt.

3.1 Beschleunigungswerte der Oberflächenbewegungen

Einer der wichtigsten Kennwerte von veränderlichen Bewegungen ist die Beschleunigung, die im Verhältnis zur Schwerkraftbeschleunigung bewertet wird. Auch für die Stärke der Erdbeben gelten die anfallenden Beschleunigungen als Maß. In diesem Sinne wurde die *MSC* (MERCALLI-SIEBERG-CANCANI) Erdbebenskala erarbeitet, wobei die Erdbeben nach den vorkommenden Beschleunigungen in 12 Stärkeklassen eingeordnet werden (Tafel I).

Tafel I.

Wirkungsgrade von Erdbebenstößen	
Grad	Beschleunigungswerte ($\text{cm}\cdot\text{sec}^{-2}$)
I.	0,25
II.	0,25 – 0,5
III.	0,50 – 1,00
IV.	1,00 – 2,50
V.	2,50 – 5,00
VI.	5,00 – 10,00
VII.	10,00 – 25,00
VIII.	25,00 – 50,00
IX.	50,00 – 100,00
X.	100,00 – 250,00
XI.	250,00 – 500,00
XII.	> 500,00

Aus technischer Sicht sind die Stärkegrade VI bis IX von Bedeutung. Die Erdbeben unterhalb des Stärkegrades VI stellen nämlich für gut gebaute Gebäude keine Gefahr dar, während Beben von einer Stärke über IX eine Beschleunigung haben, für die – von einigen Sonderfällen abgesehen – bei den heutigen Baustoffen und Baukonstruktionen keine reelle Möglichkeit der Projektierung vorliegt. Es dürfte nicht ohne Interesse sein zu erwähnen, daß bis jetzt die größte horizontale Beschleunigung – $0,59\text{ g}$ – 1923 in Japan bei dem großen Erdbeben in Kanto gemessen wurde.

3.2 Impulsdauer, Amplitude der Oberflächenbewegungen und die Rolle des Untergrundes

Dies ist vielleicht die am meisten umstrittene und schwierigste Frage des Themenkreises. Lange war man der Ansicht, daß auch die Oberflächenbewegungen – ähnlich den innerhalb der Erdkruste entstehenden *P*- und *S*-Wellen

— als harmonische Schwingbewegungen betrachtet und mit der mathematischen Formel $x = A \sin \omega t$ erfaßt werden können.

Wie bereits erwähnt, wurde diese Ansicht zuerst von SIEBERG widerlegt, wobei seine Auffassung auch durch die Forschungen von HOUSNER, ALFORD, MARTEL bekräftigt wurde. Dies ist darum von besonderer Wichtigkeit, weil demnach die Einwirkung auf die Gebäude *keine angeregte erzwungene Schwingung*, sondern einen *Stoßimpuls* darstellt, der nach Bild 5 angenähert werden

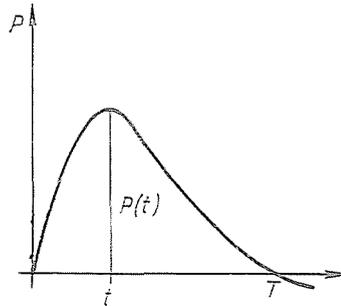


Bild 5. Stoßimpuls-Diagramm

kann, wobei $P(t)$ die von der Beschleunigung und anderen Kennwerten abhängige Stoßkraft und T die Stoßimpulsdauer bedeuten.

Die Impulse folgen in gänzlich unregelmäßigen Intervallen aufeinander, häufig wurden lediglich ein oder zwei Hauptimpulse beobachtet, auf die zwar noch weitere, doch ihrer Energie nach wesentlich schwächere Beben folgten.

Wird weiterhin noch berücksichtigt, daß auch die Gesamtdauer der meisten Erdbeben sehr kurz ist, — in Skopje betrug sie z.B. 10 bis 15 sec — ist die Gefahr einer Resonanz in den Baukonstruktionen gering; im Gegensatz zu erzwungenen Schwingungen, wo mit Resonanzerscheinungen zu rechnen ist.

Die Impulsdauer stellt einen von mehreren Faktoren abhängigen Wert dar, für den wegen der Inhomogenität der oberen Schichten der Erde lediglich örtliche und keine allgemeine Angaben bekannt sind.

Die Entwicklung der Oberflächenwellen wird durch die Tiefenwerte des Hypozentrums wesentlich beeinflusst.

Bei einem Beben mit geringer Herdtiefe: $H = 3$ bis 10 km ist $T = 0,1$ bis $0,5$ sec. (Die Herdtiefe des Erdbebens in Skopje betrug:

$$H \approx 10 \text{ km}; T = 1,0 \text{ bis } 0,3 \text{ sec.})$$

Bei einem Beben mit großer Herdtiefe: $H \geq 10$ km ist $T \geq 0,5$ sec.

Auch die Periodenzeiten sind veränderlich in Abhängigkeit von der Entfernung des Beobachtungsortes vom Epizentrum des Bebens.

Es wurde ebenfalls von Housner nachgewiesen, daß nahe Beben sich in geringerer Zeiteinheit bemerkbar machen, als entfernte.

Auch die Eigenschwingungszahl des Untergrundes stellt einen wichtigen Faktor dar. Je elastischer der Untergrund, desto kleiner sind bei demselben Erdbeben die *Schwingungsamplituden* und die *Schwingungsdauer*.

In Tafel II sind einige charakteristische Daten angegeben [1].

Tafel II.

Untergrund	Longitudinale Geschwindigkeit v	Schwingungsdauer t
Harter Fels	6 – 6,4 km/sec	0,015 sec
Weicher Fels	4,8 – 5,1 km/sec	0,025 sec
Diluvialgestein	3,5 – 4,70 km/sec	0,040 sec
Sedimentgestein	3,50 km/sec	0,060 sec

Ein inhomogener Boden, bestehend aus Schichten mit verschiedenen Elastizitätskennwerten ist besonders gefährlich. In einem solchen Untergrund ist das *Dämpfungsmaß verhältnismäßig klein*, daher können dort durch Erdbebenwellen mit Schwingungsdauern gleicher Größenordnung *Schwingungen mit großen Amplituden erregt werden*.

Gleichermaßen gefährlich sind auch die mit Wasser durchtränkten Sumpf- und Moorböden. Auch das Dämpfungsmaß ist hier geringer. In wasserhaltigen Böden tritt eine sog. scheinbare *Schwingungsintensität* auf, die in Bild 6 dargestellt ist [1].

Dies wird auch durch das Seismographische Institut Skopje bestätigt [11, 12]. Aus dem Bericht geht hervor, daß sich auf dem rechten Ufer der

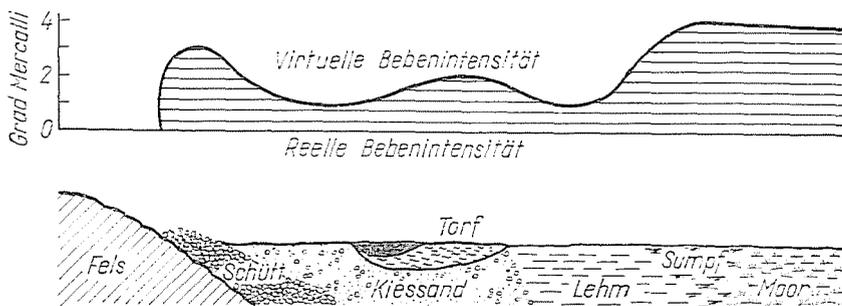


Bild 6. Änderung der Schwingungsintensität in Abhängigkeit vom Untergrund

Vardar bis zu einer Tiefe von 100 m eine Ablagerung mit Ton-, Sand-, und Schluffschichten befindet.

Dazu kam noch, daß kaum 10 Monate vor dem Erdbeben — im Oktober 1962 — der Großteil des Gebiets von Hochwasser überflutet wurde.

Auch die Schwingungsamplituden sind von den Bodenverhältnissen abhängig, was in Bild 7 ausführlich dargestellt ist [4].

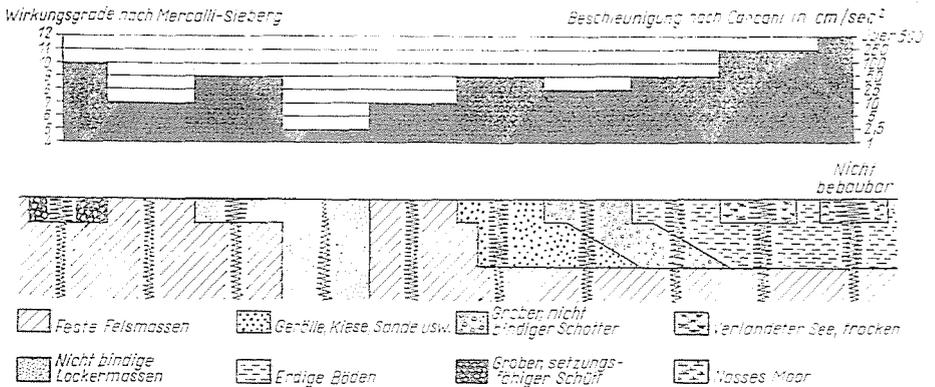


Bild 7. Änderung der Schwingungsintensität in Abhängigkeit vom Untergrund

4. Berücksichtigung der dynamischen Erdbebenkennwerte bei der Wahl des Konstruktionssystems

Im vorangehenden wurde eine kurze Übersicht über die grundlegendsten physikalischen und dynamischen Kennwerte von Erdbeben gegeben.

Die wichtigsten Parameter der Oberflächenbewegungen wurden gezeigt, die die Gestaltung der vorgesehenen Konstruktionssysteme beeinflussen.

Auf Grund dieser Kenntnisse muß der Entwurfsingenieur entscheiden, welches Konstruktionssystem er zu wählen hat, um sich am besten an die Erdbebeneinwirkungen anzupassen.

Als klassisches Beispiel läßt sich das von FRANK LLOYD WRIGHT entworfene Hotel Imperial in Tokio erwähnen [15].

Es ist bekannt, daß WRIGHT kein Statiker im heutigen Sinne des Wortes, sondern vielmehr Architekt war, doch war er fähig, ohne eingehende Berechnungen nicht nur in der Formgestaltung sondern hinsichtlich ihres Konstruktionssystems hochwertige Gebäude zu schaffen.

Auch dieses Werk zeigt, daß er bei der Lösung die Gänze der Frage — d.h. vor allem den konstruktionsmäßigen Teil — vor Augen hielt.

Aus dem Buch über seine Tätigkeit [15] ist es nicht eindeutig zu entnehmen,

doch läßt es sich voraussetzen, daß er ohne volle Kenntnis der Einzelheiten — doch mit richtiger Empfindung für das Wesentliche — ein Gebäude entwarf, das auch das große Erdbeben 1923 überdauerte.

Es dürfte nicht ohne Interesse sein anzuführen, wie er das Wesen der Aufgabe erfaßte: Die Abmessungen des Baugrundes betragen etwa 150×90 m mit einer oberen Humusschicht von 2,50 m Stärke, und darunter Schluff in einer

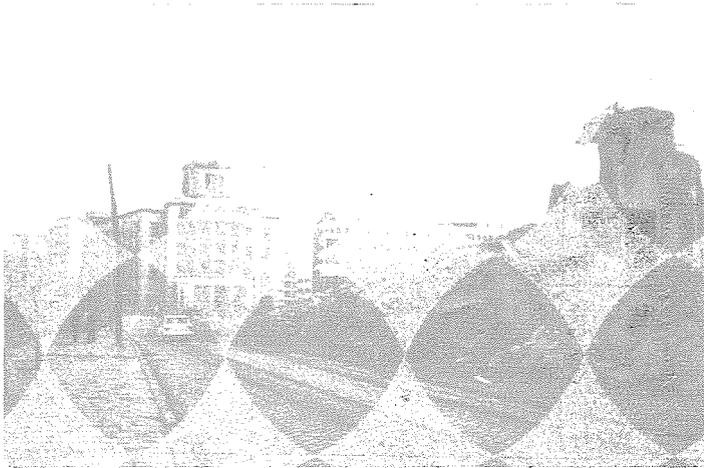


Foto 1. Hauptplatz in Skopje: Im Vordergrund das zusammengestürzte Offiziershaus, ein Gebäude mit Betonsäulenordnung ohne Zugfestigkeit, das ein steifes System mit großer Masse darstellte

Schichtstärke von etwa 18,00 m. Das Gebäude sollte also auf einem vormaligen Sumpfboden stehen. Das Gebäude mußte deshalb leicht sein. WRIGHT verband Leichtigkeit mit Biegsamkeit, und betonte dabei, daß einem steifen Gebäude mit großer Masse ohnehin keine genügende Steifigkeit gegeben werden kann.

Es muß also ein Gebäude entworfen werden, das biegsam ist, der Bewegung nachgibt, doch elastisch in die Ausgangsstellung zurückkehrt.

Ohne zu übertreiben kann ausgesagt werden, daß WRIGHT etwas unternahm, was auf Grund der heutigen ingenieurseismologischen Kenntnisse wenige wagen würden.

Doch löste er diese Aufgabe in einer Art, daß sie vielleicht auch, anhand der Kenntnisse von heute nicht hätte besser gelöst werden können.

Das Wesen der Sache besteht in der Erkenntnis, daß das vorgesehene Gebäude sich an die Bewegungen anpassen muß, die ihm durch ein voraussichtliches Erdbeben aufgezwungen werden. Wright fand diese Eigenschaften in einem *elastischen, doch festen* Konstruktionssystem, das biegsam ist und den Beschleunigungen der Erdbebenstöße ausweicht, wobei seine Massen und dem-

entsprechend auch die Massenkräfte gering sind. Das steife System, das seiner Ansicht nach ohnehin keine genügende Steifigkeit gewährleistet hätte, wurde von ihm verworfen. Das war das Wesentliche seiner Lösung.

WRIGHT versuchte nicht ein bis dahin angewandtes herkömmliches Konstruktionssystem auf irgendeine Weise zu verstärken, zu überdimensionieren

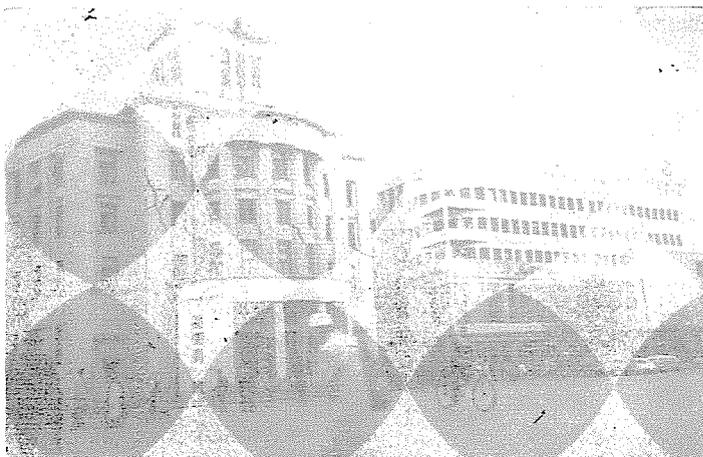


Foto 2. Ein steifes und ein elastisches Konstruktionssystem unmittelbar nebeneinander. An der elastischen Konstruktion sind keine Spuren einer Beschädigung bemerkbar

um den von Erdbeben herrührenden Beanspruchungen gerecht zu werden, sondern er schuf ein Konstruktionssystem, für das die Erdbebenwirkungen an erster Stelle stehen, und alles andere nachsteht.

Das sollte darum hervorgehoben werden, weil die Bemessung auf Erdbebenbelastung — mit wenigen Ausnahmen — heute so bewerkstelligt wird, daß der Statiker versucht, ein herkömmliches System auf irgendeine Art zu verstärken, in der Mehrzahl der Fälle steifer zu gestalten.

Ein derartiges Verfahren enthält zwei Gefahrquellen: die eine, die von WRIGHT erkannt wurde, besteht darin, daß es ja doch nicht möglich ist, eine genügende Steifigkeit zu gewährleisten, die zweite darin, daß durch eine solche Bauweise die Baukosten erheblich erhöht werden, was sonst keine unvermeidliche Begleiterscheinung der Bemessung auf seismische Wirkungen wäre.

Wieder muß ich mich auf WRIGHT berufen: die von ihm gewählte Pfahlgründung war um 100 000 Dollar billiger, als eine herkömmliche Gründung [15].

Es könnte die Einwendung gemacht werden, daß es sich hier um einen

Einzelfall handelt, bei welchem vielleicht Faktoren mitspielen konnten, die nicht bekannt sind.

Ein ähnlicher Fall wird jedoch durch Fotos vom Erdbeben in Skopje belegt (Fotos 1, 2, 3).

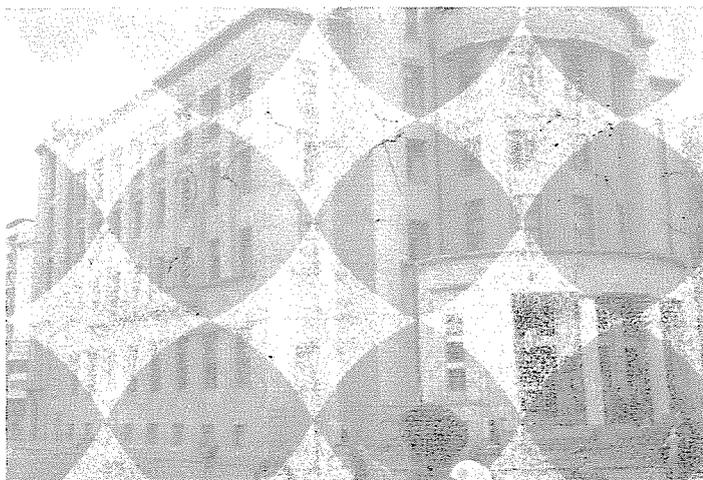


Foto 3. Die Beschädigungen des seitdem abgerissenen Nationalbankgebäudes in steifem Konstruktionssystem

4.1 Untersuchung des elastischen Systems (Idealfall)

Im folgenden sollen anhand von theoretischen Erwägungen die Zusammenhänge gesucht werden, die zwischen der Impulsdauer von Erdbebenstößen und der Eigenschwingungsdauer eines elastischen Systems bestehen.

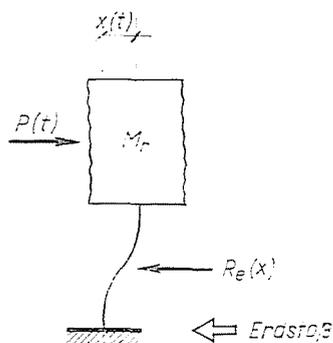


Bild 8. Elastisches System mit einem Freiheitsgrad

Das ursprüngliche System soll durch ein elastisches Modell mit einem Freiheitsgrad ersetzt werden ([9, 6], Bild 8).

Die dynamischen Kennwerte des angesetzten Systems sind:

$P(t)$ = äußere Last als Funktion der Zeit.

T_n = Eigenschwingungsdauer des Systems $T_n = 2\pi \sqrt{\frac{M_r}{k_r}}$

M_r = reduzierte Masse des gleichwertigen Systems.

$R_e(x)$ = der elastische Widerstand des Systems, als Funktion der Verschiebung.

X_t = elastische Verschiebung.

Die Bewegungsgleichung lautet

$$M_r \cdot \frac{d^2x}{dt^2} = P(t) - R_e(x) \quad (5)$$

Weitere Untersuchung *nach der Energiemethode*: auf Grund des Gesetzes der Erhaltung der Energie gilt: die Arbeit der äußeren Kräfte ist gleich der Summe aus der Arbeit der inneren Kräfte und der Bewegungsenergie: $L_E = L_L + L_{KIN}$

$$\int_0^x P(t) dx = \frac{1}{2} M_r \left(\frac{dx}{dt} \right)^2 + \int_0^x R_{e,x} dx \quad (6)$$

Im Augenblick der maximalen Verschiebung ist die Geschwindigkeit gleich Null, daher ist auch die kinetische Energie gleich Null:

$$\int_0^{x_{\max}} P(t) dx = \int_0^{x_{\max}} R_{e,x} dx \quad (7)$$

Im weiteren Verlauf der Berechnung wird vorausgesetzt, daß

- a) die Verschiebung $x(t)$ die maximale Verschiebung, jedoch noch einen Wert innerhalb der Elastizitätsgrenze darstellt;
- b) die auf das Ersatzsystem wirkende äußere Kraft $P(t)$ als der Impuls eines Erdbebenstoßes aufgefaßt wird, unter dessen Einwirkung das System keine Zwangsbewegung, sondern Eigenschwingung vollführt, wobei jedoch nur die maximale Verschiebung der ersten Schwingungsform untersucht und daher die *Dämpfung vernachlässigt* wird.

4.11 Die Arbeit der äußeren Kräfte

Nach Bild 5 wird die Stoßimpulsdauer durch T bezeichnet.

$$L_{K(t)} = \int_0^{x(t)} P(t) dx = \int_0^t P(t) \frac{dx}{dt} dt; \text{ der Quotient unter dem Integralzeichen } \frac{dx}{dt}$$

läßt sich durch Integration aus (5) ermitteln:

$$\frac{dx}{dt} = \frac{1}{M_r} \int_0^t [P(t) - R_{c(x)}] dt \quad (8)$$

Diese Formel wird in die Beziehungen für die Arbeit der äußeren Kräfte eingesetzt:

$$L_{k(t)} = \int_0^t P(t) \left\{ \frac{1}{M_r} \int_0^t [P(t) - R_{c(x)}] dt \right\} dt \quad (9)$$

Aus dieser Formel lassen sich zwei sehr wichtige Folgerungen ziehen:

- a) die Arbeit der äußeren Kräfte ist nicht nur von den äußeren Kräften, sondern auch von der Masse des Systems und von seinen inneren Widerstandskräften abhängig;
- b) ist die Zeitdauer t_0 der maximalen Verschiebung des Systems größer als die Impulsdauer T des voraussichtlichen Stoßimpulses, so genügt es, die Integration bis zu letzterer Grenze durchzuführen.
Ist also $t_0 \gg T$, so stellt der Widerstand $R_{c(x)}$ des Systems während dieser Zeit einen vernachlässigbar kleinen Wert dar.

Unter Berücksichtigung des Obengesagten gilt für die äußere Arbeit:

$$L_{k(t)} = \int_0^T P(t) \left[\int_0^t P(t) dt \right] dt \quad (10)$$

Nach der Partialintegration haben wir:

$$L_{k(t)}^* = \frac{H^2}{2M_r}, \text{ wo } H = \int_0^T P(t) dt \text{ der volle Impulswert des Erdbebenstoßes ist.}$$

Im Falle von $t_0 \gg T$, wenn die aus dem Widerstand des Systems errechnete Energie gleich Null gesetzt wird, ist die Arbeit der äußeren Kräfte lediglich von der Impulsgröße und der Masse des Systems abhängig.

Betrachten wir die Formel (9), so ist es klar, daß die Arbeit der äußeren Wirkungen im System durch den Widerstand $R_{c(x)}$ vermindert wird.

Daher wird die aus den vorangehenden Beziehungen errechnete Arbeit als *maximale Arbeit* der angesetzten Impulswirkung im System betrachtet.

So gilt in diesem Falle für den Höchstwert der äußeren Arbeit

$$L_{x \text{ max}} = \frac{H^2}{2M_r} \quad (11)$$

Die Energiemethode ermöglicht auch, den Quotienten aus der tatsächlich geleisteten Arbeit und der maximalen Arbeit zu ermitteln.

Dieses Verhältnis ist bereits auch vom Impuls und den dynamischen Kennwerten des Systems abhängig. Dieser Quotient wird *Arbeitsproportionalitätsfaktor* genannt.

$$K = \frac{L_x}{L_{x \max}}$$

zu verschiedenen Impulsdigrammen können um den Quotienten zu ermitteln Diagramme konstruiert werden. [6,9]

Da sich die maximale Arbeit des Systems aus der Verschiebungsspitze ausgehend errechnen läßt, kann mit Hilfe der Diagramme die durch das System unter der Impulswirkung geleistete tatsächliche Arbeit ermittelt werden.

4.12 Die verzehrte Energiemenge

Bei einem ideal elastischen System gestaltet sich das Widerstandsdiagramm $R_e(x)$ gemäß Bild 9. In diesem Falle ist die verzehrte (absorbierte) Energie gleich der Formänderungsenergie der Konstruktion.

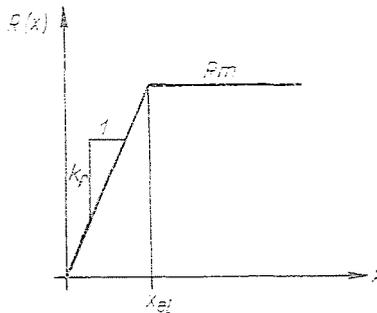


Bild 9. Diagramm des elastischen Widerstandes

$$E = \frac{1}{2} k_f X_{el}^2 = \frac{1}{2} R_{el} X_0 \quad (12)$$

wo X_0 die maximale Verschiebung und k_f die Federkonstante bedeuten.

Entsteht auch eine plastische Formänderung, so gilt:

$$E = R_m \left(X_m - \frac{1}{2} X_{el} \right) \quad (13)$$

wobei $X_{el} =$ die maximale elastische Verschiebung $\frac{R_e}{k_e}$ ist.

5. Dynamische Kennwerte von Konstruktionssystemen

Die im vorigen Punkt umrissenen Berechnungen für ein idealisiertes System geben darüber Aufschluß, wie sich die Arbeit eines elastischen Systems gemäß des Verhältnisses der äußeren Wirkungen und der eigenen dynamischen Kennwerte gestaltet.

Nach Punkt 3 werden die dynamischen Kennwerte der Erdbebenstöße als bekannt angesehen. Um diese Verhältnisse auch beim Entwerfen von Konstruktionen zu berücksichtigen, müssen auch die dynamischen Kennwerte der einzelnen Konstruktionssysteme bekannt sein.

5.1 Die dynamischen Kennwerte eines Konstruktionssystems sind [6]

- a) die Eigenschwingungszahl
- b) die verschiedenen Schwingungsformen der Eigenschwingungen
- c) der Dämpfungswert.

5.2 Aus der Sicht der Bewertung der dynamischen Wirkung kann es sich

- a) um eine gedrungene Konstruktion handeln mit einem Verhältnis $\frac{H}{B} \cong 5$,

wo H die Höhe des Gebäudes und

B das kleinere Breitenmaß bedeuten;

hierher werden die durch Quer- oder Längswände versteiften Gebäude in gemauerter (Stein-, Ziegel-) Konstruktion oder in Großtafelbauweise usw. gerechnet; ferner

- b) um eine schlanke Konstruktion mit $\frac{H}{B} > 5$; hierzu gehören Stahlbeton- und Stahlskelettkonstruktionen, Turmbauten, Funkmaste und andere Türme.

5.3 Nach der Entwicklung der Schwingungsformänderungen unterscheidet man

- a) elastische: $T > 0,8 - 1,00$ sec; $n < 1,00 - 1,25$ Hz
- b) halbelastische: $0,8 - 1,00 \cong T > 0,25 - 0,5$ sec, $1,00 - 1,25 \cong n < 2 - 4$ Hz
- c) starre Konstruktionen: $0,25 - 0,5 \cong T > 0$ sec; $2 - 4 \cong n < \infty$ Hz.

Ist auch die Gefahr der Resonanz in Betracht zu ziehen, so wird gemäß der Norm MSZ 150009/1 die Abstimmung nach der Formel

$$0,8 \cong \frac{\omega_f}{\omega} = 1,25 \quad (14)$$

berechnet.

5.4 Dynamische Wechselwirkung zwischen Untergrund und Gebäude

Die dynamischen Kennwerte eines Konstruktionssystems sind vom Boden, auf dem es steht, und von den konstruktiven Verbindungen mit demselben nicht unabhängig.

Die Eigenschwingung, die Schwingungsformgestaltung werden durch die dynamische Bettungsziffern des Untergrundes und das Gründungssystem stark beeinflusst.

In Punkt 3.2 wurde bereits die Abhängigkeit der dynamischen Kennwerte des Erdbebens von den Bodenverhältnissen angedeutet.

Da es sich hier vor allem um qualitative und nicht um quantitative Zusammenhänge handelt, wird auf die auf Gebäude ausgeübte Wirkung lediglich hingewiesen. In welcher Richtung sich die dynamischen Kennwerte eines Systems verändern werden, ist anhand der bodenmechanischen Daten und in Kenntnis der vorgesehenen Konstruktion von Fall zu Fall zu erwägen. Es soll noch bemerkt werden, daß die Gründung zweckmäßig so zu gestalten ist, daß durch diese die Beschleunigungen der Erdbebenstöße bereits gedämpft auf die Oberbaukonstruktion übertragen werden.

6. Voraussichtliches Verhalten von Systemen mit verschiedenen dynamischen Kennwerten und die Art der voraussichtlichen Schäden

6.1 Starre Systeme

Ihre Hauptmerkmale sind eine verhältnismäßig hohe Eigenschwingungszahl, geringe elastische Verformungen und eine verhältnismäßig große Masse, eine bedeutende Dämpfung.

Faktoren, die die zufolge der Erdbebenstöße auftretenden Massenkkräfte ungünstig beeinflussen:

- a) auf Grund der im vorangehenden Punkt angedeuteten theoretischen Überlegungen ist bei Erdbebenstößen mit geringer Impulsdauer der Zeitquotient $\frac{T}{T_n}$ ungünstig; er kann auch gleich eins sein, wenn die Stoßdauer mit der Eigenfrequenz des Systems übereinstimmt.

b) da die Konstruktion starr ist, sind die Formänderungen gering, die anfängliche Beschleunigung verändert sich nur unwesentlich (Bild 10), was mit einer geringen Abnahme der der Höhe entlang wirkenden Massenkräfte verbunden ist. Daher entstehen sehr bedeutende Schubkräfte.

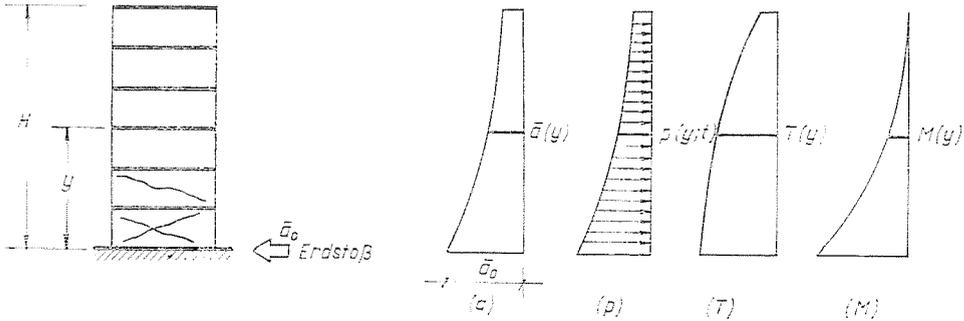


Bild 10. Steifes System: Diagramm der Beschleunigung, der seismischen Kräfte und Beanspruchungen

Für starre Systeme stellen vor allem die Schubkräfte ein Gefahrmoment dar. Durch die auftretenden Hauptzugspannungen entstehen in den Wänden, Wandblöcken mit einer geringen Zugfestigkeit Querrisse.

Die Querrisse in den Wänden, sodann deren Zerstörung unter senkrechter Lastwirkung stellten eine der typischsten Arten der Vernichtung beim Erdbeben in Skopje dar (Bild 11).

Bild a: Auf den Wandpfeiler wirken senkrechte Lasten. Der Pfeiler entspricht wenn $P_v \cong R_v$ ist.

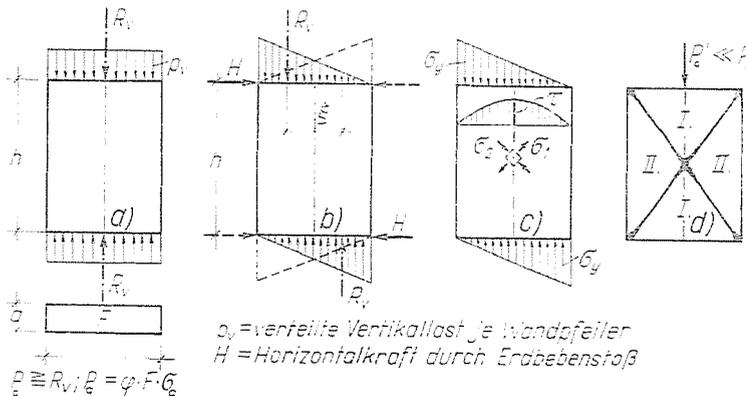


Bild 11. Zerstörung eines Wandpfeilers unter Einwirkung der Kräfte R_v und H

Bild *b*: Bei Erdbebenstößen wirkt auf den Pfeiler eine Kraft H , unter deren Einwirkung die Resultierende R_r um $\frac{\epsilon}{2}$ aus ihrer ursprünglichen Lage ausweicht.

Bild *c*: Unter der Wirkung von σ_y und τ entstehen die Hauptspannungen σ_{1-2} .

Bild *d*: Zuzolge der Hauptzugspannungen entstehen im Pfeiler Querrisse, danach läßt sich der Wert von P'_G nicht bestimmen, doch ist er bedeutend kleiner als P_G war. Der Pfeiler geht zugrunde. (Fotos 4, 5, 6, 7.)



Foto 4.

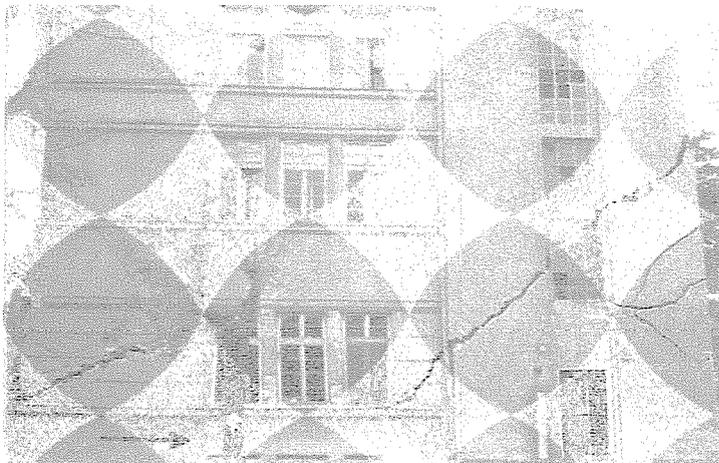


Foto 5.

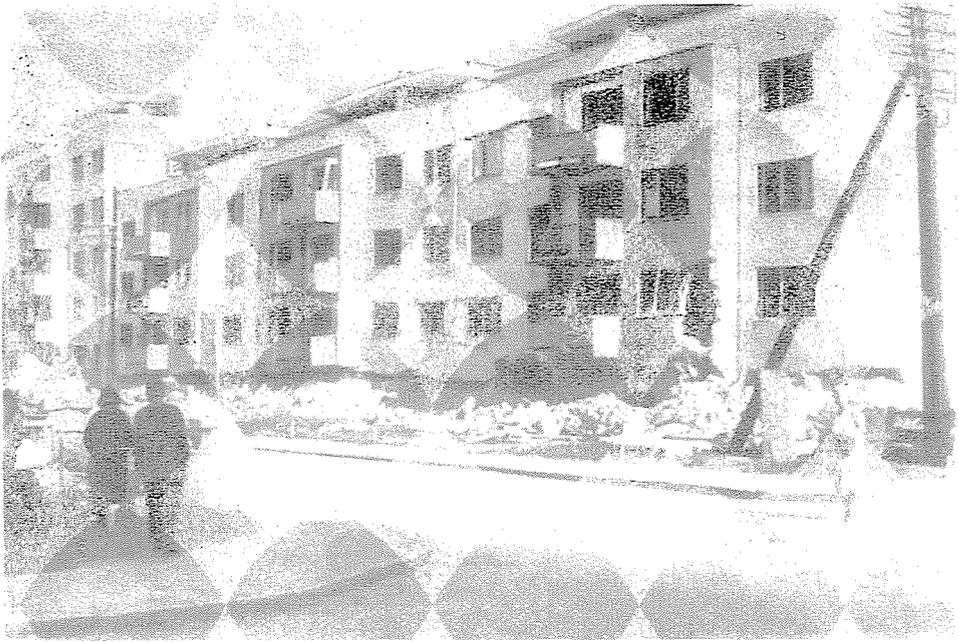


Foto 6.



Fotos 4, 5, 6, 7. Skopje: Diagonalrisse in Wänden und Stützen; Zerstörung durch Vertikalbelastung

Es dürfte nicht ohne Interesse sein zu bemerken, daß es bei Ziegelbauten usw. mit einer geringen Zugfestigkeit zweckmäßig erscheint, Wände und Pfeiler in horizontaler Richtung zu spannen (Bild 12). Dadurch lassen sich auch Spannungen σ_x erzielen, durch die die Gestaltung der Hauptzugspannungen günstig beeinflußt wird.

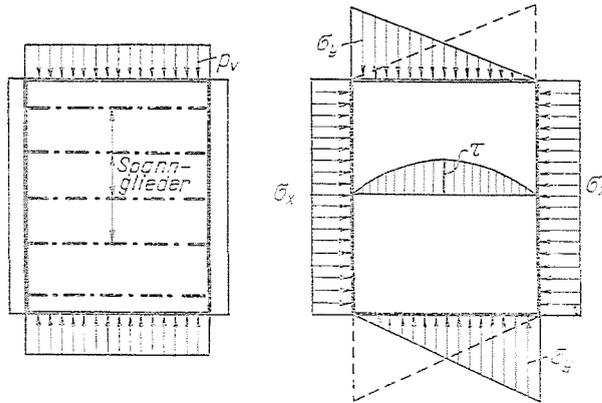


Bild 12. Querspannung eines Wandpfeilers

6.2 Elastische Systeme

Hierzu sind vor allem turmartige Bauten, hohe Schornsteine, Funktürme usw. zu zählen, mit, als Hauptmerkmale, einer verhältnismäßig niedrigen Eigenfrequenz, bedeutenden elastischen Formänderungen und einer verhältnismäßig geringen Masse, einer geringen Dämpfung. So entstehen unter Einwirkung einer Anfangsbeschleunigung a_0 zufolge der, einerseits, wegen der geringen Massen, andererseits wegen der großen Formänderungen abnehmenden Beschleunigungen günstig kleine Massenkräfte. Von den auftretenden Beanspruchungen sind vor allem die Biegemomente vorherrschend (Bild 13).

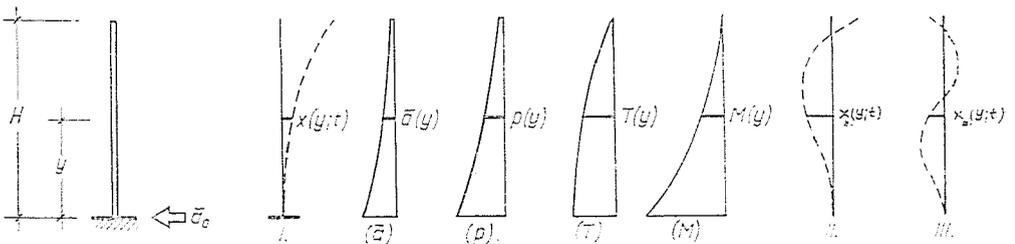


Bild 13. Elastisches System: Beschleunigung, seismische Kräfte, Beanspruchungen und Schwingungsformen

Im Gegensatz zu der Mehrheit der Konstruktionen, wo in der Regel nur die der ersten Schwingungsform zugehörigen Beanspruchungen maßgebend sind, können hier auch die zu den harmonischen Oberschwingungsformen gehörigen Beanspruchungen maßgebend sein.

In den meisten Bemessungsvorschriften wird auch die Untersuchung der II. und III. Schwingungsform gefordert.

Wird der Quotient aus Stoßimpulsdauer und Eigenschwingungsdauer $\frac{T}{T_n}$ geprüft, so ist unter Berücksichtigung von mittleren Erdbebenstoß-Impulsdauern der Nenner immer kleiner als der Zähler, die äußere Wirkung nähert sich also der reinen Impulswirkung.

Es soll wieder auf eine Beobachtung in Skopje hingewiesen werden. Von den schlanken Bauten mit einer zweifelhaften Zugfestigkeit sind mehrere unversehrt geblieben (Foto 8).



Foto 8. Skopje: Unversehrt gebliebenes Minarett

Zu den elastischen Systemen können auch Stahl- und Stahlbetonskelettbauten ohne Ausfachung gezählt werden, die sich von den bisher behandelten elastischen Systemen vor allem darin unterscheiden, daß keine Kontinuität der Massenverteilung vorliegt. Im Falle von derartigen Konstruktionen stellt man sich bei dynamischen Untersuchungen die Massen in den Deckenebenen konzentriert vor.

6.3 Halbbelastische Systeme

Hierher zählen die durch Wände oder auf andere Art ausgefachten Skelettsysteme. Die Bezeichnung als halbbelastisch ist vielleicht deshalb begründet, weil in der Mehrheit der Fälle zwischen Skelett und Ausfachtung keine konstruktive Verbindung besteht, die Zusammenwirkung beginnt also erst, nach-

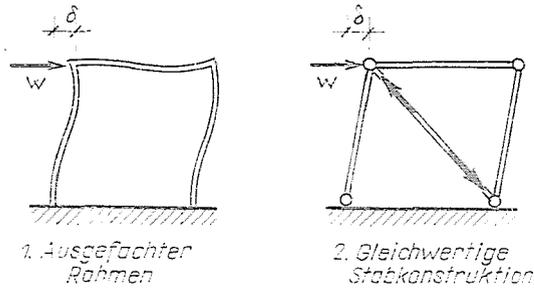


Bild 14. Ausgefachter Rahmen. Gleichwertige Stabkonstruktion

dem größere Verformungen eingetreten sind. Bis zu einer gewissen Verformung arbeiten Skelett und Ausfachtung getrennt.

Solange nur das Skelett arbeitet, sind die dynamischen Kennziffern, wenn auch nicht vollkommen gleich, doch annähernd wie bei den Skeletten ohne Ausfachtung.

Bei größeren Verformungen tritt Verbundwirkung zwischen Skelett und

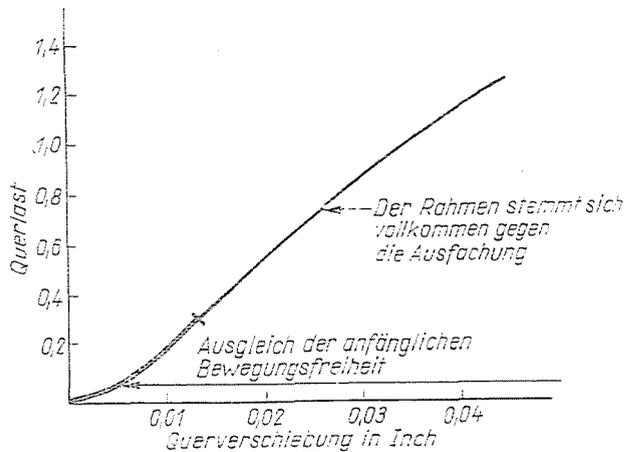


Bild 15. Querverschiebung — Horizontalsteifigkeit des Systems

Wand auf, wodurch vor allem die Eigenschwingungszahl und der Dämpfungswert wesentlich beeinflusst werden.

Um die Fragen der Mitwirkung zu klären wurden mehrere Versuche durchgeführt. Hier soll auf die Versuche von SMITH B. STAFFORD hingewiesen werden [10].

a) *Eingeschoßiger Rahmen*: der ausgefachte Rahmen kann durch eine gleichwertige Stabkonstruktion ersetzt werden (Bild 14).

Die Querverschiebung d.h. die Horizontalsteifigkeit des Systems ist in

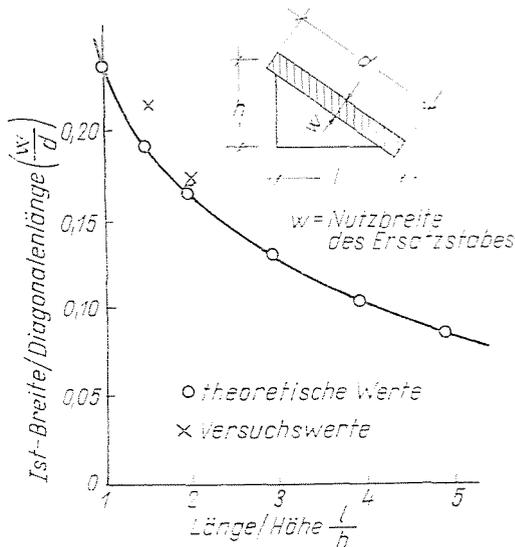


Bild 16. Experimentelle und errechnete $\frac{w}{d}$ -Werte für verschiedene Werte des Verhältnisses $\frac{e}{n}$

Bild 15 gezeigt. Der dick ausgezogene Kurvenabschnitt stellt die allein durchgeführte Formänderung des Rahmens dar, danach arbeiten die beiden Baukonstruktionen zusammen. In Bild 16 ist der Bereich bezeichnet, wo Wand und Rahmen sich gegeneinander stemmen, wobei eine Diagonale der Abmessung W entsteht, die dem Diagonalglied des gleichwertigen Systems entspricht. Demgemäß arbeitet ein mehrstöckiger Rahmen bei Erdbebenstößen wie ein Fachwerkträger, wobei die Rahmenstiele die Gurtstäbe, die Decken die Horizontalstäbe darstellen und die Diagonalschrägen sich im Füllmauerwerk ausbilden.

Aus Bild 16 sind die zu verschiedenen Werten des Verhältnisses $\frac{l}{h}$ gehörigen Versuchs- und Rechenwerte von $\frac{w}{d}$ zu ersehen.

b) *Stockwerkrahmen*: in Bild 17 ist das Last-Verschiebungs-Diagramm eines zweigeschoßigen Rahmens mit Ausfachung dargestellt.

Durch Versuche wurde auch nachgewiesen, daß keine wesentliche Abweichung zwischen der mit Ausfachung berechneten Steifigkeit von aus-

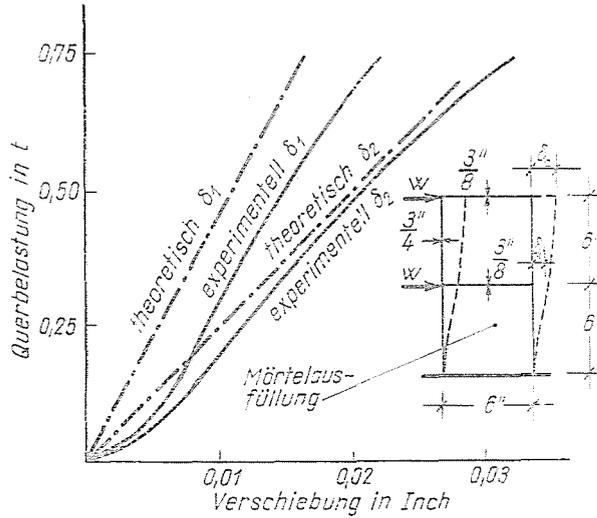


Bild 17. Last-Verschiebungsdiagramm eines zweistöckigen ausgefachten Rahmens

gefachten Rahmen mit unverschieblichen bzw. mit verschieblichen Knotenpunkten besteht. In Tafel III sind die Steifigkeitswerte für Rahmen mit verschiedenen $\frac{l}{n}$ - Verhältnisse zusammengefaßt.

Tafel III.

Abmessungen des ausgefachten Rahmens	Seitliche Steifigkeit (T) in.		
	unstief	stief	Versuch
6×6 in.; $\frac{3''}{8}$; $\frac{3''}{4}$	99	102	94
6×9 in.; $\frac{3''}{8}$; $\frac{3''}{4}$	126	128	115
6×12 in.; $\frac{3''}{8}$; $\frac{3''}{4}$	129	121	113

Die Steifigkeit von elastischen Skelettkonstruktionen läßt sich auch durch den Einbau von Stahlbetonwänden steigern. Dazu sind Stahlbetonwände von Treppen und Aufzugschächten geeignet, und nötigenfalls können noch weitere derartige Wände eingebaut werden.

Ihr Vorteil besteht in der höheren Dämpfung und der Aufnahme von beträchtlichen Schubkräften.

In Japan wurden gute Erfahrungen mit dem Verhalten derartiger Gebäude gemacht. Solche Gebäude machen einen leichten Eindruck, an den Außenfas-



Foto 9.

saden können große verglaste Flächen angeordnet werden, und auch Vorhangwände lassen sich anwenden.

Auch für Hochhäuser wurden mit diesem System gute Erfahrungen gemacht. Hierzu ist der 43geschoßige *Tower Latino* in Mexico City zu erwähnen, der vom Erdbeben am 28. Juli 1958 fast garnicht gelitten hat. Es läßt sich mit den Elastizitätseigenschaften erklären, daß obzwar die Beschleunigung des Bodens $0,05 g$ betrug, die anfallende maximale Schubkraft doch nur einer Beschleunigung von $0,033 g$ entsprach.

Sehr wichtige Merkmale dieses Systems sind also eine verhältnismäßig große Elastizität, und über einer gewissen Grenze eine günstige Energieabsorption.

Die Auswertung dieser Eigenschaften führte zu einer doppelten Entwurfskonzeption:

Es erscheint zweckmäßig, halbelastische Systeme zu entwickeln, die sich bei Erdbebenstößen mit einer geringeren Energie als *elastische Systeme* verhalten, während im Falle von katastrophalen Beben der Zusammensturz durch die

Zusammenwirkung der *abgesicherten Wände* und des elastischen, doch festen Systems verhindert wird.

In der Vorschrift 1964 wird in Japan der Bau von Hochhäusern nur in diesem System gestattet, diese können jedoch auch 20 bis 30geschoßig sein.

Nach Professor KIYOSHI MUTO können im Falle einer geeigneten Gründung sogar 40geschoßige Gebäude in diesem System ausgeführt werden, für diese stellt jedoch der Taifun eine größere Gefahr als das Erdbeben dar. Bei Ge-



Foto 10.

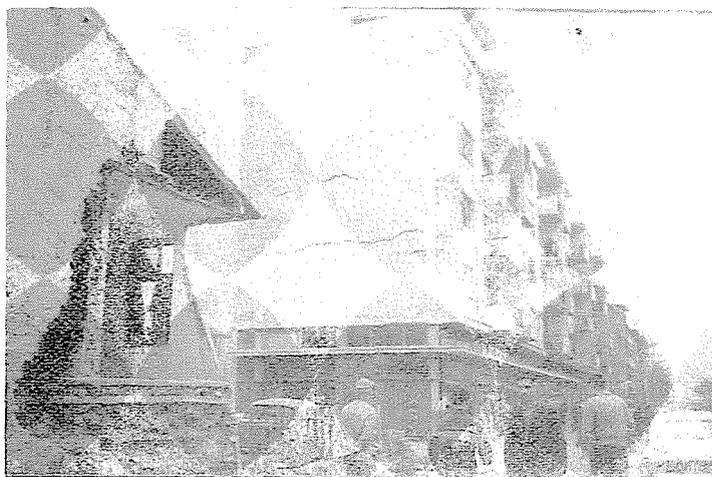


Foto 11.

Fotos 9, 10, 11. Beschädigungen an Stahlbeton-Skelettbauten

bäuden von so großer Höhe können naturgemäß auch die harmonischen Oberschwingungen maßgebend sein.

In Skopje wurden günstige Erfahrungen gemacht. In den zusammenfassenden Berichten wird hervorgehoben, daß dies der einzige Gebäudetyp war, bei dem kein Einsturz erfolgte.

Dabei waren die Stahlbetonskelettkonstruktionen in Skopje lediglich auf Windlast bemessen. Nach den Erfahrungen in Skopje war bei der Entstehung der Massenkkräfte das Verhältnis der Eigenschwingungszeiten der Skelettsysteme zu den kurzen Impulsdauern der Erdbebenstöße sehr günstig.



Foto 12.

Als für Skopje typisch können folgende Schädigungen bezeichnet werden: Die „Installationskerne“ mit Treppen, Aufzugschächten wurden schwer beschädigt. Mehrfach brachen Rahmenstiele, wurde die Ausfachung schadhafte (Fotos 9 bis 11).

Die Fotos 12 bis 14 zeigen die nachträgliche Festigung eines 14geschoßigen Gebäudes. In den Fotos 12 und 13 ist die Verfestigung des Stahlbetongerippes dargestellt, auf der Aufnahme 14 ist die Bewehrung eines nachträglich eingebauten Querschotts zu sehen.

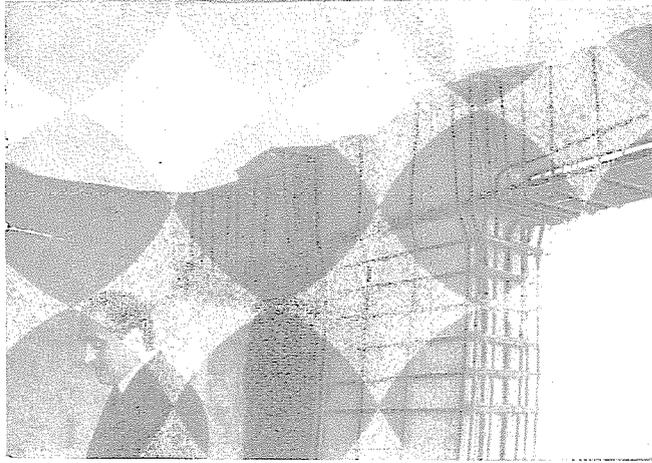


Foto 13.



Foto 14.

Fotos 12, 13, 14. Nachträgliche Festigung eines 14-geschoßigen Gebäudes

7. Fragen der Grundrißanordnung des Konstruktionssystems

Gemäß Bild 18 wird aus den nachstehenden Überlegungen ausgegangen:

- a) die Richtung der voraussichtlichen Erdbebenstöße in der Grundrißebene kann beliebig sein. Die Richtungsänderung wird mit dem Winkel φ gemessen.
- b) Die Resultierende S_{ik} der in der vorliegenden Grundrißebene wirkenden

Trägheitskräfte wirkt im Mittelpunkt der Masse, der annähernd im Schwerpunkt des Grundrisses angesetzt wird (S_m).

- c) Die Zugfestigkeit der Wände ist vernachlässigbar klein. Auch die auf die Wandebene senkrechte Steifigkeit kann vernachlässigt werden.

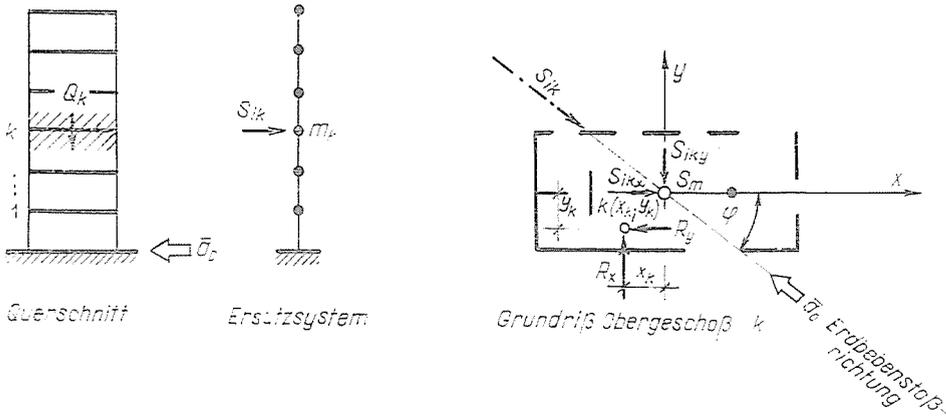


Bild 18. Lage des Mittelpunktes der Masse und des Steifigkeitsmittelpunktes

- d) Für den Widerstand des Konstruktionssystems ist dessen Steifigkeit maßgebend.
 e) Die Summe aus den Steifigkeitswerten, die sich für die xy - Achse aufschreiben lassen, wird durch R_x ; R_y bezeichnet:

$$R_x = \sum_{i=1}^n R_{ix}; \quad R_y = \sum_{i=1}^n R_{iy} \quad (15)$$

- f) Die resultierende Steifigkeit wirkt in einem Punkt $K(x_k; y_k)$, der sich bestimmen läßt:

$$x_k = \frac{\sum_{i=1}^n K_{xi} \cdot x_i}{\sum k_{xi}}; \quad y_k = \frac{\sum_{i=1}^n k_{yi} \cdot y_i}{\sum k_{yi}} \quad (16)$$

Zur Berechnung der seismischen Kraft S_{ik} liegen angenommene Methoden vor, die hier weiter nicht erörtert werden.

Für das Gleichgewicht der Kräfte in der Grundrißebene gelten:

$$\sum x = 0: \quad S_{ikx} = R_y \quad (17)$$

$$\sum y = 0: \quad S_{iky} = R_x \quad (18)$$

$$\sum M = 0: \quad S_{ikx} \cdot y_k + S_{iky} \cdot x_k = M \quad (19)$$

Im Falle also, wenn $x_k; y_k$ nicht gleich Null ist, d.h. der Steifigkeitsmittelpunkt $K(x_k; y_k)$ mit dem Mittelpunkt der Masse S_m nicht zusammenfällt, wird die Bedingung $M = 0$ lediglich dann erfüllt, wenn gemäß Bild 19 dem Torsionsmoment M_T ein inneres Moment Gleichgewicht hält, das durch die resultierende Steifigkeit der Konstruktionsteile erzeugt werden muß. Es ist zu

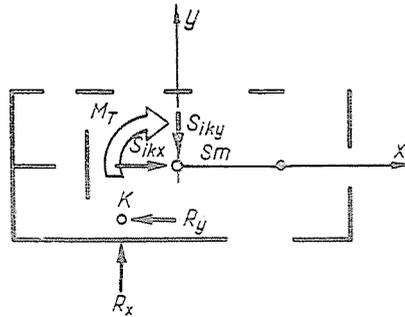


Bild 19. Für das Gleichgewicht ist auch ein Torsionsmoment erforderlich

bemerken, daß die Lage der Dinge nicht so einfach ist, wenn es sich um zusammengesetzte Wände mit zusammengesetztem, also nicht mit Rechteckquerschnitt handelt, die Zugfestigkeit aufweisen. Die Steifigkeitshauptrichtungen und Torsionsmittelpunkte der einzelnen Wandelemente müssen bestimmt werden, sodann ist die Berechnung auch auf das Gesamtsystem auszudehnen.

Um auf das Wesen des Problems zurückzukommen, werden durch ein derartiges System nicht nur Biegeschwingungen, sondern auch Torsionsschwingungen ausgeführt, — was zur Folge hat, daß sich in den entsprechenden Zeitpunkten die Beanspruchungen zufolge der beiden Schwingungen in den Konstruktionselementen überlagern.

Dieser Fall liegt lediglich bei einer geringen Zahl von Gebäuden mit zentral-symmetrischer Massen- und Steifigkeitsanordnung nicht vor.

Es gibt hingegen kaum Gebäude, bei denen dieses Problem nicht in Betracht zu ziehen ist.

Die kennzeichnendsten Fälle liegen bei Gebäuden mit zusammengesetztem Grundriß und bei den gemischten Konstruktionssystemen vor; ferner bei Gebäuden, deren Steifigkeit durch einen sog. Installationskern gesteigert wird, dieser jedoch so angeordnet ist, daß Punkt $K(x_k; y_k)$, die Stelle der Steifigkeitsergebenden, mit dem Mittelpunkt der Masse S_M nicht zusammenfällt. Beim Entwurf sollte daher auch darauf geachtet werden, daß der Mittelpunkt der Masse S_m und der Steifigkeitsmittelpunkt $K(x_k; y_k)$ womöglich nahe aneinander zu liegen kommen. Dadurch lassen sich die Torsionsmomente auf den möglichen Mindestwert herabsetzen.

7.1 Steifigkeit und Verformungen verschiedener Richtung

Diese Frage erhebt sich in erster Reihe bei Systemen aus Baustoffen ohne Zugfestigkeit oder mit geringer Zugfestigkeit, vor allem bei gemauerten Konstruktionen (Ziegelmauerwerk, Wandblöcke usw.), doch stellt sie auch für Großtafel- oder Skelettbauten ein Problem dar, das nicht außer Acht gelassen werden darf.

In Bild 20 wird ein sehr einfacher Fall gezeigt.

Wieder wird eine allgemeine Stoßrichtung vorausgesetzt, die mit der x -Achse den Winkel φ einschließt. Ist $\varphi = 0$ oder 90° , so wirkt auf das Gebäude ein Stoß der Richtung x oder y .

Es ist bekannt, daß bei Großtafelbauten die Steifigkeit senkrecht auf die Tafelebene im Vergleich zu der in der Tafelebene errechneten Steifigkeit einen vernachlässigbar kleinen Wert darstellt. Daher sind bei einem Stoß der Richtung x nur die Wände der Richtung x , bei einem Stoß der Richtung y nur die der Richtung y fähig, einen beachtenswerten Widerstand zu leisten.

Die auf die Stoßrichtung senkrechten Wände unterliegen starken Verformungen.

Handelt es sich um tragende Wände, so werden die durch Biegung verursachten Verformungen durch die lotrechte Belastung noch vergrößert, und es ist mit der Zerstörung der Wand zu rechnen.

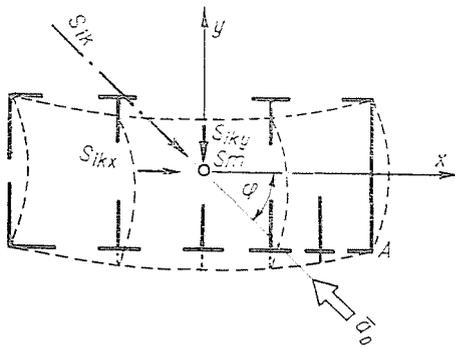


Bild 20. Wandverformungen

Aus diesem Grunde sind Systeme, die nur in einer Richtung mit tragenden Wänden ausgerüstet sind, Gebäude in Schottenbauweise, mit wandartigen Pfeilern usw., die heute gewissermaßen in Mode sind, besonders gefährlich; für diese stellen vor allem Stöße in Längsachsenrichtung eine Gefahr dar. Mehrere in dieser Bauart ausgeführte Gebäude sind in Skopje zusammengestürzt.

Stöße in y -Richtung sind hingegen für Längswandsysteme gefährlich. Es ist heute auch Mode, bei derartigen Lösungen die Mittelwand durch Stützen zu



Fotos 15, 16. Zerstörung von Gebäuden
mit zusammengesetztem Grundriß in Skopje

ersetzen, um Raum für Einbauschränke zu gewinnen, wobei in Querrichtung lediglich durch dünne Trennwände eine geringe Steifigkeit gewährleistet ist.

Bei allgemeiner Stoßrichtung wirken die Komponenten S_{ikx} und S_{iky} der Trägheitskraft S_{ik} in der Ebene des einen Wandsystems bzw. senkrecht auf das andere Wandsystem.

In diesem Falle unterliegen die Wände beider Richtungen einer Verformung sowohl in ihrer Ebene als auch senkrecht auf diese.

Es ist unschwer einzusehen, daß Wände, die in den Deckenebenen nach innen verformt werden, in günstigerer Lage sind als nach außen verformte Wände.

Decken können nämlich als in ihrer Ebene vollkommen steif angesehen, ihre Verformung kann vernachlässigt werden; abgesehen von Balkendecken ohne Stahlbeton-Kranzbalken, durch die in diesem Falle besonders nach außen verformte Wände sozusagen überhaupt nicht gestützt werden. Die Knickwellenlänge der Wand ist in diesem Falle gleich ihrer Gesamthöhe.

Die wichtige Rolle der monolithischen oder mit Stahlbeton-Kranzbalken ausgerüsteten Decken, durch die die Knicklänge der Wände auf Geschoßhöhe herabgesetzt wird, bedarf keiner weiteren Betonung.

Eine besondere Gefahr besteht in Punkten — wie Punkt *A* in Bild 20 — wo sich die Wände beider Richtungen nach außen deformieren.

Die Fotoaufnahmen 15 und 16 zeigen Zerstörungen ähnlicher Art.

8. Gegenseitige Wirkung von steifen und elastischen Gebäuden

Es ist bekannt, daß auch bei statischen Belastungen die Wärmedehnungen der Gebäude oder Bauteile für die Konstruktion eine wichtige Rolle spielen.

Wie auch durch Wärmewirkungen von ausgesprochen statischem Charakter in einzelnen Konstruktionsteilen Überbeanspruchungen entstehen können, so besteht diese Gefahr in erhöhtem Maße auch bei Erdbebenstößen.

Nach Bild 21 stehen ein Gebäude in steifem und eines in elastischem Konstruktionssystem nebeneinander, mit einem Dehnungsabstand Δ .

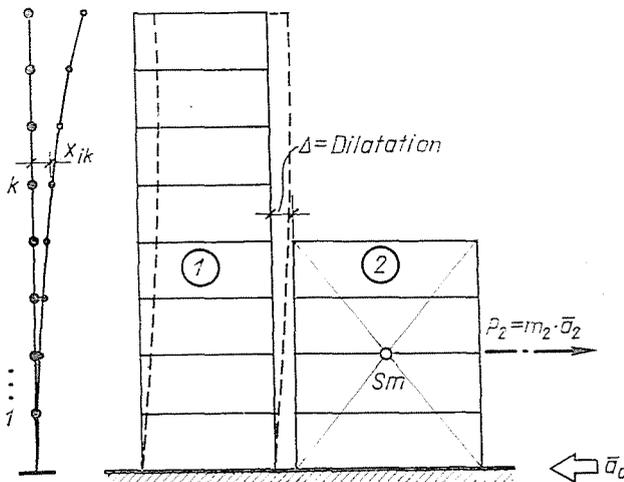


Bild 21. Problem der Raumdehnung von steifen und elastischen Gebäuden

Es seien von *rechts nach links* wirkende Erdbebenstöße vorausgesetzt. Die Beschleunigung des Erdbebenstoßes sei \bar{a}_0 .

Die vorausgesetzte Beschleunigung \bar{a}_0 bezieht sich auf die Bewegung der Erdoberfläche. Wegen der Dämpfung des Untergrundes bewegen sich die Gebäude in der Gründungsebene mit einer um etwas geringeren Anfangsbeschleunigung.

Bei Gebäuden in steifem Konstruktionssystem ändert sich die Beschleunigung kaum in Abhängigkeit von der Gebäudehöhe, weil die Formänderungen



Foto 17. Problem der Raundehnung von steifen und elastischen Systemen

unbedeutend sind. So kann man sich im Mittelpunkt der Masse eine Trägheitskraft der Größe $P_2 = m_2 \cdot \bar{a}$ denken.

Handelt es sich um ein alleinstehendes Gebäude oder ein Gebäude in gewisser Entfernung vom elastischen Gebäude 1, so entstehen lediglich Massenkräfte zufolge der eigenen Masse des Gebäudes, für deren Aufnahme die Konstruktion geeignet oder nicht geeignet ist.

Was nun das Gebäude 1 anbetrifft, da es sich um ein elastisches System handelt, verändert sich die Beschleunigung zufolge der Formänderungen in Abhängigkeit von der Gebäudehöhe im Vergleich, einerseits, zur eigenen Anfangsbeschleunigung, andererseits, zur Beschleunigung des Gebäudes 1 in derselben Höhe.

Unter Berücksichtigung der Verformungen sind zwei Fälle möglich:

- a) $\Delta > x_{ik}$; die beiden Gebäude kommen also miteinander nicht in Berührung und sind voneinander vollkommen unabhängig.
- b) $\Delta < x_{ik}$; in diesem Falle können wiederum zwei Varianten vorliegen:
 - b)1 wenn Δ sehr klein ist – und das ist der günstigere Fall – erfährt das elastische System mit geringerer Beschleunigung eine „Verzögerung“, die es dem steifen System nähert. Die Beschleunigung des steifen Systems ändert sich in einem bedeutend geringeren Maße, so trachtet dieses System den mit ihm in Verbindung gekommenen Teil der Masse

des elastischen Gebäudes mit abnehmender Beschleunigung mit seiner eigenen Beschleunigung mitzunehmen. So ist statt der ursprünglichen Massenkräfte $P_2 = m_2 \cdot \bar{a}_2$ noch mit einer Zunahme ΔP zu rechnen.

b)2 Noch ungünstiger wie vorhin ist die Lage für das steife Gebäude, wenn Δ so groß ist, daß die beiden Gebäude sich nicht glatt berühren, sondern stoßartig aufeinander auftreffen. In diesem Falle wird die ursprüngliche Kraft P_2 durch aus weiteren zwei Wirkungen herrührende Kräfte vergrößert: durch die Kraft ΔP_1 aus dem elastischen Zusammenstoß und durch ΔP_2 aus der Beschleunigung der Masse des im Vergleich zum steifen Gebäude verzögerten elastischen Gebäudes (Foto 17).

Zusammenfassung

Die Bemessung von Gebäuden auf Erdbebenwirkungen ist keine einfache Aufgabe. Es sind mehrere Parameter zu erfassen, die entweder nicht genügend bekannt sind, oder deren genaue Berücksichtigung einen umständlichen und großen Rechenaufwand erfordert, der für die Praxis nicht zugänglich ist.

Des ungeachtet können auch auf Grund der heutigen Kenntnisse und Rechentechnik Gebäude auf Erdbebenwirkungen befriedigend bemessen werden.

Dafür liegen mehrere praktische Beispiele vor. Diese beweisen auch, daß die Lösung vor allem nicht die Frage einer genauen Berechnung sondern vielmehr Sache der richtigen Wahl des Konstruktionsmodells ist.

Eine unsachgemäß gewählte Konstruktion wird umsonst mit einer Genauigkeit von mehreren Dezimalstellen bemessen, es ergibt sich daraus noch bei weitem kein gutes, wirtschaftlich zu erstellendes Gebäude.

Aus einer hinsichtlich Grundrißanordnung, Konstruktionssystem und dynamischer Kennwerte unrichtig gewählten Baukonstruktion läßt sich lediglich durch Querschnittsbemessung, genaue Berechnung noch keine gute Konstruktion machen.

Eine richtige Lösung der Aufgabe kann nur von einer konstruktionsgerichteten Entwurfstätigkeit erwartet werden, die einen Teil der Gesamtentwurfsarbeit des Gebäudes bildet, von der Grundrißgestaltung an bis zu sämtlichen Tragkonstruktionen.

Nur eine derartige Tätigkeit ist geeignet, den richtigen technischen Kompromiß zustande zu bringen, der die funktionsmäßigen und aus der Formgestaltung des Gebäudes erwachsenden Ansprüche mit den Konstruktionsparametern zu vereinen fähig ist, die auf die Kennwerte eines voraussichtlichen Erdbebens abgestimmt sind.

Schrifttum

- [1] SIMON, B.: Die Erdbeben. Magyar Természettudományi Társulat. 1943.
- [2] GRAMMEL, R.: *Handbuch der Physik*, Band VI. Springer. 1928.
- [3] SIEBERG, A.: *Veröffentlichungen der Reichsanstalt für Erdbebenforschungen in Jena*. Heft 29. 1937.
- [4] SIEBERG, A.: *Veröffentlichungen der Reichsanstalt für Erdbebenforschungen in Jena*. Heft 39. 1941.

- [5] MOSONYI-PAPP: Ingenieurgeologie. Műszaki Könyvkiadó. Budapest. 1959.
- [6] GOSCHY, B.-VÉRTES, GY.: Untersuchung von Gebäuden auf dynamische Wirkungen. Mérnöki Továbbképzőintézet. H. 4287, 1964.
- [7] VÉRTES, GY.: Schwingungslehre. Mérnöki Továbbképzőintézet. M. 91. 1965.
- [8] VÉRTES, GY.: Bestimmung der horizontalen Eigenschwingungszahlen von Hochhäusern. Dissertation zur Erlangung des akademischen Grades eines Kandidaten der technischen Wissenschaften. Budapest. 1968.
- [9] NORRIS, C. H.: Structural Design for Dynamic Loads. McGraw-Hill Comp. New York. 1959.
- [10] STAFFORD, B., *Proceedings of ASCE*. ST6. 1962. Dec. 183-199. p.
- [11] University of Skopje: Summary of the Seismo-Geologic Investigation in the Skopje Valley.
- [12] University of Skopje: On the Documentation about the Influence of the 1963 Earthquake on the Buildings in Skopje.
- [13] EWANS, F. W., *Civil Engineering*. 1964, 60-61-62. p.
- [14] FALCONER, B. H.: Niigata Earthquake, Japan. I. 02. P. M. 16. June. 1964.
- [15] WRIGHT, F. L.: Writings and Buildings. 1960.
- [16] ČAČOVIČ, F.: Ljubljana, Zavod za raziskavo materiala in konstrukcij: Analiza opeknega slopa.