

VORGEFERTIGTE, EINGESCHOSSIGE STAHLBETON- HALLENSYSTEME FÜR SEISMISCHE GEBIETE

B. CsÁK

Lehrstuhl für Festigkeitslehre und Tragwerke, TU Budapest

Eingegangen am 15. Mai 1975

Vorgelegt von Prof. Dr. Gy. DEÁK

I. Vorereignisse

In Ungarn sind die in den Betrieben der Beton- und Stahlbetonwerke (BVM) vorgefertigten Hallensysteme aus Stahlbeton ziemlich verbreitet und haben sich gut bewährt.

Das Werk erhielt von den zuständigen jugoslawischen Organen den Auftrag, solche Systeme zu exportieren.

Von dem jugoslawischen Auftraggeber wurde unter anderen die Anforderung gestellt, daß das Bauwerk gegenüber Erdbeben der Stärke VIII nach der MSC-Skale standfest sein muß.

Da den einheimischen Ansprüchen und Vorschriften gemäß die Hallensysteme in Ungarn nur auf horizontale statische Windlast, auf Horizontalkräfte aus Dilatationsbewegungen und bei Hallen mit Krananlagen auf die horizontale Komponente der Kranlast bemessen werden, mußte geprüft werden, ob die in dieser Weise dimensionierten Konstruktionen die Ansprüche des jugoslawischen Auftraggebers befriedigen.

Der Lehrstuhl für Festigkeitslehre und Tragwerke der TU Budapest wurde von den Beton- und Stahlbetonwerken (BVM) mit der Durchführung dieser Prüfung beauftragt.

Es sollten folgende Fragen beantwortet werden:

- Genügt die Festigkeit der tragenden Bauteile und der Verbindungen, um die seismischen Kräfte bzw. Beanspruchungen aus einem Erdbeben der Stärke VIII aufzunehmen?
- Ist das nicht der Fall, welche Verstärkung bzw. Umgestaltung der Hallensysteme ist erforderlich, damit sie die diesbezüglichen Forderungen der jugoslawischen Vorschriften erfüllen?

Von dem Auftraggeber (BVM) wurden noch vor Beginn der Untersuchungen folgende Bedingungen gestellt:

- Für die Verwendbarkeit der bei der industriellen Fertigung benutzten vorhandenen Stahlformen dürfen die Betonquerschnittsmaße nicht geändert werden.

- Für die Änderung bzw. Verstärkung der Knoten dürfen keine neuen, bisher nicht hergestellten Elemente erforderlich sein. Auch die Fertigungstechnologie darf nicht geändert werden.
- Die Kosten für etwaige Verstärkungen oder Änderungen dürfen eine gewisse Grenze nicht übersteigen.

Die Lösung dieser Aufgabe soll im weiteren kurz erörtert werden.

2. Kurze Beschreibung des untersuchten Konstruktionssystems

Kurze Beschreibung des Konstruktionssystems in Abb. 1:

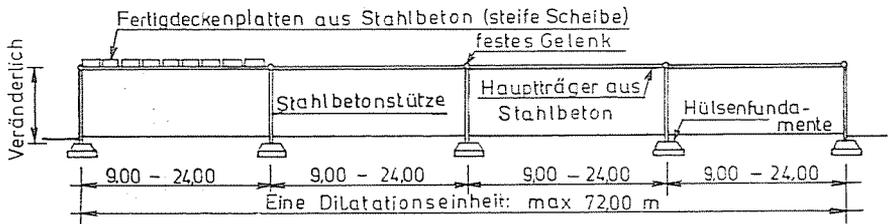


Abb. 1 (Schematischer Schnitt)

- Grundbau: vorgefertigte oder monolithische (Ortbeton) Hülsenfundamente aus Stahlbeton.
- Stützen: industriell vorgefertigte Stahlbetonstützen mit \square , I, T, \square Querschnitt. Durch die nachträgliche Ausbetonierung der Hülsenfundamente werden die Stützen mit der Gründung vollkommen steif verbunden.
- Hauptträger: Fertigträger in Längs- oder Querrichtung, auf zwei Stützen, die an die oberen Stützenenden mit festen Gelenken angeschlossen sind.
- Dach-Großplatten: Ebenfalls auf zwei Seiten aufliegende Fertigplatten aus Spann- oder Normalstahlbeton. Sie werden mit den Balken und miteinander derart verbunden, daß nach nachträglichem Ausbetonieren die Dachdecke eine in ihrer Ebene steife Scheibe darstellt.
- Wand-Großtafeln: vorgefertigte Großplatten aus Stahlbeton mit oder ohne Wärmedämmung, die an den Hauptstützen oder zwischen diese eingebauten Nebenstützen mit Hilfe von Schweiß- oder Schraubenverbindungen befestigt werden.

3. Bestimmung der seismischen Kräfte und Beanspruchungen

Die seismischen Kräfte wurden nach [1, 2] auf die in der jugoslawischen Ingenieurpraxis vorgeschriebene Weise unter Anwendung des statischen bzw. dynamischen Modells in Abb. 2 bestimmt.

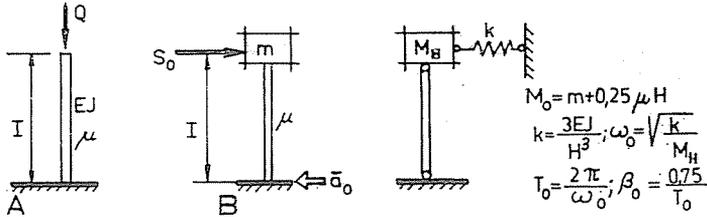


Abb. 2. A — statisches Modell; B — dynamisches Modell (Ersatzsystem)

3.1 Ausgangsbedingungen und -angaben

- Da es sich um einen Eingeschoßbau handelt und die steife Scheibenartigkeit der Dachdecke als gewährleistet gelten darf, läßt sich annehmen, daß sich innerhalb einer einzigen Dilatationseinheit die oberen Enden sämtlicher Stützen in horizontaler Richtung in gleichem Maße verschieben.
- Die Stützen dürfen also dynamisch als parallel geschaltetes Federsystem behandelt werden. Somit darf eine einzige Stütze als Einmassensystem mit einem Freiheitsgrad untersucht werden; das ist auch nach den jugoslawischen Vorschriften gestattet.
- Da es sich um verhältnismäßig geringe Bewegungen handelt, können bei der Berechnung der dynamischen Kennwerte die Wirkungen der Vertikallast auf die Stützen und der Vertikalkomponenten der Bewegung vernachlässigt werden.
- Auch die vertikalen Komponenten der seismischen Stoßwellen können im Vergleich zu den horizontalen vernachlässigt werden. Bei der Berechnung der Eigenschwingung wird ein elastischer Zustand, bei der Bemessung der Tragwerkelemente der Spannungszustand III — nach dem Traglastverfahren — angenommen.

Kurzbezeichnungen

- EJ = die Biegesteifheit der Stütze in $\text{kp/cm}^2 \cdot \text{cm}^4$;
 Q = die Vertikallast je Stütze in kp ;
 $m = \frac{Q}{g}$ = die aus der Vertikallast berechnete Masse in $\text{kp} \cdot \text{cm}^{-1} \text{sec}^{-2}$;
 μ = die spezifische Massenverteilung der Stütze in $\text{kp} \cdot \text{cm}^{-1} \text{sec}^2$;
 M_H = $m + 0,25 \mu \cdot H$, der Wert der auf dem oberen Stützenende konzentrierten gleichwertigen Masse in $\text{kp} \cdot \text{cm}^{-1} \text{sec}^2$;
 $k = \frac{3EJ}{H^3}$, die Federsteife der Stütze in kp/cm ;
 $\omega_0 = \sqrt{\frac{k}{M_H}}$, die Kreisfrequenz der Grundschwingung des Schwingungssystems in rad/sec ;

$T_0 = \frac{2\pi}{\omega_0}$, die Periodendauer der Eigenschwingung in sec.

Nach [1, 2, 4] ergibt sich bei einem gleichwertigen Einmassensystem mit einem Freiheitsgrad die seismische Kraft zu

$$S_0 = K \cdot Q \cdot \beta_0 \cdot \eta_0 \cdot \psi. \quad (1)$$

Hierin bedeuten:

K = von dem Stärkegrad des Erdbebens und den Baugrundverhältnissen abhängige seismische Konstante (im vorliegenden Falle $K = 0,06$);

Q = Vertikallast je Stütze;

$\beta_0 = \frac{0,75}{T_0}$, dynamischer Faktor; $0,5 < \beta_0 < 1,5$;

η_0 = von der Schwingungsform abhängiger Formfaktor;

ψ = Dämpfungsfaktor.

Nach den einschlägigen Vorschriften ist für Eingeschoßbauten $\eta_0 \cdot \psi \approx 1$, daher wird im weiteren der Ausdruck

$$S_0 = K \cdot Q \cdot \beta_0 \quad (2)$$

benutzt.

3.2 Das Ergebnis des Nachweises

Die seismischen Kräfte in Abb. 3 und die dazugehörigen Beanspruchungen wurden nach (2) berechnet. An den unteren Stützenenden wurde eine vollkommen steife Einspannung angenommen.

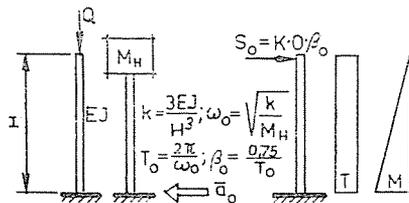


Abb. 3.

Für die Horizontalkräfte und Beanspruchungen wurden wesentlich höhere Werte erhalten als die nach den ungarischen Vorschriften berechneten. Die nach den ungarischen Vorschriften bemessene und hergestellte Baukonstruktion war also für die seismische Wirkung nicht geeignet. Das galt vor allem für die Stützen, wo die unter Berücksichtigung der gegebenen geometrischen und Festigkeitskennwerte berechnete Grenzlast die seismische Beanspruchung wesentlich unterschreitete.

Es wurden auch durch die Knotenpunktverbindungen und durch die Gewährleistung der Scheibenartigkeit der Decke Schwierigkeiten verursacht.

Auch die nach den ungarischen Vorschriften auf rein statische Wirkungen ausgelegten Knotenpunktverbindungen ohne plastische Reserve mußten verändert werden.

Das Fehlen der plastischen Reserve machte sich übrigens auch in Ungarn bereits störend geltend. Die Schweißnaht kann den Verdrehungen der Balkenen infolge ungleicher Setzung der Stützen nicht folgen und die spröde Verbindung wird zerstört.

Auch die Scheibenartigkeit der Decke mußte wegen der stoßartigen seismischen Wirkung befriedigender sichergestellt werden.

Es mußten weiterhin die Befestigungsverbindungen der raumabschließenden Wandplatten modifiziert werden, da auch diese Schweißverbindungen sind, die den auf seismische Wirkung auftretenden Bewegungen, Formänderungen nicht folgen können.

4. Beschreibung der notwendigen Veränderungen

Eine strenge Bedingung des Auftraggebers verfügte, daß die Betonmaße der Stützen bzw. anderer Bauteile nicht geändert werden dürften. Die Tragfähigkeit hätte auch durch einen größeren Bewehrungsanteil erhöht werden können, das war jedoch zu kostenaufwendig. Statt einer Verstärkung — ähnlich wie beim Entwerfen von Maschinenfundamenten — schien das »Verstimmen« des Konstruktionssystems, d. h. die Änderung seiner dynamischen Kennwerte zweckmäßig zu sein.

Nach Gl. (2) ist die seismische Kraft $S_0 = K \cdot Q \cdot \beta_0$; dabei sind K und Q gegebene, unveränderliche Werte. Der dynamische Faktor β_0 ist hingegen von der Periodendauer der Eigenschwingung des Systems abhängig. Nach der jugoslawischen Vorschrift ist $\beta_0 = 0,75/T_0$.

Da die seismische Kraft S_0 als für die Stützen mit gegebenem Querschnitt und gegebener Bewehrung bestimmbarer horizontale Grenzkraft angenommen wird, darf sie als ein aus den geometrischen und Festigkeitsdaten der einzelnen Stützen sowie aus der senkrechten Last Q berechenbarer Wert gelten.

Die seismische Kraft S_0 wurde also als so errechnete horizontale Grenzkraft angesetzt, d. h. $S_0 = S_H$. Daraus erhält man

$$\beta_0 = \frac{S_0}{K \cdot Q} \quad (3)$$

ferner

$$T_0 = \frac{0,75}{\beta_0} \quad (4)$$

und in Kenntnis von T_0 aus dem Ausdruck $T_0 = \frac{2\pi}{\omega_0}$ die Kreisfrequenz $\omega_0 = \frac{2\pi}{T_0}$.

Ist jedoch die Kreisfrequenz bekannt, läßt sich die Federsteife ermitteln:

$$\omega_0 = \frac{k}{M_H}; \quad k = M_H \omega_0^2,$$

Die in dieser Weise berechnete Steife ist selbstverständlich nicht gleich dem aus den geometrischen und Festigkeitsdaten der Stützen berechneten Wert $k = \frac{3EI}{H^3}$; es ist ein niedrigerer Wert, der der ursprünglichen, steif eingespannten Konstruktion gegenüber ein elastischeres System kennzeichnet.

Um die elastische Einspannung zu berücksichtigen bzw. auszugestalten, kamen folgende Möglichkeiten in Betracht:

- 4.1 Statt der ursprünglich als steif angenommenen Verbindung zwischen Bau- grund und Gründungkörper eine elastische Verbindung unter Berücksichtigung der elastischen Bettungsziffern des Bodens anzunehmen;
- 4.2 die steife Verbindung zwischen Stütze und Gründungkörper durch den Einbau von Gummifedern berechenbarer Steife zur elastischen Verbindung umzugestalten.

4.1 Annahme einer elastischen Verbindung zwischen Boden und Gründungkörper statt der steifen Verbindung

Die seismische Kraft wurde nach Abb. 3 in der Annahme einer vollkommen steifen Einspannung bestimmt.

Wird nach Abb. 4 die steife Einspannung in eine elastische umgewandelt, ändern sich die dynamischen Kennwerte ω_0 und T_0 des untersuchten Systems, und da $\beta_0 = 0,75/T_0$, ändern sich auch der dynamische Faktor bzw. die seismische Kraft.

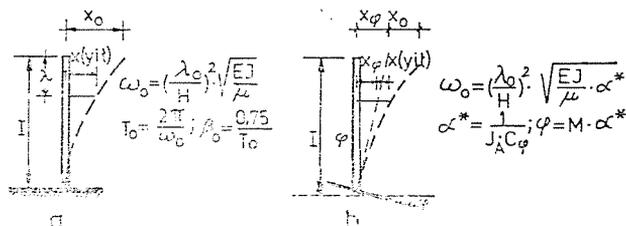


Abb. 4. a — steife Einspannung; b — elastische Einspannung

Für einen steif eingespannten Stab mit konstanter Steifigkeit bzw. Massenverteilung ergibt sich die Kreisfrequenz der Eigenschwingung nach der Energiemethode zu:

$$\omega_i = \left(\frac{\lambda_i}{H} \right)^2 \cdot \sqrt{\frac{EJ}{\mu}} \quad (5)$$

Bei elastischer Einspannung erhält man

$$\omega_i = \left(\frac{\lambda_i}{H} \right)^2 \cdot \sqrt{\frac{EJ}{\mu}} \cdot f(\alpha^*) \quad (6)$$

wo λ_i den Eigenwert der i -ten Schwingung und α^* den Faktor der elastischen Einspannung bedeuten:

$$\alpha^* = \frac{1}{J_A \cdot c_\varphi} \quad (7)$$

J_A ist das Trägheitsmoment des Gründungskörpers in der Biegungsebene und c_φ die dynamische Bettungsziffer (kp/cm³) des Baugrundes.

Nach ähnlichen Überlegungen wird die Kreisfrequenz der Eigenschwingung — ebenfalls mit Hilfe der Energiemethode — für elastische Einspannung durch folgende Formel beschrieben [16]:

$$\omega_0 = \sqrt{\frac{EJ}{M_H \cdot H^3} \cdot \frac{1}{\varrho}} \quad (8)$$

$$\varrho = \frac{1}{3} + \frac{EJ}{c_\varphi J_A H} + \frac{EJ}{c_x F_A H^3} .$$

Hierin bedeuten c_φ und c_x die Bettungsziffern in der Biegungsebene und in Richtung der Verschiebung; J_A und F_A das Trägheitsmoment und die Oberfläche des Gründungskörpers.

Das Verfahren wird am *Zahlenbeispiel 1* mit dem Vorbehalt gezeigt, daß es sich nur in konkreter Kenntnis der dynamischen Bettungsziffern des Bodens anwenden läßt. Im hier gezeigten Zahlenbeispiel wurde eine mittelmäßige Bodengüte ($\sigma_{tH} = 2 - 3$ kp/cm²) angenommen.

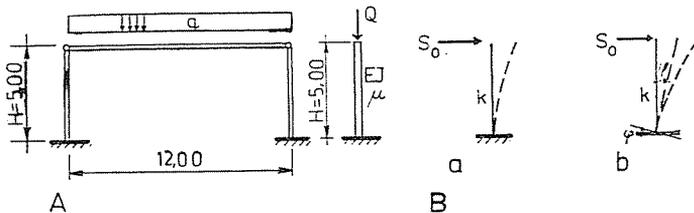


Abb. 5. A — ursprüngliches System; B — Ersatzsystem

Zahlenbeispiel 1

Problem: Bestimmung der auf einer Stütze der von den Beton- und Stahlbetonwerken (BVM) hergestellten Halle vorgegebener Ausführung auftretenden seismischen Kräfte bei steifer und bei elastischer Einspannung (Abb. 5).

Angaben:

$$Q = 35,00 \text{ Mpm}; M = \frac{35,00}{10,00} = 3,50 \text{ Mp sec}^2 \cdot \text{m}^{-1} \text{ (in der gleichwertigen Masse}$$

ist auch die Masse der Stütze inbegriffen)

$$H = 5,00 \text{ m}$$

$$J = 140\,000 \text{ cm}^4 = 0,0014 \text{ m}^4$$

Stütze:

$$F = 1000 \text{ cm}^2$$

$$E = 300\,000 \text{ kp/cm}^2 = 3 \cdot 10^6 \text{ Mp/m}^2; EJ = 4200,00 \text{ Mpm}^2$$

$$F_A = 2,00 \text{ m}^2$$

Fundament, Baugrund

$$J = 0,36 \text{ m}^4$$

$$c_x = 3000,00 \text{ Mp/m}^3; c_\varphi = 6000,00 \text{ Mp/m}^3$$

Die Scherverformung in der Stütze darf vernachlässigt werden; $G \rightarrow \infty$.

Aus dem Ausdruck $\omega_0 = \left[\frac{EJ}{M_H \cdot H^3} \cdot \frac{1}{\varrho} \right]^{1/2}$ erhält man

$$\varrho = \frac{1}{3} + \frac{EJ}{c_\varphi J_A H} + \frac{EJ}{c_x F_A H^3} = \frac{1}{3} + \frac{4200}{6000 \cdot 0,36 \cdot 5,00} +$$

$$+ \frac{4200}{3000 \cdot 2,00 \cdot 125} = 0,728$$

$$\omega^2 = \frac{4200}{3,50 \cdot 125 \cdot 0,728} = 13,20; \omega_0 = \sqrt{13,20} = 3,64 \text{ rad/sec}$$

$$T_0 = \frac{2\pi}{\omega_0} = \frac{6,28}{3,64} = 1,73 \text{ sec}; \beta_0 = \frac{1}{T_0} = \frac{1}{1,73} = 0,588.$$

In der Annahme einer steifen Einspannung:

$$\omega_0 = \sqrt{\frac{k}{M_H}} = 5,37 \text{ rad/sec}; T_0 = \frac{6,28}{5,37} = 1,17 \text{ sec}; \beta_0 = \frac{1}{1,17} = 0,87.$$

Die Verminderung beträgt 32,50% oder unter Berücksichtigung nur der elastischen Einspannung nimmt die auf dem oberen Stützenende wirkende seismische Kraft $S = K \cdot Q \cdot \beta_0$ um 32,00% ab.

4.2 Ausgestaltung einer elastischen Verbindung zwischen Stütze und Gründungskörper

Nach Abb. 6 wird die ursprünglich steife Einspannung mit Hilfe von auf die Stütze montierten Gummifedern berechneter Steife in eine elastische Einspannung umgewandelt.

Da die in dieser Weise ausgestaltete Lösung auch als ein Fall der elastischen Einspannung gelten darf, ist die zu erwartende Wirkung gleich dem vorigen Fall, ja sogar besser, weil sie von den in der Regel unbekanntem Baugrundverhältnissen unabhängig ist, während sich die gewünschte Steife der Gummifedern genau bestimmen läßt.

Entwickelt sich außerdem noch die plastische Formänderung des Bodens, so wird die Sicherheit noch höher sein.

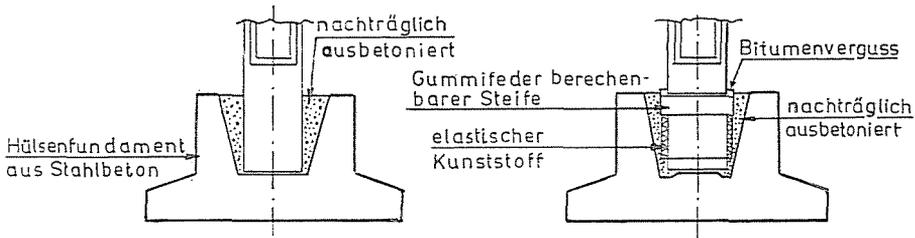


Abb. 6

Die empfohlene Lösung wurde unter Berücksichtigung folgender Ansprüche ausgearbeitet:

- Die seismische Kraft je Stütze soll gleich der horizontalen Grenzlast der Stütze sein.
- Die Verschiebung des oberen Stützenendes bei elastischer Einspannung darf nicht mehr als etwa das Doppelte der aus statischer Windlast und Dilatationswirkung für die steif eingespannte Stütze berechneten Verschiebung betragen.
- Fertigung und Einbau der vorgesehenen Gummifedern sollen womöglich einfach und nicht allzu kostenaufwendig sein. Physikalische und Festigkeitskennwerte der Gummifedern dürfen sich während der voraussichtlichen Lebensdauer des Gebäudes nicht verändern, diese Bauteile sollen keine nachträgliche Instandhaltung und keinen Korrosionsschutz erfordern.

Die verwendeten Gummifedern werden in der Betriebseinheit TAURIL des Landesunternehmens für Gummiindustrie erzeugt. Da es hier an Raum mangelt um die Festigkeits- und dynamischen Kennwerte der Gummifedern zu erörtern, sei nur bemerkt, daß zwischen Stahlplatten einvulkanisierte Gummifedern angewandt wurden, deren Federsteifenwerte in Abhängigkeit von der SH°-Härte des Gummis und von den geometrischen Angaben bestimmt werden können.

Die Berechnungen erfolgten nach Abb. 7 für die Fälle der vollkommen steifen und der biegsamen Stütze.

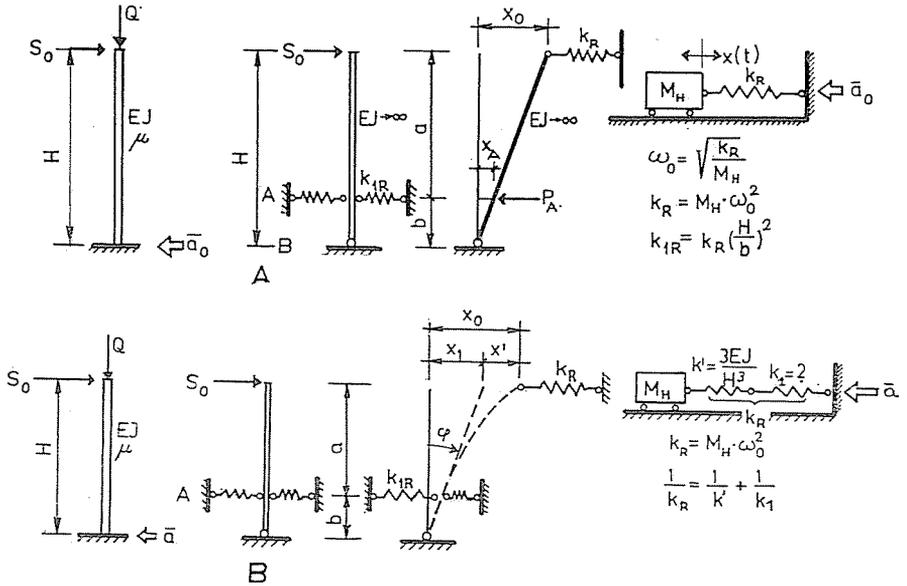


Abb. 7. A — Fall des steifen Stabes; B — Fall des elastischen Stabes

— Der Fall des steifen Stabes

Die eigene elastische Formänderung der Stütze kann vor allem bei gedrun- genen Stützen unter Umständen vernachlässigt werden. Das in dieser Weise gebildete dynamische Modell enthält nur eine Unbekannte, die Federsteife k_{1R} , die wie folgt bestimmt wird.

An dem oberen Ende des steifen Stabes wird die seismische Kraft $S_0 = S_H$ angenommen, die nach dem vorstehenden Übereinkommen die horizontale Grenzkraft für die gegebene Stütze ist. Nach Gl. (3) ist $\beta_0 = \frac{S_0}{K \cdot Q}$, nach der Bestimmung von β_0 erhält man daraus $k_R = M_H \cdot \omega_0^2$. Das ist die Federsteife auf dem oberen Stabende, die nach den Regeln der Schwingungslehre auf die wirkliche Lage der Federn in Punkt A umzurechnen ist [8, 16]:

$$k_{1R} = k_R \left(\frac{H}{b}\right)^2. \quad (9)$$

— Der Fall der biegsamen Stütze

Bei hohen Stützen ist es angemessen, die eigene Federsteife der Stütze $k' = \frac{3EJ}{a^3}$ zu berücksichtigen, u.zw. mit der Näherung, daß eine

bemerkenswerte elastische Formänderung nur über dem Punkt A auftritt. In diesem Falle besteht das dynamische Modell aus zwei in Reihe geschalteten Federn: aus der bekannten Feder k' und aus der unbekanntenen k_1 . Die Resultierende der beiden erhält man aus dem Ausdruck $k_R = M_H \cdot \omega_0^2$, und k_1 aus dem Ausdruck für hintereinandergeschaltete Federn:

$$\frac{1}{k_R} = \frac{1}{k'} + \frac{1}{k_1}.$$

Auch der so erhaltene Wert ist auf die wirkliche Stelle der Federn in der Linie des Punktes A umzurechnen: $k_{1R} = k_R \left(\frac{H}{b} \right)^2$. Die Anwendung wird im *Zahlenbeispiel 2* gezeigt.

Zahlenbeispiel 2

Nach der Abbildung wird eine Zwischenstütze der eingeschossigen, mehrschiffigen Fertighalle untersucht, auf die von der ständigen Last die Vertikallast Q wirkt. In der Gründungsebene wird ein Erdstoß der Stärke MSC VIII angenommen ($a_0 = 0,05$ g; $K_{seism} = 0,06$).

Im ersten Schritt werden die dynamischen Kennwerte des steif eingespannten Systems bzw. die seismische Kraft S_0 bestimmt, dann werden die Steifigkeitsverhältnisse bzw. dynamischen Kennwerte des Systems ermittelt.

Ausgangsdaten:

Beton: B.400. (200; 17); $E_{b0} = 3,66 \cdot 10^5$; $E_{bdin} = 1,33 \cdot E_{b0} = 1,33 \cdot 3,66 \cdot 10^5 = 4,88 \cdot 10^5$;
 $\varphi_l = 1,1$

Stahl: B.60.40 (3400); $E_a = 2,1 \cdot 10^6$; $F_a = 4 \varnothing 20$; $\psi_a \approx 0,96$
 $Q = 35,13$ Mp
 $F_b = 1286,00$ cm²; $F_a = 12,56$ cm²

Es handelt sich um eine kurzzeitige Belastung und es wird der elastische Grenzzustand vorausgesetzt.

$$E_{br} = \frac{E_{bdin}}{1 + \frac{\varphi_l}{4}} = \frac{4,88 \cdot 10^5}{1,270} = 3,84 \cdot 10^5$$

$$E_{an} = \frac{E_{ah}}{\psi} = \frac{2,1 \cdot 10^6}{0,96} = 2,19 \cdot 10^6 \text{ kp/cm}^2$$

$$n_r = \frac{E_{ak}}{E_{br}} = \frac{2,19 \cdot 10^6}{4,88 \cdot 10^5} = 5,72$$

$$n_r \cdot F_a = 5,72 \cdot 12,36 = 72,00 \text{ cm}^2$$

$$F_{ir} = F_b + n_r \cdot F_a = 1286,00 + 72,00 = 1358,00 \text{ cm}^2$$

$$I_{ir} = \frac{1}{12} \cdot 40^4 + \frac{10^4}{4} + 2 \cdot 36 \cdot 16^2 = 253500,00 \text{ cm}^4 = 2,555 \cdot 10^5 \text{ cm}^4.$$

Die gleichwertige Masse:

$$M_H = \frac{Q}{g} = 0,25 \mu \cdot h = \frac{35130}{981} + 0,25 \cdot \frac{322}{981} \cdot 500 = 36,00 \text{ kp/sec}^2 \text{ cm}.$$

Die Federsteife des steif eingespannten Stabes:

$$k' = \frac{3EJ}{h^3}$$

$$3EJ = 3E_{bdin} J_i = 3 \cdot 488 \cdot 10^5 \cdot 2,556 \cdot 10^5 = 3,32 \cdot 10^{11};$$

$$h^3 = (5 \cdot 10^2)^3 = 1,25 \cdot 10^8$$

$$k' = \frac{3EJ}{h^3} = \frac{3,32 \cdot 10^{11}}{1,25 \cdot 10^8} = 2,72 \cdot 10^3 \text{ kp/cm.}$$

Die Kreisfrequenz der Eigenschwingung:

$$\omega_0 = \frac{k'}{M_H} = \frac{2720}{36} = 75,2 = 8,70 \text{ rad/sec}$$

(nur die Grundschwingung wird untersucht).

$$T_0 = \frac{2\pi}{\omega_0} = \frac{6,28}{8,70} = 0,722 \text{ sec; } \beta_0 = \frac{0,75}{T_0} = \frac{0,75}{0,722} = 1,04 > \beta_{\text{MIN}} = 0,5!$$

Es wird also $\beta = \beta_{\text{MIN}} = 0,5$ angesetzt.

In diesem Falle gelten:

$$T_{\text{okorr}} = \frac{0,75}{0,5} = 1,50 \text{ sec; } \omega_{\text{okorr}} = \frac{2}{T_0} = \frac{6,28}{1,50} = 4,18 \text{ rad/sec;}$$

$$\omega_0^2 = 27,50$$

$$k_{\text{okorr}} = M_H \omega_0^2 = 36,00 \cdot 27,50 = 989 \text{ kp/cm.}$$

Wenn die Feder oben angeordnet ist: (in Reihe geschaltetes System)

$$\frac{1}{k_R} = \frac{1}{k_1} + \frac{1}{k'}; \quad k_1 = \frac{1}{\frac{1}{k_R} - \frac{1}{k'}}$$

$$k_1 = \frac{1}{\frac{1}{989} - \frac{1}{2720}} = \frac{1}{0,00064} = 1532,00 \text{ kp/cm.}$$

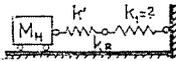
Die im ursprünglichen System auftretende seismische Kraft:

$$S_0 - Q \cdot K \cdot \beta_0 = 35,13 - 0,06 \cdot 1,04 = 2,19 \text{ Mp.}$$

Die im umgestalteten System auftretende seismische Kraft:

$$S_{\text{okorr}} = Q \cdot K \cdot \beta = 35,13 \cdot 0,06 \cdot 0,50 = 1,0539 \text{ Mp}$$

eine Verminderung um 48,2%.



Bemessung der Feder:

In horizontaler Richtung: $Q_v = 35150,00$ kp;
 $k_t = k_T = 1532,00$ kp/cm, in der Annahme von
 Gummi der SH°-Härte 75:

$$\sigma = 80,00 \text{ kp/cm}^2; G^* = 7,50 \text{ kp/cm}^2.$$

Die notwendige Druckfläche:

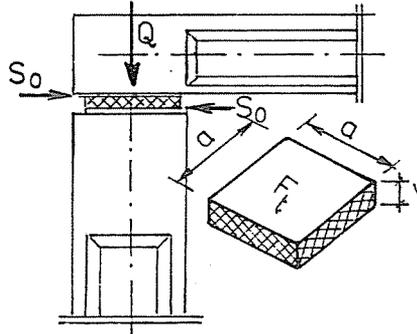
$$F_t = \frac{Q}{\sigma} = \frac{35130}{80} = 440,00 \text{ cm}^2$$

$$a = \sqrt{F_t} = \sqrt{440} \cong 21,00 \text{ cm.}$$

$$k_r = \frac{F_t \cdot G^*}{v}; \quad v = \frac{F_t \cdot G}{k_{T \text{ din}}} = \frac{440 \cdot 7,50}{1,25 \cdot 1532} = 1,72 \text{ cm} \rightarrow 1,70.$$

In diesem Fall beträgt in der Mittelebene der Feder die Horizontalverschiebung auf Wirkung der seismischen Kraft $S_0 = \delta_x k_T$:

$$S_0 \cdot S_x = k_T; \quad S_x = \frac{k_T}{S_0} = \frac{1532}{1054} = 1,45 \text{ cm.}$$



Am oberen Stützenende:

$$\delta'_x = \frac{S_0 a^3}{3EJ} = \frac{1,32 \cdot 10^{11}}{3,32 \cdot 10^{11}} = 0,396 \text{ cm.}$$

Die Gesamtverschiebung am oberen Stützenende:

$$\Sigma \delta_x = 1,45 + 0,396 = 1,846 \text{ cm.}$$

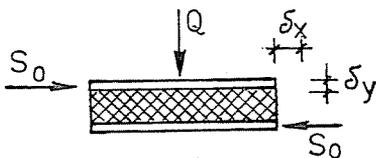
In vertikaler Richtung:

$$a_t = \frac{F_t}{2(a+b)v} = \frac{440}{2(21+21) \cdot 1,7} = \frac{440}{143} \rightarrow E \sim 1000 \text{ kp/cm}^2.$$

Vertikale Zusammendrückung:

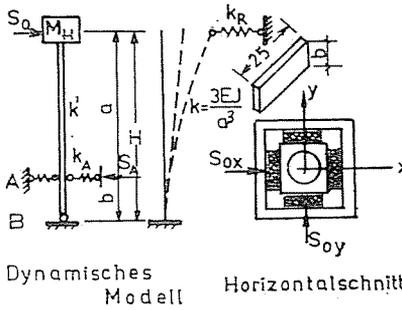
$$\delta_y = \frac{Qv}{E \cdot F} = \frac{35130 \cdot 1,7}{1000 \cdot 440} = 0,136 \text{ cm}$$

$$k_N = \frac{Q}{\delta_y} = \frac{35130}{0,136} = 258 \text{ 000 kp/cm.}$$



Kontrolle:

$$k_N = \frac{E \cdot F}{v} = \frac{1000 \cdot 440}{1,70} = 258 \text{ 000 kp/cm.}$$



Ist die Feder unten angeordnet: Der Grad der Verminderung ist gleich dem im ersten Fall $\beta_0 = 0,05$; hier ist jedoch die Federsteife k_R in Punkt A zu reduzieren.

$S_0 = 1,054$ Mp; $k_R = 1532,00$ kp/cm; das wird in der Linie von A reduziert:

$$k_{RA} = k_R \left(\frac{H}{b} \right)^2 = 1532,00 \left(\frac{5,00}{1,00} \right)^2 = 38250,00 \text{ kp/cm}$$

$$S_A = S_0 \frac{H}{b} = 1,054 \cdot \frac{5}{1} = 5,27 \text{ Mp.}$$

Bemessung der Feder auf die in den Ebenen x bzw. y wirkenden Kräfte (der Einfachheit halber wird die Scherfedersteife vernachlässigt).

$$\sigma = 80,00 \text{ kp/cm}^2$$

$$F_t = \frac{S}{\sigma} = \frac{5270}{80} = 65,60 \text{ cm}^2 \rightarrow 66,00 \text{ cm}^2.$$

Wird die eine Abmessung zu ~ 25 cm angenommen:

$$b = \frac{66}{25} = 2,64 \text{ cm} \rightarrow 3,00 \text{ cm auf } 5,00 \text{ cm}$$

erhöht, dann gilt:

$$\sigma = \frac{5270}{125} = 42,70 \text{ kp/cm}^2.$$

Die Dicke der Feder:

$$k_N = \frac{E \cdot F}{v}, \quad v = \frac{E \cdot F}{k_N}; \quad k_N = k_{RA} = 38250,00 \text{ kp/cm.}$$

E ist noch unbekannt und wird im Verhältnis des Formfaktors a_t und SH^0 angegeben.

$$a_t = \frac{F_t}{2(a+b)v}; \quad \text{den Wert von } v \text{ mit } 1 \text{ angesetzt:}$$

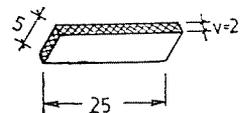
$$a_t = \frac{125}{2(25+5)1} = 2,08 \rightarrow E \approx 500 \text{ (SH}^0 \text{ 75).}$$

Stoßartige Wirkung:

$$E_{DIN} = 1,25 \cdot E + 1,25 \cdot 500 = 625,00 \text{ kp/cm}^2$$

$$v = \frac{E_{DIN} \cdot F_t}{k_H} = \frac{625 \cdot 125}{38250} = 2,04 \text{ cm} \rightarrow \sim 2,00 \text{ cm.}$$

Zusammendrückung der Feder in der Linie der Stütze A (auch diesmal wird nur die Federsteife in Richtung der Normalkraft k_N berücksichtigt, die Schersteife k_1 zu Gunsten der Sicherheit vernachlässigt):



$$\delta_A = \frac{S \cdot v}{E \cdot F} = \frac{5270 \cdot 2}{625 \cdot 125} = 0,1375 \text{ cm};$$

ergibt sich am oberen Stützenende zu:

$$\delta_0 = \delta_A \frac{a}{b} = 0,1375 \cdot \frac{5}{1} = 0,6875 \text{ cm}.$$

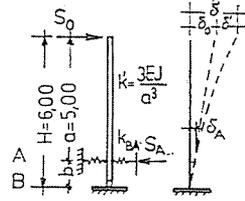
Die Gesamtformänderung:

Die elastische Formänderung der Stütze:

$$\begin{aligned} \delta &= \frac{S_0 a^3}{3EJ} = \frac{1053 \cdot 1,25 \cdot 10^8}{3,32 \cdot 10^{11}} = \\ &= \frac{1,32 \cdot 10^{11}}{3,32 \cdot 10^{11}} = 0,396 \text{ cm} \end{aligned}$$

Die Gesamtformänderung an dem oberen Stützenende:

$$\delta = \delta_0 + \delta' = 0,6875 + 0,396 = 1,0825 \text{ cm}.$$



Die durch Dilatation und Windlast verursachten Formänderungen:

In der Annahme einer Dilatationseinheit von $72,00 \times 72,00$ m und von $\Delta t = 30^\circ \text{ C}$; $\alpha_t = 1,10^{-5}$;

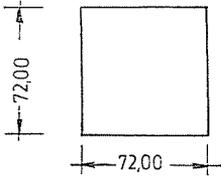
$$\delta_t = 1 \cdot \alpha_t \cdot \Delta t = 3,6 \cdot 10^3 \cdot 10^{-5} \cdot 3 \cdot 10 = 1,08 \text{ cm}$$

$$\delta_W \text{ (aus Windlast)} \delta = 0,07 \text{ cm}$$

$$\Sigma \delta = 1,15 \text{ cm} > 1,0825.$$

Die Formänderung der elastisch eingespannten Stütze ist bei einem Erdbeben der Stärke MSC VIII nicht größer als die gesamte Formänderung infolge von Dilatation und Windlast. Wird hingegen die Feder oben angeordnet, ergibt sich an dem oberen Stützenende eine Formänderung von:

$$\Sigma \delta = 1,846 > 1,15 \text{ cm}.$$



4.3 Andere konstruktive Verbindungen

Die seismischen Kräfte lassen sich auf den gewünschten Wert durch eine elastischere Ausführung der senkrechten Tragkonstruktionen gegenüber den ursprünglichen vermindern.

Dazu bietet sich die in einem bestimmten Grade elastische Ausführung der ursprünglich steifen Verbindungen zwischen den Stützen und Hauptbalken bzw. zwischen den Stützen und Nebenstützen; dadurch werden auch die ursprünglichen Formänderungen etwas größer. Die durch die berechnete seismische Belastung verursachten Formänderungen sind elastischer Art und — was besonders wichtig ist — auf sämtlichen Stützen gleichwertig.

Um dies zu erreichen, muß das ganze Gebäude in Verbundwirkung stehen, was einerseits durch eine in der eigenen Ebene vollkommen steife Decken-

scheibe, andererseits durch die Anordnung elastischer Verbindungen zwischen Umfassungswänden und anderen Konstruktionsteilen erreicht wird.

Die steife Scheibe gewährleistet die Verbundwirkung, die gleichen Verschiebungen der Stützen, während die gemeinsame Bewegung der Umfassungen — Wandgroßplatten — mit den Stützen zum Teil zur Versteifung, zum Teil zur Energieabfuhr dient.

Könnten die Verbindungen der Wandgroßplatten den größeren Bewegungen infolge der elastischeren Ausführung der Stützen nicht folgen, würden die Wandplatten durch Versagen der Verbindungen herabfallen, außerdem würden sich auch die dynamischen Kennwerte des Systems zufolge der plötz-

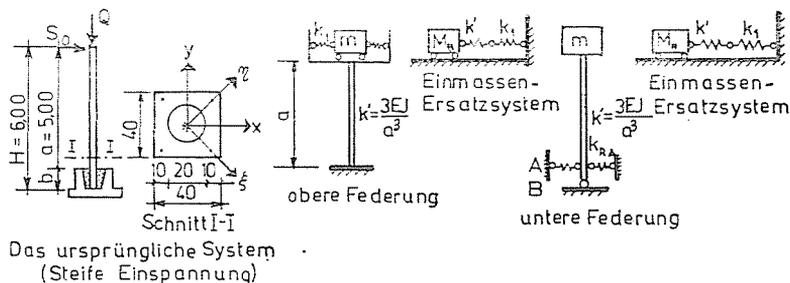


Abb. 8.

lichen Veränderung teils der mitschwingenden Masse, teils der Steifigkeit des Gesamtsystems ungünstig ändern.

Da die ursprünglichen Verbindungen den einheimischen Ansprüchen entsprechend und nicht für die jugoslawischen Bedingungen konstruiert waren, mußten auch die elastischen Verbindungen zwischen den Wandtafeln und Stützen letzteren gemäß entworfen werden.

Eine grundsätzliche Forderung war, daß die Verbindungen elastisch, jedoch fest sein sollen, den Formänderungen der Hauptkonstruktion ohne Bruch oder Entstehung plastischer Gelenke folgen (Abb. 8).

Dadurch läßt sich vor allem bei der Eigenschwingung des Bauwerks eine wesentliche Dämpfung erreichen, da zu jeder Formänderung eine gewisse Kraft gehört, gerade um den Bruch bzw. die Entstehung plastischer Gelenke zu verhindern.

Bei mehreren Hallentypen haben die Hauptstützen ausschließlich eine Tragfunktion, während die Nebenstützen zur Befestigung der Wandtafeln dienen.

Das Wesentliche der elastischen Verbindungen zwischen Haupt- und Nebenstützen — Zwischenstützen — bzw. Nebenstützen und Wandtafeln ist, daß zwischen die aneinander angeschlossenen Bauteile elastische Gummi- oder Hart-PVC-Einlagen gelegt und die Bauteile durch Schraubenverbindungen

zusammengespannt werden. Diese Ausführung ist im Prinzip einer elastischen Verbindung ähnlich, wo mit einer Bewegung von bestimmter Größe zu rechnen ist.

Das Element selbst ist ein in Massenfertigung erzeugbarer Block aus Hart-PVC oder einem anderen ähnlichen Kunststoff, in das ein Pratzenrohr aus Stahl mit Innengewinde eingefaßt ist.

Die Innenwand des Blocks weitet sich vom offenen Rohrende an konisch aus, um die freie Bewegung der in das Rohr eingeführten Schraube senkrecht auf ihre Längsachse zu ermöglichen (Abb. 9).

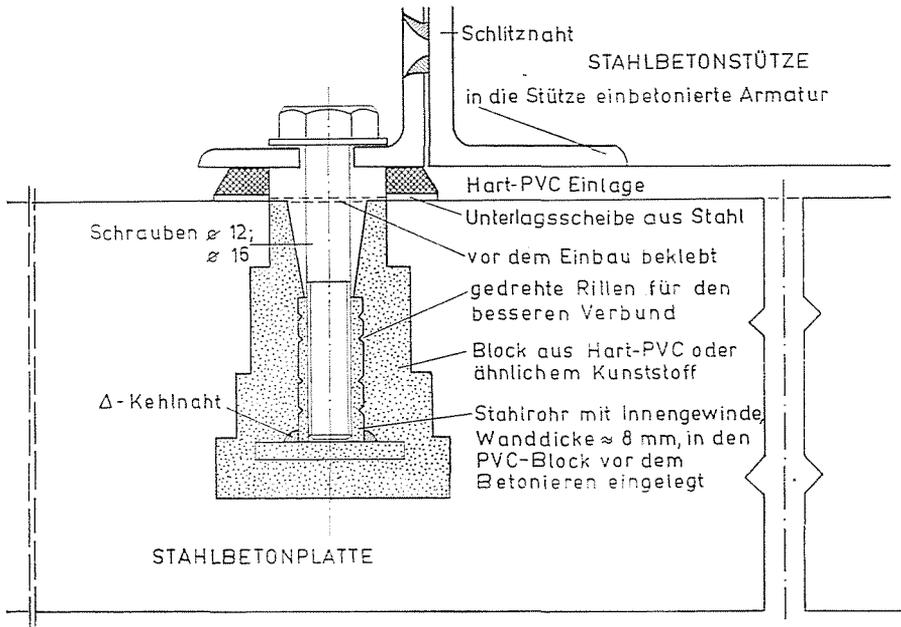


Abb. 9. Verbindung zwischen Großplatte und Stütze

Auch der Außendurchmesser des Blocks ändert sich allmählich oder absatzweise um eine konische Form zu ergeben, die das Herausreißen aus dem Beton verhindern soll.

Die Öffnung wird nach der Herstellung des Blocks mit einer Kunststoffplatte von 1 bis 2 cm Dicke beklebt, dadurch wird das Eindringen von Wasser oder anderer Schmutzstoffe in das Gewinderohr bei dem Einlegen in den Beton und auch später verhindert.

Bei dem Zusammenbau der Bauteile wird die dünne Kunststoffplatte durchgelocht bzw. abgerissen, die Befestigungsschraube eingeschraubt und die Verbindung befestigt.

Merkmale des Knotenelements:

- Tragverbindung, die für die Übertragung sowohl von Scher- als auch von Zug- oder Druckkräften geeignet ist; die Größe der übertragbaren Kraft ist von den Abmessungen der benutzten Schraube abhängig.
- Verschiebungsgrenzen von $\pm 1,00$ cm einer elastischen Knotenpunktverbindung.
- Korrosionsbeständigkeit, durch die sich das Knotenelement auch für die Verbindung von Bauteilen aus Schlackenbeton oder anderen korrosionsfördernden Baustoffen eignet.

Zusammenfassung

Im Beitrag werden Empfehlungen für die Umgestaltung von eingeschossigen Skelettsystemen aus Stahlbeton-Fertigteilen für die Aufnahme von seismischen Wirkungen behandelt, die ursprünglich nicht für seismische Beanspruchungen bemessen waren.

Bei der Ausarbeitung der Änderungsvorschläge mußte der Wunsch des Fertigerwerks berücksichtigt werden, daß die Querschnittsmaße der Fertigteile unverändert bleiben müssen, um die vorhandenen Schalformen zu benutzen.

Die elastische Umgestaltung der ursprünglich steifen Knotenpunktverbindungen erwies sich als günstige Lösung.

Eine Alternative der Herausbildung von elastischen Verbindungen besteht in der genaueren Berechnung der dynamischen Bettungsziffern des Baugrundes, eine andere in der Anwendung von Gummifedern. Letztere erwies sich als wesentlich günstiger.

Die Formänderungen des in dieser Weise veränderten Systems sind selbstverständlich etwas größer als beim ursprünglichen steifen System, sie übersteigen jedoch nicht das Doppelte des aus statischer Windlast und aus Dilatationsbewegungen berechneten Höchstwertes.

Schrifttum

1. University of Skopje: On the Documentation about the Influence of the 1963 Earthquake on the Buildings in Skopje.
2. NORRIS, C. H.: Structural Design for Dynamic Loads. McGraw Hill Co., New York, 1959.
3. GOSCHY, B.—VÉRTES, G.: Prüfung der Bauwerke auf dynamische Wirkungen.* Ingenieur-Fortbildungsinstitut, 1964.
4. BASLER, E.: Der Druckstoß und seine Auswirkungen auf Bauwerke. Schweizerische Bauzeitung H. 12, 1966.
5. WARBURTON, G. B.: The Dynamical Behaviour of Structures. Pergamon Press, New York, 1964.
6. CSÁK, B.: Prüfung der Bauwerke auf die Wirkung stoßartiger Belastungen.* Dissertation.
7. MOSONYI, E.—PAPP, F.: Technische Geologie.* Budapest, 1959.
8. KÁRMÁN—BIOT: Mathematische Methoden.* Budapest, 1963.
9. JACOBSEN—AYRE: Engineering Vibrations. McGraw Hill Co., New York, 1958.
10. MEDWEDEW, S. W.: Inshenarnaja seismologija. Moskau, 1962.
11. KORTSCHINSKI, I. L.—BERDITSCHESKI: Rastschot soorusheni na seismitscheskie vosdeistvija. Moskau, 1954.
12. GENTSCHEW, M.: Normi i pravilnizi sa antiseismischno stroitelstwo. Stroitelstwo Sofia, 1961/4.
13. GURWITSCH: Seismische Erkundung. Akad. Verlag, Leipzig, 1970.
14. Dimenzioniranje gradbenih objektov v potresnih obmacjih. Ljubljana, 1963.
15. Privremeni tehnicki propisi za gradenje u seizmickim podrucjima. Beograd, 1964.
16. CSÁK, B.: Prüfung der Bauwerke auf seismische Wirkungen.* Magyar Építőipar 1973/2—3.
17. CSÁK, B.: Entwurfsprobleme der Konstruktionssysteme von erdbebengefährdeten Gebäuden. Periodica Polytechnica, C. E. Budapest, 19. 4/1968.
18. TU Budapest, Lehrstuhl für Festigkeitslehre und Tragwerke: Dynamische Probleme von Stahlbeton-Fertigskelettsystemen.*

Dr. Béla Csák, H-1521 Budapest

* In ungarischer Sprache