

Das Erdbeben in der Türkei vom 13. März 1992

Autor(en): **Wepf, Dieter / Smit, Patrick**

Objektyp: **Article**

Zeitschrift: **Schweizer Ingenieur und Architekt**

Band (Jahr): **111 (1993)**

Heft 4

PDF erstellt am: **26.09.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-78122>

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Inhalten der Zeitschriften. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern.

Die auf der Plattform e-periodica veröffentlichten Dokumente stehen für nicht-kommerzielle Zwecke in Lehre und Forschung sowie für die private Nutzung frei zur Verfügung. Einzelne Dateien oder Ausdrucke aus diesem Angebot können zusammen mit diesen Nutzungsbedingungen und den korrekten Herkunftsbezeichnungen weitergegeben werden.

Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Die systematische Speicherung von Teilen des elektronischen Angebots auf anderen Servern bedarf ebenfalls des schriftlichen Einverständnisses der Rechteinhaber.

Haftungsausschluss

Alle Angaben erfolgen ohne Gewähr für Vollständigkeit oder Richtigkeit. Es wird keine Haftung übernommen für Schäden durch die Verwendung von Informationen aus diesem Online-Angebot oder durch das Fehlen von Informationen. Dies gilt auch für Inhalte Dritter, die über dieses Angebot zugänglich sind.

Das Erdbeben in der Türkei vom 13. März 1992

Am 13. März 1992 um 17:18:42 Greenwich-Zeit (GMT) ereignete sich in Anatolien ein schweres Erdbeben. Das vorläufige Epizentrum liegt bei 39.5N und 40.2E, die Magnitude betrug 6.8 Ms. Die Epizentralentfernung der Stadt Erzincan, die vom Beben am schwersten in Mitleidenchaft gezogen wurde, beträgt rund 50 km. Im folgenden sollen die Starkbebenaufzeichnungen der ersten Tage, die im Stadtgebiet von Erzincan aufgezeichnet wurden, diskutiert und mit den bestehenden SIA-Normen verglichen werden. Im weiteren werden die beobachteten Schäden an der Bausubstanz der Stadt beschrieben.

Lage, Klimaverhältnisse

Die rund 150 000 Einwohner zählende ostanatolische Stadt Erzincan liegt in einem 15 km breiten Hochtal (1200 m

VON DIETER WEPF, FLAWIL,
UND PATRICK SMIT,
ZÜRICH

ü.M.) und wird von bis zu 3500 m hohen Gebirgszügen begrenzt. Der im Hochtal verlaufende westliche Euphrat hat gegen NE und SW zwei enge Durchbrüche geschaffen. Die Verbindungen in das Tal beschränken sich auf eine Strasse und eine Bahnlinie, die von Sivas im W über Erzincan und durch den Durchbruch des westlichen Euphrat nach Erzurum im NE führen. Das Geschäftszentrum von Erzincan liegt hauptsächlich an der von NW gegen SE führenden Hauptstrasse. Daran schliessen sich die Wohnviertel mit ortsüblichen Lehmhütten oder modernen Mehrfamilienhäusern an.

Vom 13. bis zum 17. März 1992 lag in und um Erzincan rund 30 cm Schnee. Es herrschte trockenes, schönes Wetter, allerdings wurden nächtliche Tiefsttemperaturen von -24 °C gemessen.

Seismologische Aspekte

Seismotektonische Situation

Wegen der generell nordwärts gerichteten Drift der arabischen und afrikanischen Platte kommt es in Vorderasien zu komplizierten Kollisions-, Überschiebungs- und Scherprozessen zwischen der arabischen Platte, der eurasischen Platte und der anatolischen Mikroplatte (Bild 1). Die Gebirgszüge des Kaukasus, das Taurus-, Elburs- und Zagrosgebirge sind neben den sehr aktiven Bruchzonen sichtbarer Ausdruck dieses Kollisionsprozesses. Aufgrund der räumlichen Lage der Gebirgszüge und

der Scherzonen kann angenommen werden, dass der vorderasiatische Gebirgsgürtel eher durch Scherbewegungen der genannten Grosseinheiten als durch frontale Kollision entstanden ist [10].

Aus Platzgründen wird die anatolische Mikroplatte im Gegenuhrzeigersinn gegen WSW aus der Kollisionszone ausgepresst. Dabei kommt es zu Scherbewegungen zwischen der eurasischen Platte, der arabischen Platte und der anatolischen Mikroplatte und zur Bildung ausgedehnter Verwerfungszone. Die zahlreichen schweren Erdbeben in Vorderasien, namentlich das Spitak-Beben in Armenien vom 7. Dezember 1988 (Magnitude 7.0 Ms, 27 000 Tote), das Rudbar-Tarom-Beben im NW-Iran vom 20. Juni 1990 (Magnitude 7.7 Ms,

40 000 Tote) und das Beben bei Erzincan vom 13. März 1992 (Magnitude 6.8 Ms) sind deutlicher Ausdruck, dass diese Kollisions- und Verschiebungsprozesse nach wie vor im Gange sind.

Die nordanatolische Bruchzone bildet mit einer Länge von etwa 1200 km die Nahtzone zwischen der eurasischen Platte im N und der anatolischen Mikroplatte im S. Sie zieht von Karlioiva in Ostanatolien über Erzincan westwärts bis ins Marmarameer bei Istanbul. Die Bewegungsrate entlang dieser sehr aktiven Bruchzone beträgt rund 30 mm pro Jahr [7].

In der Gefährdungskarte [6] zeichnet sich die nordanatolische Bruchzone als eine Zone mit hoher seismischer Gefährdung aus (Bild 2). Die Herdflächenlösungen der Erdbeben an dieser Bruchzone zeigen fast ausschliesslich eine rechtssinnige Horizontalverschiebung an einer generell E-W-streichenden Knotenebene. Der aus Aufzeichnungen von langperiodischen Seismographen abgeleitete vorläufige Herdmechanismus des Bebens vom 13. März 1992 ist praktisch identisch mit den Herdflächenlösungen von früheren Erdbeben [4].

Seismische Aktivität in der Region Erzincan

Seit Menschengedenken ereigneten sich in der Region Erzincan schwere

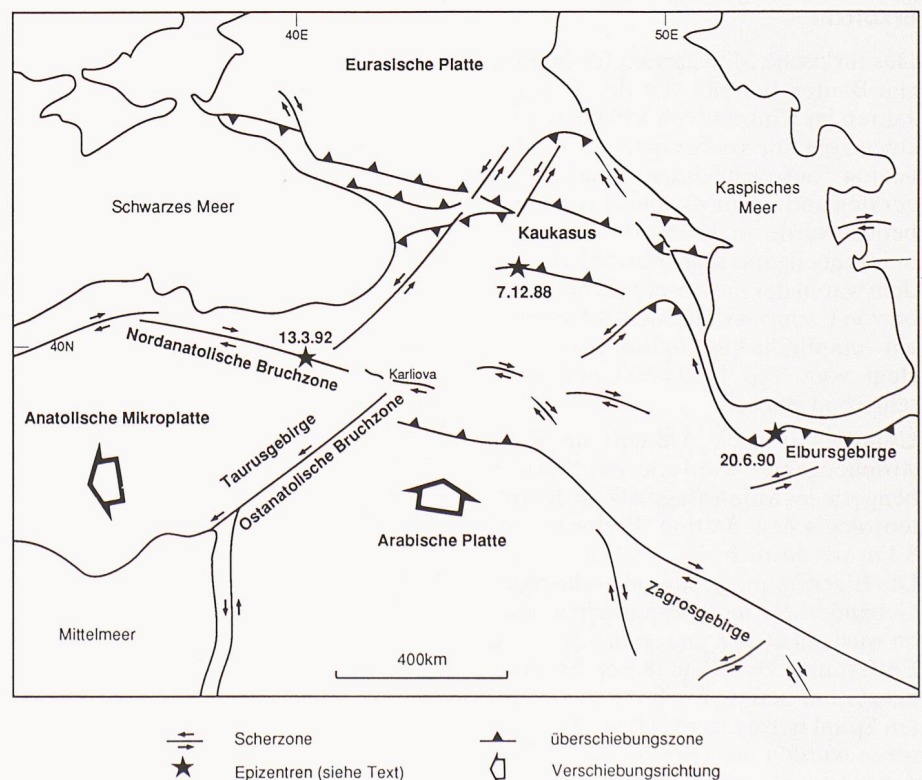


Bild 1. Tektonische Situation Vorderasiens (aus [5], modifiziert)

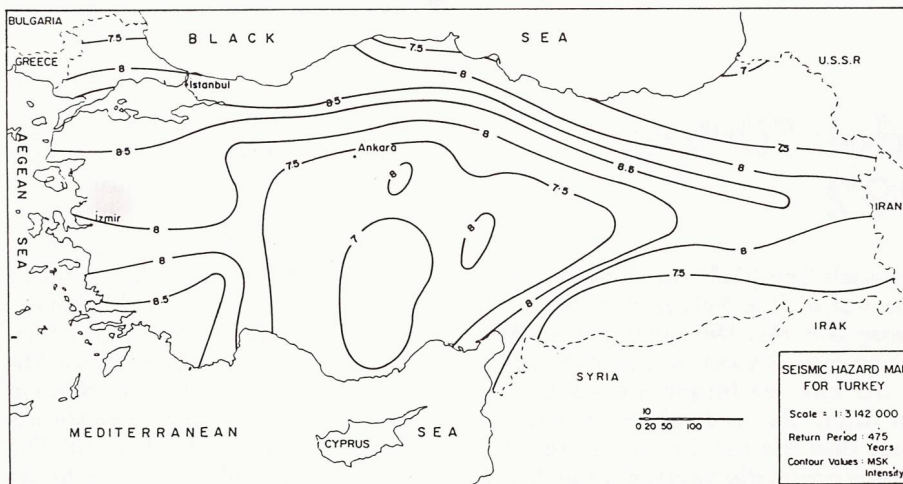


Bild 2. Erdbebengefährdung in der Türkei: Karte mit Linien gleicher Intensität (MSK-Skala) für eine Wiederkehrperiode von 475 Jahren (aus [6])

Erdbeben, die zum Teil sehr grosse Schäden verursacht haben. Tabelle 2 gibt einen Überblick über die Schadensbeben dieses Jahrhunderts. Das stärkste Erdbeben mit Intensität X (Magnitude 8) ereignete sich am 26. Dezember 1939. Es forderte 40 000 Tote und zerstörte die Stadt völlig, die sich damals unmittelbar neben dem westlichen Euphrat befand. Später wurde die Stadt am heutigen Ort wieder aufgebaut. Dieses Erdbeben, dessen Epizentrum praktisch identisch mit demjenigen Beben vom 13. März 1992 war, verursachte entlang der nordanatolischen Bruchzone auf einer Länge von 350 km horizontale und vertikale Scherbewegungen von bis 4 m bzw. 1 m [1].

Das Starkbebennetz in der Region Erzincan

Das türkische Ministerium für öffentliche Bauten betreibt seit den siebziger Jahren im Umkreis von 150 km um Erzincan ein Starkbebennetz mit rund 14 analog aufzeichnenden Starkbebengeräten und Seismoskopen. Das Hauptbeben wurde in Erzincan von einem Starkbebengerät registriert [3]. Ausserdem war in der meteorologischen Station von Erzincan während des Einsatzes ein empfindliches Seismographensystem vom Typ MEQ-800 mit Sichtschrieb in Betrieb.

Unmittelbar nach Ankunft im Katastrophengebiet wurde je ein Starkbebengerät im Militärflugplatz, in der meteorologischen Station Erzincan und 8 km nordöstlich der Stadt installiert. Die Eigenfrequenz des unbeschädigten Gebäudes der meteorologischen Station wird mit 10 HZ angegeben [12]. Die Entfernung zwischen dieser Starkbebenstation und dem schwer beschädigten Spital betrug rund 500 m. Alle Sensoren wurden mit Gips an das Gebäudfundament oder direkt auf den Boden fixiert (Bild 3). Trotz der

während des Einsatzes vorherrschenden extremen Witterungsbedingungen haben sämtliche Starkbebengeräte befriedigend funktioniert. Allerdings zwangen der Stromausfall und die nächtlichen Tiefsttemperaturen von -24 °C zu einem täglichen Wechsel der Akkus der Messgeräte.

Die in Erzincan eingesetzten Starkbebengeräte wurden in den letzten Jahren von zwei Schweizer Firmen in enger Zusammenarbeit mit dem Schweizerischen Erdbebendienst entwickelt. Die gleichen Gerätetypen werden im Rahmen des nationalen Starkbebennetzes in der Schweiz eingesetzt.

Die Nachbeben der ersten Tage

Tabelle 1 gibt einen Überblick der mit Hilfe des türkischen Seismographennetzes registrierten Nachbeben. In der Nacht vom 14. auf den 15. März 1992 hat das temporäre Starkbebennetz ein Nachbeben der Stärke 3-4 registriert. Die Auswertung der aufgezeichneten Signale ergab, dass die Epizentralentfernung rund 20 km betrug. Am 15. März 1992 um 12:25 GMT konnte ein weiteres Nachbeben der Stärke 3-4, wiederum in einer Epizentralentfernung von 20 km, registriert werden. Am späten Nachmittag desselben Tages ereignete sich das stärkste Nachbeben. Das vorläufige Epizentrum dieses Nachbebens mit Magnitude 5.8 Ms liegt rund 60 km östlich des Epizentrums des Hauptbebens (Quelle: U.S. Geological Survey). Nach offiziellen Angaben wurde dieses Erdbeben noch in der Stadt Sivas, rund 200 km westlich von Erzincan, verspürt. Am Flughafen von Erzincan wurde das Erdbeben während rund 10 sec verspürt.

Die Maximalbeschleunigungen in den Aufzeichnungen bei der meteorologischen Station von Erzincan liegen bei 1.9 % bis 3.9 %g (Bild 4). Dabei wurden die grössten Beschleunigungswerte

Datum	GMT Zeit	Magnitude
13.3.92	17:32	4.0
	17:35	4.1
	17:55	4.4
	17:58	4.3
	18:02	4.2
	18:10	4.2
	18:33	4.3
	18:38	5.1
	18:44	3.9
	20:02	4.1
	20:08	4.3
	20:15	4.5
	20:25	3.9
	20:50	4.7
21:30	4.2	
21:44	4.2	
22:48	5.0	
14.3.92	0:30	4.5
	1:25	4.8
	4:22	4.0
	7:34	4.0
	22:12	4.2
	15.3.92	15:28
16:17	6.1	
16:26	4.3	
17:45	3.1	
18:08	4.1	
18:18	4.2	
20:13	4.4	
21:51	3.6	
16.3.92	17:41	3.6
	18:53	3.5

Tabelle 1. Nachbeben, die in der Zeit vom 13. März 1992, 17:18 GMT, bis 17. März 1992, 0:00 GMT, vom türkischen Seismographennetz registriert wurden [3]

an beiden Horizontalkomponenten ca. 8.5 sec nach Beginn der Bodenbewegung gemessen (3.3 %g und 3.9 %g). Da das Amplitudenverhältnis der P- und S-Wellen gering ist, muss die Orientierung der Knotenflächen der Herdflächenlösung des Nachbebens ungefähr N-S bzw. E-W sein. Somit scheint die Herdgeometrie des Hauptbebens und des Nachbebens praktisch identisch zu sein.

Das Beben vom 13. März 1992 verursachte in Erzincan wahrscheinlich Maximalbeschleunigungen von 40 %g [3]. Die Beschleunigungs-Zeitverläufe des Nachbebens vom 15. März 1992 zeichnen sich vor allem durch die Signaldauer und die charakteristischen langperiodischen Signale gegen Ende der Aufzeichnung aus. Diese Effekte kommen mit grosser Wahrscheinlichkeit durch Aufschaukelung der obersten Schichten des lokalen Untergrundes zustande. Im Fourier-Amplituden-Spektrum der N-S-Komponente liegen die stärksten Frequenzanteile bei 0.8 Hz, zwischen 1.2 Hz und 2.0 Hz und 3.0 Hz. Da die Starkbebenstation auf Lockergestein steht, können die charakteristischen, tieffrequenten Maximalwerte auf Resonanzeffekte im lokalen Stationsunter-

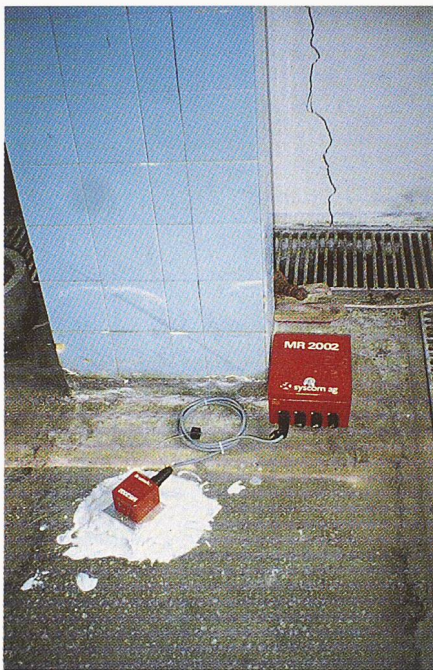


Bild 3. Starkbebenstation bei der Mineralwasserquelle Eksisu, 8km nordöstlich von Erzincan

grund zurückgeführt werden. Die systematischen Frequenzabstände der Maximalwerte entsprechen vermutlich der 1. Eigenfrequenz bzw. der 1. und 2. Oberschwingung der Lockergesteinssäule. Die Bodenbewegung in der Horizontalebene ergab zu keinem Zeitpunkt eine bevorzugte Schwingungsrichtung. Mit den an der meteorologischen Station aufgezeichneten Bodenbeschleunigungen wurden die Verhaltensspektren mit 5 % Dämpfung berechnet (Bild 5). Die dabei erhaltenen Spektralwerte erreichen je nach Komponente maximal 43 % der SIA-Bemessungswerte für die Gefährdungzone 3b [11].

Damit die Form der Verhaltensspektren mit den entsprechenden SIA-Bemessungsspektren verglichen werden kann, wurden die Bemessungsspektren oberhalb von 33 Hz auf die gemessenen Starrkörperbeschleunigungen des Bebens skaliert. Bei einem direkten Vergleich der berechneten Verhaltensspektren und der skalierten Bemessungsspektren muss jedoch berücksichtigt werden, dass die Bemessungsspektren den Mittelwert einer Reihe von Aufzeichnungen darstellt, während die Verhaltensspektren aus einer Einzelmessung berechnet wurden. In der E-W-Komponente des Verhaltensspektrums tritt ein Maximalwert von 150 mg bei 2.0 Hz auf. In der N-S Komponente des Spektrums treten hingegen zwei charakteristische Maximalwerte bei 1.9 Hz und 3.0 Hz auf. Die eher höherfrequente Bodenbewegung in der Vertikalkomponente verursacht einen charakteristischen Maximalwert zwischen 5.5 Hz und 6.0 Hz. Wegen der bereits

Datum	Breite [°]	Länge [°]	Z [km]	Mag	Bemerkung
16. 2.04	40.30	38.40	?	5.1	
4.12.05	39.0	39.0	?	6	
9. 2.09	40.18	38.10	60	6.8	
10.12.30	39.72	39.24	30	5.6	I ₀ = VIII
12.11.34	39.00	41.00	?	5.9	
21.11.39	39.70	40.40	?	5.9	I ₀ = VII
26.12.39	39.80	39.38	20	8	siehe Text
12.11.41	39.86	39.37	70	5.9	
31. 5.46	39.33	41.10	60	5.9	650 Tote, I ₀ = VIII
17. 8.49	39.40	40.90	?	6.7	450 Tote, I ₀ = IX
21. 8.64	40.10	40.90	44	4.6	I ₀ = VIII
20. 8.66	39.42	40.98	14	6.2	
26. 7.67	39.50	40.40	33	5.6	97 Tote, I ₀ = VIII
22. 5.71	38.83	40.52	3	6.7	I ₀ = VIII, A _{max} =17.5%g

Tabelle 2. Schadensbeben in der Region Erzincan (1900-1983) (aus [6])

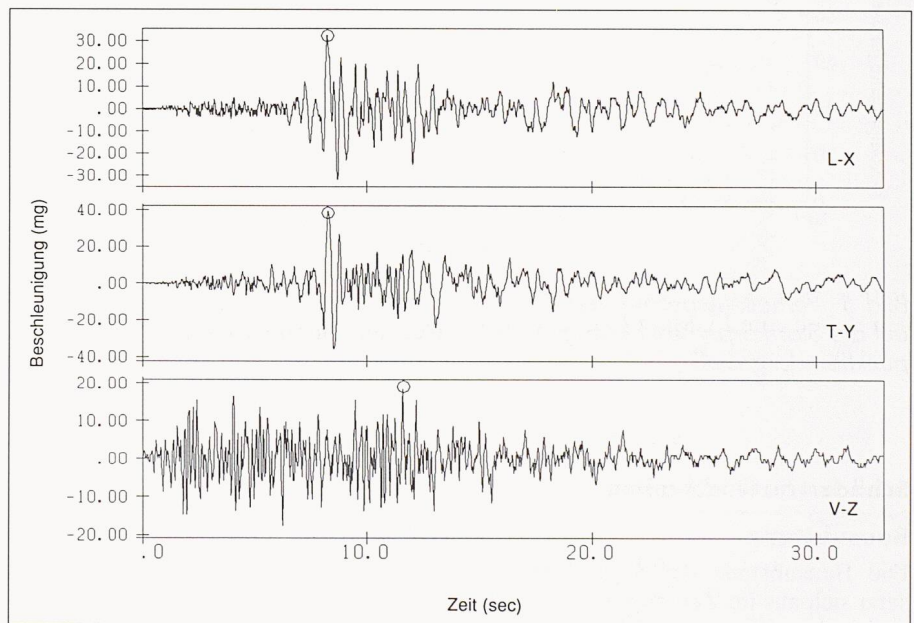


Bild 4. Beschleunigungs-Zeitverlauf des Bebens vom 15.3.1992 (m_s=5.8), aufgezeichnet bei der meteorologischen Station von Erzincan

erwähnten Aufschaukelungseffekte im lokalen Untergrund und der relativ grossen Epizentralentfernung sind in den Verhaltensspektren im Vergleich zu den SIA-Bemessungsspektren tieffrequente Signale dominierend. Bis zum Abbruch der Messstationen in der Nacht vom 17. auf den 18. März 1992 wurden keine weiteren Nachbeben registriert.

Geologische und geotechnische Aspekte

Die nordanatolische Bruchzone zieht mit einer Breite von mehreren Kilometern entlang der Berghänge nördlich von Erzincan parallel der Talachse von NW gegen SE. Der breite, NW-SE-streichende flache Talkessel, in dem die Stadt Erzincan liegt, ist vermutlich durch komplexe Scherbewegungen ent-

lang verschiedener Verwerfungen entstanden, die allesamt zur nordanatolischen Bruchzone gehören. Die den Talkessel säumenden Berge bestehen hauptsächlich aus metamorphen Ophiolithkomplexen. Östlich und nordöstlich von Erzincan findet man im Talkessel und an den Berghängen eine Reihe von kleineren Vulkanschlotten.

In einigen Baugruben konnte die oberste Sedimentschicht der wahrscheinlich mächtigen fluviatilen Talfüllungen untersucht werden. In den obersten 3-5 m wurden hauptsächlich horizontal gelagerte, feinkörnige Sandfraktionen beobachtet. In einigen Quartieren der Stadt kann der Grundwasserspiegel bis 1 m OK Terrain steigen. Da zur Zeit des Bebens die Schneeschmelze noch nicht eingesetzt hat, lag der Grundwasserspiegel vermutlich tiefer.

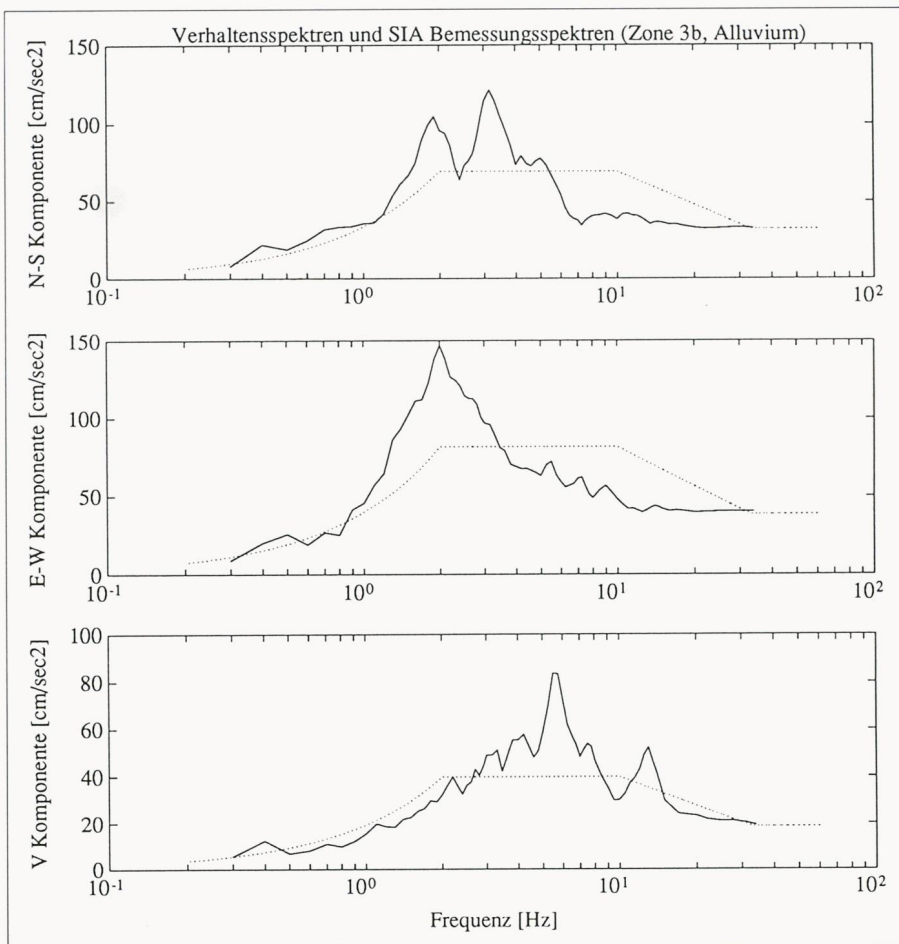


Bild 5. Verhaltensspektren des Bebens vom 15.3.1992 bei 5% Dämpfung. Die auf die Starrkörperbeschleunigung normierten SIA-Bemessungsspektren [11] sind punktiert dargestellt

Schäden an Hochbauten

Bausubstanz

Die Bausubstanz der Stadt Erzincan setzt sich aus im Zentrum konzentrierten mehrgeschossigen Reihenhäusern und daran anschliessenden, sich nach Norden weiträumig ausdehnenden eingeschossigen Wohnbauten zusammen. Die Wohnquartiere sind durch schmale Strassen erschlossen und ab und zu von einem freistehenden, mehrgeschossigen Wohnneubau durchsetzt.

Bauwerktyp 1. Stahlbetonskelettbauten

Im Zentrum von Erzincan entlang der Hauptstrasse konzentrieren sich Gewerbe- und Wohnbauten, Hotels und öffentliche Gebäude. Es handelt sich dabei durchwegs um Stahlbetonskelettbauten, die in neuerer Zeit, deutlich nach dem Beben von 1939, erstellt wurden. Viele dieser Bauten sind dreigeschossig, eng aneinander gereiht, jedoch dilatiert (Bild 6). Diese, einen einheitlichen Bautyp aufweisenden Häuserreihen werden durch vier- bis fünfgeschossige Gewerbe- und Wohnbauten unterbrochen, die in den vergangenen Jahren erstellt wurden. Die Häuser

weisen häufig ein Hochparterre mit einem halb erdeingedeckten Kellergeschoss (öffentliche Bauten) oder maximal ein Untergeschoss (Gewerbebauten) auf.

Die mehrgeschossigen Häuser sind praktisch alle als Stahlbetonskelettbauten oder Stahlbetonrahmenkonstruktionen konzipiert. Die teilweise dünnen Stahlbetondecken sind häufig mit in einer Richtung laufenden Unterzügen versehen oder, als Kassettendecken ausgeführt, in die Rahmenkonstruktionen eingelassen. Die Skelettbauten sind mit horizontal verlegten Normalbacksteinen oder mit Modulbacksteinen ausgefacht (Bild 6). Die Mauerstärken sind häufig gering. Die Ziegeldächer sind mehrheitlich als Satteldächer mit 15 Grad Dachneigung ausgebildet. Als Dachstühle werden leichte Holzbauponstruktionen verwendet. Die Gebäudefundamente sind häufig als massive Steifenfundamente ausgebildet.

Bauwerktyp 2. Backsteinbauten

An das nicht sehr weit ausgedehnte Stadtzentrum schliesst sich eine Wohnstadt an, die zur Hauptsache aus eingeschossigen Backsteinbauten besteht

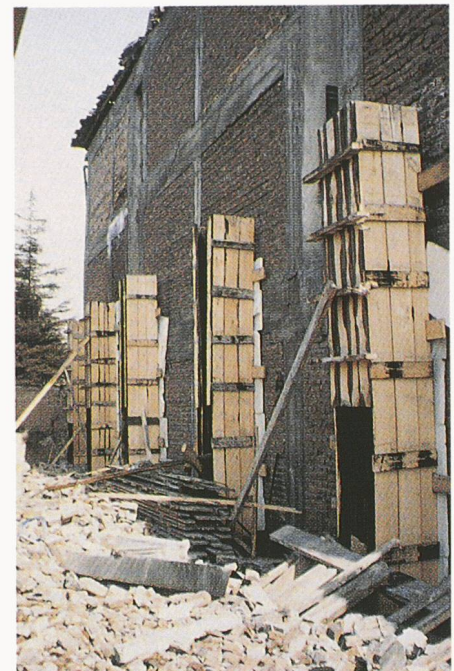


Bild 6. Dreigeschossiger Stahlbetonskelettneubau, mit Modul-Backsteinen ausgefacht, ohne Schäden in der Tragstruktur

und sich flächenmässig sehr weit in Richtung Norden ausdehnt. Diese relativ einfachen Wohnbauten verfügen häufig über ein Hochparterre.

Bauwerktyp 3. Stahlbauten

In Industrieregionen und Militäranlagen sind einige wenige Stahlfachwerkhallenbauten festzustellen, deren Fassaden und Innenausbauten häufig mit Backsteinwänden ausgeführt sind. Mit den Aussenwänden wurden dabei häufig Stützelemente und Vertikalverbände aus Stahl eingemauert.

Bauvorschriften

Aufgrund der durch Erdbeben stark gefährdeten Region Erzincan wurde die Bauhöhe von der Regierung ursprünglich auf drei Geschosse beschränkt. Auch wurden betreffend die Ausbildung der Bauten für die verschiedenen Gebäudehöhen Vorschriften [14] erlassen, die den amerikanischen Normen angeglichen sind. Die Stadt Erzincan galt als erdbebensicher und modern. Die behördlichen Anordnungen erklären die vielen dreigeschossigen Gebäulichkeiten des Bauwerktyps 1 im Stadtzentrum.

Bauwerksschäden

Anhand einiger weniger ausgewählter Beispiele werden typische Bauwerksschäden beschrieben, wie sie im Schadensgebiet zur Hauptsache auftraten. Die Betrachtungen konzentrieren sich aufgrund der Schadenlage und des Schadensausmasses auf das Zentrum



Bild 8. Richtung NNW eingestürzter, fünfstöckiger, L-förmiger Stahlbetonskelettbau eines Spitals in Erzincan



Bild 7. (links oben) Trümmerhaufen eines eingestürzten, mehrstöckigen Wohnhauses mit komplett aufgelöstem Mauerwerk, 48 Stunden nach dem Ereignis

Bild 9. Eingestürzter, dilatierter, fünfstöckiger Stahlbetonskelettbau mit Unterzugsdecken des Mädchenheimes von Erzincan

von Erzincan, wo auch die meisten Opfer zu beklagen waren.

Bauwerktyp 1: 3- bis 5geschossige Stahlbeton-Skelettbauten

Drei- bis fünfgeschossige Hochbauten weisen Grundeigenfrequenzen im Bereich von etwa 3.5 Hertz bis 2 Hertz auf. Der Vergleich mit den Antwortspektren des Nachbebens (Bild 5) zeigt, dass die höheren Gebäude maximalen Beschleunigungsamplituden ausgesetzt waren. Totaleinstürze wurden, soweit nachvollziehbar (Bild 7), ausschliesslich für vier- und fünfgeschossige Gebäude registriert.

Der fünfstöckige, einen L-förmigen Grundriss aufweisende neuere Teil des Spitals, der vom vierstöckigen, mit einem Hochparterre versehenen Teil im Bereich des Treppenhauses/Verbindungsganges dilatiert war, stürzte progressiv in Richtung NNW ein (Bild 8). Die Kassettendecken lagen in Richtung NNW gestaffelt aufeinander. Backsteinzwischenwände und Betonstützen wurden komplett zerstört. Das Verbindungsbauwerk wurde vom einstürzenden Gebäudeteil mitgerissen. Der stehengebliebene Teil weist im Hochparterre in den Aussenmauern auf der schmalen Gebäudeseite Diagonalrisse und horizontale Trennrisse auf. Die Fasadensbetonstützen der Längsfassade wurden an den Stützenfüssen aus ihrer Verankerung gerissen. Sämtliche Endhaken der Armierung wurden freige-

legt. Im Hochparterre bauchte die Längsfassade bei der östlichen Gebäude-Ecke aus, blieb aber noch stehen.

Ebenfalls einen Totaleinsturz erlitt ein Teil eines fünfstöckigen Mädchenheimes (Bild 9). Das Haus stürzte in Richtung Nordwest ein, wobei die obersten Betonunterzugsdecken bis zu 3 m vom dilatierten, stehengebliebenen, ebenfalls fünfstöckigen Teil weg zu liegen kamen. In unmittelbarer Nähe des Spitals stürzte ein vierstöckiges Einkaufszentrum ein, das das Ende einer aneinandergereihten Häuserzeile bildete. Ein vierstöckiges Geschäftshaus, am Ende einer Häuserzeile und unmittelbar neben einer offenen Baugrube stehend, ein vierstöckiges auf einer einstöckigen Tiefgarage stehendes Hotel sowie ein vierstöckiges in einer Strassenecke stehendes Bankgebäude, das im rechten Winkel zu zwei Häuserzeilen mit zwei- und dreigeschossigen Bauten stand, sind weitere Beispiele von Totaleinstürzen.

Dreigeschossige Stahlbetonskelettbauten wurden zum Teil massiv beschädigt. Bild 10 zeigt eine steife, aber wenig widerstandsfähige Eckstütze eines dreigeschossigen Eckgebäudes, die einen Schubbruch erlitt. In diesem Bild fällt die geringe Stützenlängsarmierung aus Rundeisen sowie die praktisch inexistente Bügelarmierung auf.

Backsteinausmauerungen wurden in den dreigeschossigen Stahlbetonskelettbauten durch Diagonalrisse häufig

komplett zerstört. Bild 11 zeigt einen freistehenden dreigeschossigen Neubau mit ungleich grossen und teilweise ausgebrochenen Backsteinausmauerungen. Das Schwingverhalten des Gebäudes änderte sich im Verlaufe der Belastung. Die Bildung von Gelenken in der Tragstruktur ist uneinheitlich. Das Gebäude ist durch Setzungen zusätzlich beansprucht worden. Anzeichen einer Bodenverflüssigung konnten nicht festgestellt werden.

Bild 12 zeigt ein Beispiel eines dreigeschossigen Geschäftshauses, bei dem das Mauerwerk auf einem Deckenvorsprung unabhängig vom Tragsystem aufgemauert wurde. Typisch sind einerseits die entstandenen X-Risse infolge der Schubbeanspruchung und andererseits die Zunahme der Beanspruchung Richtung Erdgeschoss. Die ungünstigen Auswirkungen einer versteifenden Ausmauerung in den Obergeschossen konnten hier durch die gewählte Konstruktion vermieden werden.

Backsteinbauten

Die hauptsächlich eingeschossigen Backsteinwohnhäuser in der Stadt Erzincan oder in den umliegenden kleinen Siedlungen, die mehrheitlich ein halbwegs erdeingedecktes Kellergeschoss aufweisen, wurden teilweise stark beschädigt (Bild 7, rechte Bildseite), stürzten jedoch nicht ein. Abplatzungen von Verputz, Trenn- und Diagonalrisse, vor allem in durch Fenster geschwächten

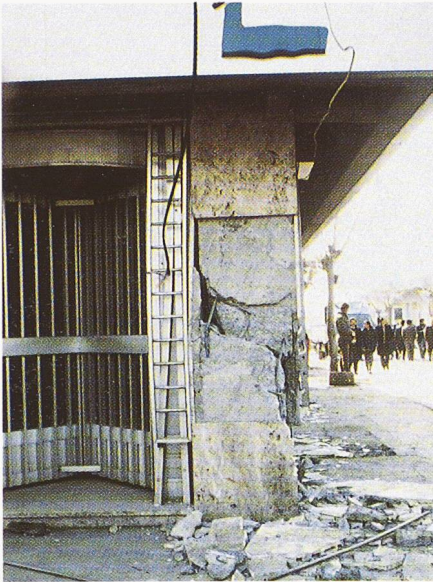


Bild 10. Schubbruch einer ungenügend bewehrten Randsütze eines dreigeschossigen Eckgebäudes

Backsteinmauern, sind Schäden, die bei sehr vielen derartigen Bauten beobachtet wurden.

Häufig erlitten diese Häuser im Übergangsbereich des Dachstuhls zur Backsteinwand gravierende Schäden. Dachstühle, auch bei mehrgeschossigen Gebäuden, wurden oft auf bis zu 50 cm hohen Backsteinaufmauerungen abgestellt. Horizontalkräfte aus dem Erdbeben konnten dadurch nicht direkt in die zuoberst angeordnete Geschossdecke eingeleitet werden. Viele Garten- sowie Abschlussmauern auf Flachdächern stürzten um und wurden zerstört. Anderthalbgeschossige Lagerhäuser der örtlichen Kaserne wiesen Schäden durch partielle Wandeinstürze oder Wandausbrüche auf.

Stahlbauten

Am Stahlbau einer ca. 8 m hohen Stahlfachwerkhalle einer Leichtflugzeugstaffel mit ausreichend horizontalen und vertikalen Windverbänden konnten auch im Bereich der Lasteinleitung in die Fundamente keine Schäden festgestellt werden. Die mit Modulbacksteinen aufgemauerte und dem Stahlfachwerk vorangestellte Innenverkleidung auf den schmalen Seiten der Halle wurde durch Zusammenschlagen mit dem Stahlfachwerk zum Einsturz gebracht. Von den längsseits in das Fachwerk integrierten Mauern wurde in einem Feld das Mauerwerk ausgelöst.

Schadenbeurteilung

Die Beurteilung der beobachteten Bautenschäden macht deutlich, dass die meisten Schäden ähnliche Gründe haben und häufig anhand bekannter Konstruktionsprinzipien des erdbebengerechten Bauens hergeleitet werden



Bild 11. Stahlbetonskelettbau mit Backsteinaufmachungen. Auffällig sind die Trennrisse und Betonzerstörungen in den Gelenkbereichen

können [9]. Aufgrund des Schadenbildes können Parallelen zu den Schäden der Beben in San Fernando, Friuli und Mexico [13], [2], [8] gefunden werden.

Bauwerktyp 1: Stahlbetonskelettbauten

Die hauptsächlichsten Gründe für die Total einstürze der vier- bis fünfstöckigen Gebäude sowie die teilweise schweren Schäden der dreistöckigen Gebäude können anhand erster Eindrücke vom Schadenplatz und den Schadenbildern in solche bedingt durch Gebäudekonzept und architektonische Gestaltung sowie in solche bedingt durch Berechnung und Konstruktion eingeteilt werden. Normalerweise führt eine Kette einzelner Umstände, in Abhängigkeit der Stärke des Bebens, zum Versagen der Struktur.

Gebäudekonzept und architektonische Gestaltung waren bei nachstehend aufgeführten Gründen mitverantwortlich für das Schadensausmass:

- Unsymmetrische Gebäudegrundrisse, damit Zusatzbelastungen infolge induzierter Torsionsschwingungen, Überbelastung von Randtragelementen (Beispiel L-förmiger Spitalbau, Bild 8)
- Unterschiedlich hohe, unterschiedlich steif ausgebildete, aneinandergebaute Häuser mit Deckenkonstruktionen auf unterschiedlichem Höhenniveau (Beispiele Einkaufszentrum, Bankeckhaus)
- Sogenannte weiche Geschosse, mit diskontinuierlichen bzw. gänzlich fehlenden Schubwänden, die durch Zwischenwände ausgesteifte Obergeschosse tragen (Beispiele Geschäftshäuser, Hotelbau)
- Zusammenprall einzelner Gebäude bei ungenügendem Abstand bei un-

terschiedlichem Schwingverhalten (Beispiele Eckhäuser, Mädchenheim, Bild 9)

- Auskragende Bauteile (Beispiele Balkone, Bild 11)

Schäden infolge ungenügender rechnerischer und konstruktiver Durchbildung von einzelnen Bauteilen oder ungeeignet angeordneten konstruktiven Elementen können anhand nachstehender Ursachen identifiziert werden:

- Ungenügend bemessene einzelne Tragelemente und/oder zu geringe Duktilität (Beispiele Stützen, Rahmenriegel, Bild 10)
- Fehlende Rundeisenarmierung, Rundeisenarmierung ohne Endhaken mit häufig ungenügenden Verankerungslängen, ungenügende Verbügelung, ungenügende Einbindung der Längsarmierung und des Betons (Beispiele Spital, Flughafengebäude)
- Schlecht ausgebildete Knoten Stützen/Riegel mit aussenliegender durchlaufender Stützenarmierung ohne Verbügelung (Beispiel Spital)
- Wenig steife Stützen in steifen Riegeln eingespannt, Erzeugung von kurzen Stützen durch Ausfachungen mit Mauerwerk unter Fensterfronten, Resultat: hohe Schubbeanspruchung (Beispiele: Schulgebäude neben Mädchenheim)
- Auf Aufmauerungen versetzte Dachstühle ohne direkte Verankerung in die oberste Geschossdecke (Beispiele Gebäude der Stadtverwaltung)

Generell konnte festgestellt werden, dass Gebäude mit einer ausreichenden Anzahl Schubwänden, die ausreichend dimensioniert waren, gegenüber einem ausschliesslich als Rahmentragwerk konzipierten Gebäude ein günstigeres



Bild 12. Dreigeschossiger Stahlbetonskelettbau mit Mauerwerk auf Deckenvorsprung. Mauerwerk mit X-Rissen, nicht als Ausfachung konzipiert

Verhalten aufwies, was entsprechend geringere Schäden zur Folge hatte (Beispiele Bilder 6 und 11). Bei der vorliegenden Beurteilung insgesamt ist zu berücksichtigen, dass es sich um ein Beben mit maximalen Amplituden der Bodenbeschleunigung im niederfrequenten Bereich gehandelt hat.

Schadenausmass

Aufgrund einer ersten Grobbeurteilung weist das Schadenausmass auf dem Gebiet des Stadtzentrums folgende Tendenzen aus:

Totaleinstürze

5stöckige Gebäude	> 50%
4stöckige Gebäude	< 50%
3stöckige Gebäude	< 10%

Unbewohnbar

5stöckige Gebäude	> 80%
4stöckige Gebäude	> 50%
3stöckige Gebäude	< 30%

Eine Bestimmung des Schadensgrades der noch reparaturfähigen Gebäude ist ausstehend und müsste im Rahmen weiterer Untersuchungen im Schadengebiet erfolgen.

Schlussbemerkung

Die Verwundbarkeit der Bevölkerung und der Infrastruktur gegenüber Erdbeben muss in der Türkei grundsätzlich als sehr hoch bezeichnet werden. Mehr als 90% des türkischen Industriepotentials steht dazu in seismisch gefährdeten Zonen. Für Städte mit einer Lage wie Erzincan ist mit einer Wiederkehrperiode von starken Beben von weniger als 100 Jahren zu rechnen. Obwohl versucht wurde, die Qualität und Bauweise

der Gebäude zu verbessern, sind aufgrund von Spekulation, Nichteinhaltung von Bauvorschriften, unsorgfältiger Bauausführung, weniger geeigneten Baumaterialien, nicht konsequent ausgearbeiteter Konstruktionsdetails und möglicherweise mangelnder Bauaufsicht grosse Schäden und tragische Gebäudeeinstürze zu verzeichnen.

Im Vergleich zu anderen Schadensbeben dieser Region scheint die Häufigkeit der starken Nachbeben im Anschluss an das Beben vom 13. März 1992 relativ gering zu sein. Zwischen dem 14. und dem 17. März 1992 wurden mit dem temporären Starkbebennetz nur drei Nachbeben im Magnitudenbereich von 3 bis 5.8 registriert. Der Magnitudenwert 3 stellt dabei die eingestellte untere Triggerschwelle dar. Die Bedeutung dieses Phänomens bezogen auf künftige Beben oder weitere starke Nachbeben ist unklar. Für stehengebliebene und reparaturfähige, jedoch durch das Hauptbeben bereits geschwächte Gebäude bedeutet dies, dass deren Sanierung grösstmögliche Aufmerksamkeit beigemessen werden muss, soll eine weitere Tragödie vermieden werden. Die Bodenbewegung im Stadtgebiet von Erzincan, die durch Beben an der nordanatolischen Bruchzone verursacht wird, kann zusammenfassend charakterisiert und gegenüber den SIA-Bemessungsspektren wie folgt abgegrenzt werden:

1. Die repräsentative Signaldauer ist wegen Aufschaukelungseffekten im lokalen Untergrund relativ gross
2. Der Frequenzinhalt der aufgezeichneten Beschleunigungszeitverläufe zeigt wahrscheinlich die charakteristischen Eigenfrequenzen des lokalen Untergrundes
3. Die Maximalbeschleunigungen bei einem Magnitude-5.8-Beben in 50 km Entfernung beträgt 3 %–4 % g horizontal bzw. 2 % g vertikal.
4. Die Maximalbeschleunigungen bei einem Magnitude-6.8-Beben in 50 km Entfernung liegt vermutlich bei über 40 % g (horizontal)
5. Grundsätzlich zeigt die Bodenbewegung in der Horizontalebene keine bevorzugte Schwingungsrichtung
6. Im Vergleich zu den SIA-Bemessungsspektren zeigen die Verhaltensspektren im Frequenzbereich von 1.5 Hz bis 7.0 Hz höhere Amplituden.

Adressen der Verfasser: P. Smit, dipl. Natw. ETH, Schweizerischer Erdbebendienst, ETH Hönggerberg, 8093 Zürich; Dr. sc. techn. D. Wepf, dipl. Ing. ETH, Wepf & Wepf Ingenieure AG, Wilerstrasse 1, 9230 Flawil, Professional Member of Earthquake Engineering Research Institute

Literatur

- [1] Ambraseys, N.N.: «Engineering Seismology». Earthquake Engineering and Structural Dynamics, volume 17, pp 1–105, 1988
- [2] Amman, W., Berger, E., Mayer-Rosa, D., Perraudin, F., Porro, B., Studer, J.: «Auswirkungen des Campano-Lucano-Erdbebens vom 23. November 1980». SI+A, 14/82, 1982
- [3] Ates, R.: «Referat anlässlich des ESC Symposiums: Artificial Intelligence Methods in Seismic Hazard Assessment». Luxembourg, 23.3.–26.3.1992
- [4] Cara, M.: «Vorläufige Harvard-Herdflächenlösung». Mündliche Mitteilung, Institute Physique du Globe, Université Louis Pasteur, Strasbourg, 19.3.1992
- [5] Cisternas, A., Philip, H., Bousquet, J.C., Cara, M., Deschamps, A., Dorbath, L., Dorbath, C., Haessler, H., Jimenez, E., Nercessian, A., Rivera, L., Romanowicz, B., Gvishiani, A., Shebalin, N.V., Aptekman, I., Arefiev, S., Borisov, B.A., Gorshkov, A., Graizer, V., Lander, A., Pletnev, K., Rogozhin, A.I., Tatevossian, R.: «The Spitak (Armenia) Earthquake of 7 December 1988: Field Observations, Seismology and Tectonics». Nature, vol 339, no 6227, pp 675–679, 1989
- [6] Erdik, M., Doyuran, V., Akkas, N., Gülkan, P.: «A Probabilistic Assessment of the Seismic Hazard in Turkey». Tectonophysics, Amsterdam, vol 117, pp 295–344, 1985
- [7] Jackson, J., McKenzie, D.: «The Relationship between Plate Motions and Seismic Moment Tensors, and the Rates of Active Deformation in the Mediterranean and Middle East». Geophysical Journal, Belfast, vol 93, no 1, pp 45–73, 1988
- [8] Mitchell, D., et al.: «Lessons from the 1985 Mexican Earthquake». Canadian Journal of Civil Engineering, vol 13, no.5, pp 535–557, 1986
- [9] Paulay, T., Bachmann, H., Moser, K.: «Erdbebenbemessung von Stahlbetonhochbauten». Birkhäuser Verlag, Basel, 1990
- [10] Pavoni, N.: «Die Nordanatolische Horizontalverschiebung». Geologische Rundschau, Stuttgart, vol 51, pp 122–139, 1961
- [11] SIA: «Einwirkungen auf Tragwerke». SIA-Norm 160, 1989
- [12] Vanmarcke, E.H., Toksöz, M.N.: «Joint Report on the U.S.Turkey Workshop on Earthquake Engineering and Seismological Networks». Princeton University Civil Eng. Dept., Report 86-5M-1, pp 34, 1986
- [13] «Reducing Earthquake Hazards: Lessons Learned from Earthquakes». Earthquake Engineering Research Institute, Publ. 86-02, 1986
- [14] «Specification for Structures to be built in Disaster Areas». Ministry of Reconstruction and Resettlement, Turkish Government, Part 1, Ankara, Turkey