

Tunnelbauwerke unter Erdbebenbeanspruchung

Christos Vrettos

1. Einleitung	221
2. Wirkung von Bodenbewegungen auf Tunnelbauwerke	222
3. Bestimmung der seismischen Erregung	224
4. Geotechnische Untersuchungen und Baugrundparameter	226
5. Bemessungsgrundsätze	231
6. Axial- und Biegedeformation	233
7. Verzerrung von Tunnelquerschnitten	245

III. Tunnelbauwerke unter Erdbebenbeanspruchung

1. Einleitung

Unterirdische Tunnelbauwerke gelten im Vergleich zu oberirdischen Bauwerken, wie Hochhäuser oder Brücken, als weniger erdbebengefährdet. Die Einbettung im Boden bietet Schutz gegen eine mögliche freie Schwingung. Dieses günstige Verhalten wurde auch während des Erdbebens von Mexico City im Jahre 1986 beobachtet: Unterirdische Bauwerke in weichem Boden blieben unbeschädigt im Gegensatz zu oberirdischen Bauwerken. Tunnel sind spezielle Bauwerke, die nicht durch die Erdbebennormen für reguläre Hochbauten abgedeckt werden, und verlangen somit eine differenziertere Betrachtung. Die Baugrundeigenschaften variieren entlang der Tunnelachse, und wegen der örtlichen Variabilität der eingepprägten Erdbebenbewegung ist für die zuverlässige Berechnung der seismischen Tunnelantwort eine dreidimensionale Betrachtung mit einem adäquaten Strukturmodell erforderlich. Flachliegende Tunnel in weichen Böden – wie Absenktunnel durch Meeressengen – verlangen eine besondere Aufmerksamkeit bei der Bemessung. Das Gefährdungspotenzial kann grob aus der Studie von Power et al. (1) abgeschätzt werden. Sie hat gezeigt, dass bis zu einer maximalen Beschleunigung an der Bodenoberfläche von rund 0,2 g die beobachteten Schäden gering waren. Bei derartigen Studien ist jedoch bei der Rückrechnung die Trennung der Erdbebenlasten von den üblichen statischen Lasten schwierig. Dies ist nur mittels einer aufwändigen Instrumentierung möglich, die vorwiegend bedeutenden Bauwerken vorbehalten wird. Während des Hyogoken-Nanbu Erdbebens in Kobe im Jahr 1995 wurden einige U-Bahn Stationen beschädigt. Der spektakulärste Fall war der Kollaps der Station Daikai (2). Paramontesinos et al. identifizierten mit nichtlinearen Berechnungen

Autor: Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. Christos Vrettos, Technische Universität Kaiserslautern, Lehrstuhl für Bodenmechanik und Grundbau, Deutschland

des Versagensmechanismus als Ursache des Schubversagens der zentralen Stützen (3).

Übersichten zu den heute zur Verfügung stehenden Berechnungsverfahren findet man in (4), (5), (6), (7), (8) und (9).

Die nachfolgenden Abschnitte enthalten eine Übersicht der Auswirkungen von Erdbeben auf Tunnel, eine Erläuterung der Grundprinzipien der Bemessung und eine Zusammenstellung der Verfahren zur Berechnung der seismischen Tunnelantwort.

2. Wirkung von Bodenbewegungen auf Tunnelbauwerke

Die Wirkung von Erdbeben auf Tunnelbauwerke wird in drei Typen unterteilt: aktive Verwerfung, Bodenversagen, Bodenerschütterungen.

Eine aktive Verwerfung bezeichnet die direkte, primäre Scherverschiebung von Fels, die üblicherweise die nähere Umgebung einer aktiven Verwerfungszone betrifft. Die Größe der potenziellen Verschiebung liegt in der Größenordnung von mehreren Zentimetern oder Metern und kann nur anhand einer standortspezifischen seismischen Gefährdungsanalyse zuverlässig abgeschätzt werden. Empirische Korrelationen wurden unter anderem von Wells und Coppersmith aufgestellt (10). Die hervorgerufenen Spannungen sind erheblich größer als diejenigen infolge seismischer Wellenausbreitung. Einige Schadensfälle der letzten Zeit werden von Johansson und Konagai beschrieben (11). Im Allgemeinen ist es nicht möglich, das Tunnelbauwerk statisch derart zu bemessen, dass diese Verformungen sicher aufgenommen werden können. Ist die Kreuzung einer aktiven Verwerfung unvermeidbar, bleibt meistens als Gegenmaßnahme die Herstellung und Sicherung eines Überquerschnitts rund um den Tunnel entlang der potenziellen aktiven Verwerfungszone übrig. Das Volumen sollte ausreichend sein, um im Fall eines Bruchs die Streckenführung mit den zulässigen horizontalen und vertikalen Kurven entsprechend korrigieren zu können. Anastasopoulos et al. erstellten kürzlich eine Machbarkeitsstudie für einen Absenktunnel in einer dicken weichen Sedi-

mentschicht auf Fels, der einer Verschiebung infolge Verwerfung unterworfen wird, und zeigten, dass durch eine entsprechende Dimensionierung der Verbindungsfugen für die zugrunde gelegten Randbedingungen die entstehenden Beanspruchungen sicher aufgenommen werden können (12).

Mit Bodenversagen verbundene Schäden können durch Bodenverflüssigung, Rutschungen, Setzungen oder Böschungsbrüche an den Tunnelportalen verursacht werden. Das Eintreten dieser Gefahrenszenarien kann durch sorgfältige Baugrunduntersuchungen entlang der Trasse vermieden werden. Die größte Gefahr entsteht durch die Verflüssigung wassergesättigter, locker gelagerter Sande und Schluffe, die meistens auf geringe Tiefen beschränkt ist. Verfahren zur Abschätzung des Verflüssigungspotenzials sind inzwischen etabliert und in den relevanten Erdbebennormen dokumentiert, vergleiche Eurocode EC8, Teil 5 (DIN EN 1998-5:2006-03). Ein typisches Beispiel ist die Verlängerung der San Francisco Muni Metro Linie durch ein Gebiet, das gegen Ende des 19. Jahrhunderts durch Bodenaufschüttung auf dem Meeresboden gewonnen wurde (13). Der stark inhomogene Boden erlitt zweimal eine Verflüssigung, sowohl im Jahr 1906 als auch später beim Loma Prieta Erdbeben von 1989. Die seitliche Ausbreitung erreichte Werte zwischen 1 m und 1,5 m. Aufwändige Baugrundverbesserungsarbeiten waren notwendig, um die Verflüssigungsgefahr und deren Einfluss auf die Tunnelbauwerke zu minimieren. Eine gängige Maßnahme ist die Anordnung von Kies- beziehungsweise Schottersäulen zur Erhöhung der Drainagekapazität bei gleichzeitiger Verdichtung des Bodens infolge der einhergehenden Verdrängung, wie beim Aktion-Preveza Absenktunnel (14). Tunnelportale sind besonders durch bleibende Verformungen gefährdet. Die zugehörigen Böschungen werden durch Anker beziehungsweise Spritzbeton gesichert.

Starke Bodenerschütterungen verursachen Schäden in Form von Abplatzungen, Rissen oder Versagen der Auskleidung. Außerdem kann dadurch die Scherfestigkeit des Bodens oder Felsens in der Umgebung des Tunnels reduziert werden. In diesem Fall muss die Auskleidung in der Lage sein, zusätzliche Lasten aufzunehmen. Die seismische Antwort derartiger unterirdischer Strukturen hängt von der Form und der Tiefe des Hohlraums, von den mechani-

schon Eigenschaften des umliegenden Baugrunds und von der Intensität und Charakteristik der seismischen Erregung ab. Für Fels geben Dowding und Rozen in (15) an, dass keine nennenswerten Schäden auftreten, solange die Schwinggeschwindigkeit kleiner als 20 cm/s ist. Die Angabe von entsprechenden Grenzwerten für Lockergestein ist nicht möglich wegen der starken Variabilität der Bodeneigenschaften und der inhärenten Schwierigkeit, das dynamische Bodenverhalten zutreffend zu beschreiben.

Da eine Schädigung durch Bodenversagen mittels geeigneter Maßnahmen der Baugrundverbesserung vermieden werden kann, liegt das Hauptaugenmerk der seismischen Bemessung auf dem Schutz gegen die Folgen einer Verwerfung und gegen starke Bodenbewegungen.

Erschütterungen infolge eines Erdbebens breiten sich von der Felsunterlage her hauptsächlich in Form von Scherwellen, deren Orientierung bezüglich des Tunnelbauwerks zufällig ist, in den Boden aus. Bedingt durch die Interaktion zwischen diesen Wellen entstehen komplizierte Wellenformen. Die auf ein lang gestrecktes Tunnelbauwerk einfallenden Wellen erzeugen in Längsrichtung axiale Deformationen infolge wechselnder Zug-/Druckbelastung sowie Biegung bedingt durch Krümmung infolge der Wellenkomponenten mit Partikelbewegungen quer zur Tunnelachse. Geneigt einfallende Wellen zwingen unterschiedliche Teile einer lang gestreckten Struktur zu phasenverschobenen Schwingungen, die Zwängungen im Bauwerk hervorrufen.

3. Bestimmung der seismischen Erregung

Die seismische Erregung wird in Form von Bodenbeschleunigungen, Geschwindigkeiten, Verschiebungen sowie in Form von Antwortspektren angegeben. Diese Information wird im Rahmen einer projektspezifischen seismischen Gefährdungsstudie ermittelt, die auf einem seismotektonischen Modell im weiteren Umkreis des Standorts basiert. Die seismische Erregung wird üblicherweise an einer hypothetischen freien Felsoberfläche angegeben. Die seismische Gefährdungsstudie besteht aus mehreren Schritten, die folgende Punkte berücksichtigen (16):

- ◇ die maßgebenden seismischen Quellen in dem Nahfeld des Standorts mit den dazugehörigen Maximalmagnituden,
- ◇ Abnahmebeziehungen für die Beschleunigungsantwortspektrien,
- ◇ Magnitude-Wiederkehrrate-Beziehungen für jede seismische Quellzone und
- ◇ Verwerfungslänge-Magnitude-Beziehungen.

In den Abnahmebeziehungen ist nicht nur die Distanz, sondern auch der Einfluss der Erdbebenquelle selbst enthalten. Deswegen wurden Beziehungen für eine bestimmte Region entwickelt, die nicht zwangsläufig auf andere übertragbar sind. Ein Beispiel dafür ist der Vergleich europäischer und kalifornischer Erdbeben: Bei gleicher Magnitude und Distanz enthalten erstere bei niedrigen Frequenzen weniger und bei höheren Frequenzen mehr Energie. Eine weitere, in der Praxis oft gewählte Alternative besteht darin, spektrale Abnahmebeziehungen zu verwenden. Eine für die europäische Region entwickelte empirische Beziehung stammt von Ambraseys et al. (17). Die Abnahmebeziehungen gelten in der Regel für Felsstandorte mit Scherwellengeschwindigkeiten zwischen 500 m/s und 800 m/s.

Antwortspektrien werden für verschiedene Wiederkehrperioden, oder äquivalent, Überschreitungswahrscheinlichkeiten innerhalb eines vorgegeben Zeitraums definiert. Die Wiederkehrperiode ist ein Maß für das erwünschte Sicherheitsniveau und wird somit vom Bauherrn oder von den Normen vorgegeben. Eine erste Abschätzung der Zunahme der bezogenen Beschleunigung mit der Wiederkehrperiode wird im Eurocode EC8, Teil 1 (DIN EN 1998-1:2006-04), § 2.1.4 angegeben: Dabei wird der Bedeutungsbeiwert γ_I , mit dem die Referenz-Erdbebeneinwirkung multipliziert werden muss, mit einem Faktor skaliert

$$\gamma_I \sim (T_{LR} / T_L)^{-1/k} \dots\dots\dots [1]$$

wobei T_L die Wiederkehrperiode, für die die Extrapolation angewandt wird, und T_{LR} die Referenz-Wiederkehrperiode sind. Der Exponent k hängt von der Seismizität ab, kann jedoch mit ausreichender Genauigkeit gleich 3 angesetzt werden. Generell ist $T_{LR} = 475$ Jahre. Wird beispielsweise ein Sicherheitsniveau

entsprechend einer Wiederkehrperiode $T_L = 950$ Jahre definiert, muss der in der Norm angegebene Bedeutungsfaktor mit dem Faktor $(475/950)^{-1/3} = 1,26$ multipliziert werden.

In einem weiteren Schritt wird die seismische Bodenantwort des überlagernden Bodenschichtpakets für Freifeldbedingungen unter Annahme von vertikal propagierenden, horizontal polarisierten Scherwellen berechnet. Es handelt sich dabei um eine 1D-Berechnung mit nur einem Freiheitsgrad, der horizontalen Bodenbewegung. Ein weit verbreitetes Computerprogramm hierzu ist SHAKE, das ein visko-elastisches Bodenmodell und eine äquivalent-lineare Prozedur zur Erfassung der nicht linearen Variation von Schubmodul und Dämpfung mit der Dehnungsamplitude anwendet (18). Die seismische Erregung wird in Form eines Beschleunigungszeitverlaufs an der freien Oberfläche eines hypothetischen Felsens eingepreßt. Die Ergebnisse sind Bodenverschiebungen, Schubspannungen und Scherdehnungen sowie die dehnungskompatiblen Schubmoduli und Dämpfungsverhältnisse für die einzelnen Schichten.

Wie nachfolgend ersichtlich, ist die relevante kinematische Größe für die Tunnelbemessung die während eines Erdbebens zu erwartende Bodenverschiebung. Dagegen ist die Eingangsgröße für die SHAKE-Berechnung eine Beschleunigung. Somit muss besonders darauf geachtet werden, eine Erdbebenaufzeichnung zu wählen, die alle am Standort erwarteten kinematischen Größen, also Verschiebung, Geschwindigkeit und Beschleunigung, zutreffend wiedergibt.

4. Geotechnische Untersuchungen und Baugrundparameter

Die Geologie des Standorts wird üblicherweise während der Entwurfsphase des Projekts untersucht. Die geotechnischen und geophysikalischen Erkundungsmethoden entsprechen denen bei Standorten ohne seismische Gefährdung. Wichtig in Lockergesteinen ist die Tiefenlage der Felsunterlage. Dabei muss unter-



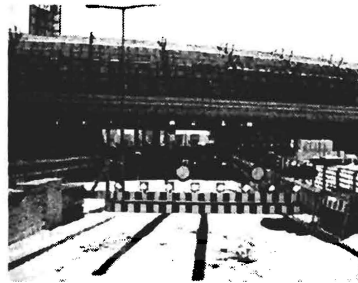
HEINTZMANN *holung GmbH*

Heintzmann

Sicherheitssysteme



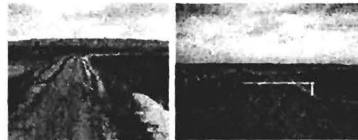
- Tunnelsperranlagen gemäß RABT
- In Anlehnung an RPS
 - Hydraulisch horizontal schwenkbar
 - Bis 12.000 mm



- Tunnelsperranlagen gemäß RABT
- In Anlehnung an RSA
 - Elektromotorisch horizontal schwenkbar
 - Bis 8.000 mm



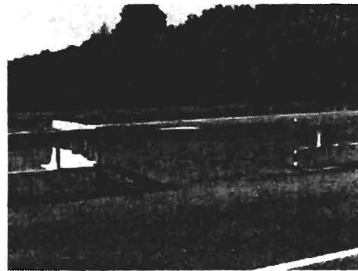
- Feuerwehrrettungsplätze - Sicherung
- Schutzplanken
 - Schranken, manuell vertikal schwenkbar



- Mittelüberfahrt Feuerwehrrschranke
- Stromlos vertikal schwenkbar
 - Vollautomatisch
 - In Anlehnung an RPS



- Mittelüberfahrt Gate Guard
- Manuell horizontal schwenkbar
 - Patent DE 102005b059 353 A1
 - Gemäß RPS



- Mittelüberfahrt
- Schranken, 2 Stück
 - Manuell vertikal schwenkbar
 - Feuerwehrdreikant

Heintzmann Sicherheitssysteme GmbH & Co. KG
 Bessemerstraße 80, D-44793 Bochum
 Tel.: 0234/9144-0 Fax.: 0234/9144-254 www.heintzmann-si.de

schieden werden zwischen hartem Felsgestein, welches eher in großen Tiefen ansteht, und weichem Fels, der in geringen Tiefen angetroffen wird. Die dynamische Steifigkeit des Bodens wird hauptsächlich durch die Scherwellengeschwindigkeit c_s repräsentiert: Die zugehörigen Werte reichen von über 800 m/s für unverwitterten intakten Fels bis zu 150 m/s für weiche kohäsive Böden. Weiche organische Böden können weit niedrigere Werte aufweisen.

Die Ausbreitungsgeschwindigkeit der Kompressionswelle c_p wird ebenfalls in der Praxis angewandt – vorwiegend bei Fels. Der Wert dieses Parameters wird in weichen Böden durch das Vorhandensein von Porenwasser stark beeinflusst und erlaubt somit nur bedingt eine differenzierte Materialcharakterisierung. Ein anerkanntes Klassifizierungssystem, das das gesamte Spektrum von Fels bis Boden abdeckt, existiert nach wie vor nicht. Ein Vorschlag wird in den AFPS/AFTES Empfehlungen (19) angegeben und versucht auch einen Zusammenhang mit Parametern herzustellen, die die Felsklüftigkeit berücksichtigen. Ein Auszug ist in Tabelle 1 dargestellt. In Tabelle 1 sind q_c der Spitzenwiderstand der Drucksonde (CPT), N_{SPT} die Schlagzahl der SPT-Sondierung, E_M der Modul aus dem Menard Pressiometer, q_u die einaxiale Druckfestigkeit, RQD (Rock Quality Designation) die Fels-Güte-Bezeichnung und ID der Trennflächenabstand. Wie ersichtlich, ist die Bandbreite der Werte groß. Dies betont die Notwendigkeit projektbezogener Untersuchungen zur Ermittlung zuverlässiger Bemessungswerte. In (29) wird empfohlen, die Deformationseigenschaften des intakten Felsens anhand von in-situ Dilatometerversuchen zu ermitteln.

Wie oben erwähnt, erfolgt die Berechnung der seismischen Bodenantwort meistens mittels einer äquivalent-linearen Prozedur. Als Eingangsparameter in dieser 1D-Berechnung werden der Schubmodul G und die Poissonzahl ν benötigt. Sie könnten aus gemessenen Wellengeschwindigkeiten c_s und c_p ermittelt werden,

$$c_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}} ; c_p = \sqrt{\frac{2(1-\nu)G}{1-2\nu\rho}} \dots\dots\dots [2]$$

Tabelle 1. Bodenklassifizierung nach den AFPS/AFTES Empfehlungen (19) (Auszug).

Bodenart	q _c [MPa]	N _{SPT} [-]	EM [MPa]	q _u [MPa]	c _s [m/s]	c _p [m/s]	RQD [%]	ID [cm]
intakter, unverwitterter Fels	-	-	-	> 10	800	-	> 75	> 60
verwitterter oder geklüfteter Fels	-	-	50 - 100	6 - 10	500 - 800	-	50 - 75	20 - 60
kohäsiver Boden (steifer Ton oder Mergel)	> 5	-	> 25	> 0,4	> 400	-	-	-
dichter rolliger Boden	> 15	> 30	> 20	-	> 400	> 1800	-	-
zersetzter oder stark geklüfteter Fels	-	-	50 - 100	1 - 6	300 - 500	-	< 50	< 20
mitteldichter rolliger Boden	5 - 15	10 - 30	6 - 20	-	150 - 400	1500 - 1800	-	-
kohäsiver Boden mittlerer Konsistenz und sehr weicher Fels	1,5 - 5	-	5 - 25	0,1 - 0,4	150 - 400	-	-	-
locker gelagerter rolliger Boden	< 5	< 10	< 6	-	< 150	< 1500	-	-
weicher kohäsiver Boden (weicher Ton oder Schlamm)	< 1,5	< 2	< 5	< 0,1	< 150	< 1500	-	-

was jedoch oft zu unrealistischen Werten für die Poissonzahl ν führt. Die gängige Praxis besteht somit darin, Werte für den Schubmodul G aus Versuchen oder empirischen Beziehungen zu ermitteln und die Poissonzahl ν unabhängig davon aus eigener Erfahrung beziehungsweise Empfehlungen zu wählen. ρ bezeichnet in Gleichung [2] die Dichte des Bodens.

Die Amplifikation der seismischen Erregung innerhalb eines Schichtpakets und demzufolge die Verschiebung, die der Tunnelstruktur eingeprägt wird, hängen stark von dem Impedanzverhältnis $\alpha_{s/r}$ ab, wobei

$$\alpha_{s/r} = \frac{\rho_s \cdot c_{s,s}}{\rho_r \cdot c_{s,r}} \dots\dots\dots [3]$$

In Gleichung [3] sind $c_{s,s}$, ρ_s und $c_{s,r}$, ρ_r die Scherwellengeschwindigkeiten und Dichten des Bodens und der darunter liegenden Felsunterlage. Die Amplifikation erhöht sich mit kleiner werdendem Impedanzverhältnis. Gleichung [3] setzt vertikal propagierende Scherwellen voraus.

Für in weiche Böden eingebettete Tunnel wird das geotechnische Untersuchungsprogramm durch geeignete dynamische Versuche erweitert. In-situ Down-Hole oder Cross-Hole Versuche werden zur Bestimmung von Wellengeschwindigkeiten in den verschiedenen Schichten bei kleinen Dehnungsamplituden eingesetzt. Die seismische Drucksonde – bestehend aus einer Kombination der Drucksonde (CPT) und der Down-Hole Versuchstechnik – wird zunehmend eingesetzt. Weniger aufwändig sind geophysikalische Messungen an der Baugrundoberfläche, wie seismische Refraktionsmessungen. Die Ergebnisse sollten mit Abschätzungen auf der Basis empirischer Beziehungen zwischen Scherwellengeschwindigkeit und Spitzendruckwiderstand oder SPT-Schlagzahl verglichen werden (16, 20).

Die Nichtlinearität der dynamischen Bodenparameter, das heißt die Variation von Schubmodul und Dämpfungsverhältnis mit der Scherdehnungsamplitude, wird im Labor anhand von Resonanz-Column Versuchen ermittelt. Eine genaue Modellierung des Bo-

dens muss den Einfluss des effektiven Überlagerungsdrucks sowie der Plastizitätszahl berücksichtigen (20). Zyklische Einfachscherversuche oder zyklische Triaxialversuche werden zur Bestimmung der Bodenentfestigung infolge wiederholter Belastung sowie zur Abschätzung des Verflüssigungspotenzials in wassergesättigten, locker gelagerten Sanden und schluffigen Sanden eingesetzt.

5. Bemessungsgrundsätze

Im Allgemeinen wird die erdbebensichere Bemessung für zwei Stufen der seismischen Gefährdung durchgeführt:

- ◇ Stufe 1 wird durch ein Erdbeben mittlerer Intensität charakterisiert, das mehrmals während der Lebenszeit des Bauwerks eintreten wird. Für diese Stufe wird verlangt, dass das Bauwerk sich mehr oder weniger elastisch verhält und das Erdbebenereignis ohne oder mit geringem Schaden übersteht.
- ◇ Stufe 2 entspricht einem starken Erdbeben mit geringer Überschreitungswahrscheinlichkeit während der Lebenszeit des Bauwerks. Das Bauwerk sollte derart bemessen werden, dass ein Kollaps nicht entsteht, wohl aber eine Teilschädigung infolge nicht-elastischer Deformation erlaubt ist.

Die für diese beiden Stufen zu erfüllenden Kriterien werden in den relevanten nationalen Normen beziehungsweise in den Spezifikationen des Projekts beschrieben. Jede Bemessungsstufe ist mit einer Lastkombination verbunden, wobei die zugehörigen Lastfaktoren vom erwünschten Verhalten der einzelnen Strukturelemente abhängen. Typische Lastkombinationen sind in (8) zusammengestellt.

Wegen dieser dualen Bemessungsstrategie können die relevanten Bemessungskriterien für Standorte mittlerer und hoher Seismizität unterschiedlich sein.

In Regionen mittlerer Seismizität ist die Differenz der Antwortspektren zwischen Stufe 1 und Stufe 2 groß, und Stufe 2 ist für die Tragwerksbemessung maßgebend. In Regionen hoher Seismizität dagegen verkleinert sich dieser Unterschied und Stufe 1 kann

die Bemessung dominieren. Somit sollten beide Stufen berücksichtigt werden.

Im Gegensatz zu oberirdischen Hochbauten, deren Verhalten durch die Trägheitseffekte dominiert wird, ist die dynamische Antwort von Tunneln vorwiegend kinematischer Natur, das heißt sie entsteht aus der Kompatibilität der Tunneldeformation mit der des umliegenden Bodens. Somit sind Boden-Bauwerk-Interaktionseffekte von grundlegender Bedeutung.

In der statischen Bemessung sind die Lasten bekannt und die Berechnung erfolgt auf der Basis von Kräften. Dagegen ist die seismische Tunnelantwort infolge der eingepprägten seismischen Verschiebungen stark von den Struktureigenschaften abhängig. Das Steifigkeitsverhältnis zwischen Struktur und Boden bestimmt die Größe der seismischen Kräfte. Man spricht dann von der seismischen Deformationsmethode. Trägheitseffekte sind bei der Bemessung von untergeordneter Bedeutung und können in guter Näherung vernachlässigt werden.

Seismische Lasten auf die einzelnen Strukturelemente erhöhen sich mit abnehmender Flexibilität des Bauwerks. Deswegen wird die Tunnelauskleidung für maximale Flexibilität bemessen, was durch Erhöhung der Duktilität mittels Einsatz geeigneter Baustoffe und Bewehrung erreicht wird. Plastische Gelenke werden bei kritischen Knotenpunkten zugelassen, nachdem überprüft worden ist, dass keine Kombination der plastischen Gelenke zu einem Versagensmechanismus führt.

Die Bemessung wird für drei grundlegende Deformationsmodi des Tunnels, wie in Bild 1 dargestellt, durchgeführt:

- ◇ Axiale Extension/Kompression infolge Wellenbewegungen parallel zur Tunnelachse, die wechselnde Druck-/Zugbelastung erzeugen,
- ◇ Biegung bedingt durch Krümmung infolge der Wellenkomponenten mit Partikelbewegung quer zur Tunnelachse,
- ◇ Verzerrung des kreisrunden oder rechteckigen Querschnitts bedingt durch vertikal propagierende Scherwellen in der Querschnittsebene.

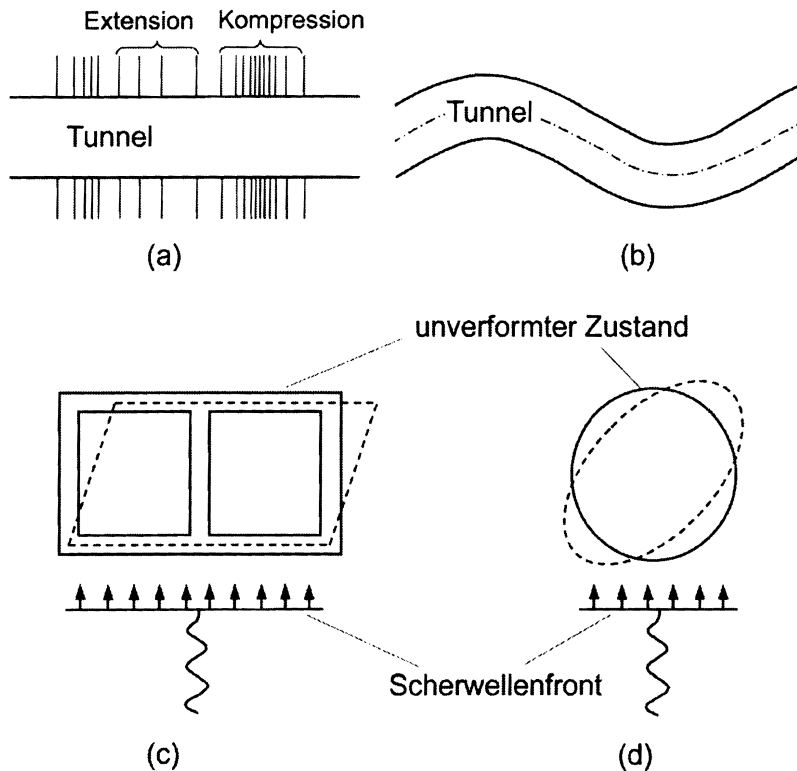


Bild 1. Verformungsmodi: a) Axiale Extension/Kompression, b) Biegung infolge Krümmung, c) Verzerrung kreisrunder und rechteckiger Querschnitte.

6. Axial- und Biegedeformation

Für die nachfolgenden Herleitungen wird angenommen, dass entlang der Tunneltrasse keine abrupten Änderungen der Bodeneigenschaften auftreten. Das Verformungsmuster ähnelt einer geschlängelten Bewegung entlang der Tunnelachse. Maßgebend für die Berechnung ist die Steifigkeit des Tunnels relativ zu der des umliegenden Bodens. Sie wird für kreisförmige Tunnelschalen mittels zweier getrennter Verhältniswerte beschrieben, dem Kompressibilitätsverhältnis C und dem Flexibilitätsverhältnis F zwischen Boden und Tunnel:

$$C = \frac{E (1 - \nu_1^2) d}{2E_1 t_1 (1 + \nu) (1 - 2\nu)}, F = \frac{E (1 - \nu_1^2) d^3}{48 E_1 I_1 (1 + \nu)} \dots \dots \dots [4]$$

Darin sind E der Elastizitätsmodul des Bodens, E_1 , I_1 , ν_1 und t_1 der Elastizitätsmodul, das Trägheitsmoment, die Poissonzahl und die Dicke der Tunnelauskleidung.

Es wurde gezeigt, dass die Kompressibilität einen geringen Einfluss auf das Tunnelverhalten hat. Das Flexibilitätsverhältnis nimmt ausreichend große Werte ($F > 20$) an, sodass die Annahme berechtigt ist, dass außer bei Stahlbetontunneln in weichen Böden die Auskleidung einen geringen oder verschwindend kleinen Widerstand gegen die Bodenbewegung leistet. Das bedeutet, dass neben den Trägheitseffekten auch die kinematische Wechselwirkung vernachlässigt wird. Das Einprägen der Freifeldbewegung auf das Tunnelbauwerk stellt somit eine konservative Annahme dar. Andererseits führt bei steifen Tunnelquerschnitten in weichen Böden die Vernachlässigung der Flexibilitätsunterschiede zu unverhältnismäßig großen Schnittgrößen. Zur Gewährleistung einer wirtschaftlichen Bemessung muss somit die Baugrund-Bauwerk-Wechselwirkung berücksichtigt werden.

6.1 Der Bodenbewegung folgendes Bauwerk

Zunächst werden Bauwerke betrachtet, die der Bodenbewegung folgen. Die Herleitung basiert auf den von Newmark (21) und Kuesel (22) entwickelten Verfahren. Es wird eine sinusförmige Bodenbewegung der Wellenlänge λ und Amplitude D_0 angenommen. Die Welle hat einen Einfallswinkel ψ bezüglich der Tunnelachse (Bild 2). Die betrachtete Welle kann entweder eine Scherwelle oder eine Rayleighwelle sein. Kompressionswellen werden üblicherweise als nicht maßgebend für die Bemessung angesehen.

Die Verschiebungen parallel (x) und senkrecht (y) zur Tunnelachse betragen:

$$u_x = D_0 \sin \psi \sin \left(2\pi \frac{x}{\lambda} \cos \psi - \omega t \right) \dots \dots \dots [5]$$

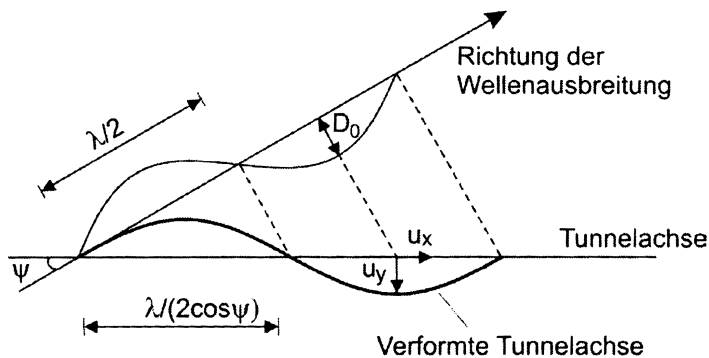


Bild 2. Einfallende Welle auf einen Tunnel.

$$u_y = D_0 \cos \psi \sin \left(2\pi \frac{x}{\lambda} \cos \psi - \omega t \right) \dots\dots\dots [6]$$

wobei t die Zeit und ω die Kreisfrequenz bezeichnen.

Die axiale Deformation des Bodens (und demzufolge auch des Tunnelbauwerks) infolge der seismischen Bewegung in Richtung der Tunnelachse ist:

$$\epsilon_x = \frac{\partial u_x}{\partial x} = \frac{2\pi}{\lambda} D_0 \sin \psi \cos \psi \cos \left(2\pi \frac{x}{\lambda} \cos \psi - \omega t \right) \dots\dots\dots [7]$$

mit der Amplitude

$$|\epsilon_x| = \frac{2\pi}{\lambda} D_0 \sin \psi \cos \psi \dots\dots\dots [8]$$

Infolge der seismischen Bewegung senkrecht zur Tunnelachse entsteht eine Deformation der Tunnelachse mit der Krümmung

$$\frac{1}{R} = \frac{\partial^2 u_y}{\partial x^2} = - \left(\frac{2\pi \cos \psi}{\lambda} \right)^2 u_y \dots\dots\dots [9]$$

Infolge dieser Krümmung wird die Tunnelauskleidung auf Biegung beansprucht, die an den beiden gegenüberliegenden Seiten des Tunnels der Breite b die folgenden Druck- und Zugdehnungen erzeugt:

$$\epsilon_b = \pm \frac{b}{2} \left(\frac{1}{R} \right) \dots\dots\dots [10]$$

mit der Amplitude

$$|\epsilon_b| = \frac{b}{2} \left(\frac{1}{R} \right) = \frac{b}{2} \left(\frac{2\pi \cos \psi}{\lambda} \right)^2 D_0 \cos \psi = \frac{2\pi^2 D_0 b \cos^3 \psi}{\lambda^2} \dots\dots [11]$$

Somit ist die maximale Axialverformung der Tunnelauskleidung infolge Dehnung und Biegung:

$$\epsilon = |\epsilon_x| + |\epsilon_b| = \left(\frac{2\pi D_0}{\lambda} \right) \left(\sin \psi + \frac{\pi b}{\lambda} \cos^2 \psi \right) \cos \psi \dots\dots\dots [12]$$

Es ist ersichtlich, dass je kürzer die Wellenlänge desto größer die eingeprägte seismische Dehnung. Unter der Annahme, dass für Wellenlängen kleiner als das sechsfache der Tunnelbreite das Verhalten des Tunnels dem eines starren Körpers entspricht, erhält man für $\lambda/\cos \psi = 6b$:

$$\epsilon = \left(\frac{2\pi D_0}{\lambda} \right) \left(\sin \psi + \frac{\pi}{6} \cos \psi \right) \cos \psi \dots\dots\dots [13]$$

Diese Funktion hat ihr Maximum bei $\psi = 32^\circ$. Der zugehörige Wert der Dehnung ist:

$$\epsilon_{\max} = 5,2 \frac{D_0}{\lambda} \dots\dots\dots [14]$$

Wird die Verschiebungsamplitude D_0 durch die Amplitude der Schwinggeschwindigkeit V_0 beziehungsweise die Amplitude der Beschleunigung A_0 ausgedrückt mit

$$D_0 = \frac{V_0}{c} \frac{\lambda}{2\pi} \quad \text{und} \quad D_0 = \frac{A_0}{c^2} \left(\frac{\lambda}{2\pi} \right)^2 \dots\dots\dots [15]$$

wobei c die effektive (scheinbare) Ausbreitungsgeschwindigkeit der einfallenden seismischen Wellen bezeichnet, erkennt man, dass die axiale Dehnung ε_x proportional zur Schwinggeschwindigkeit ist, während für die Krümmung und demzufolge für die Dehnung infolge Biegung ε_b die Beschleunigung maßgebend ist. Da beide Dehnungskomponenten einen Beitrag zu den Schnittgrößen liefern, ist es wichtig, ein Seismogramm mit realistischen Werten sowohl für V_0 als auch für A_0 anzusetzen.

Besondere Aufmerksamkeit erfordert die Wahl des Werts der effektiven Wellenausbreitungsgeschwindigkeit in der horizontalen Richtung c , der in obige Gleichungen eingesetzt wird. Er ist nicht zwangsläufig gleich dem Wert der Wellengeschwindigkeit im umliegenden Boden. Beobachtungen zeigen Werte in der Größenordnung von 1000 km/s. Der Grund dafür liegt in der Tatsache, dass abhängig von der Dicke der Bodenschicht die effektive Wellengeschwindigkeit in dem oberflächennahen Bereich durch die viel höhere Wellengeschwindigkeit der tieferen, steiferen Schichten beeinflusst wird.

Die Schnittgrößen im Tunnel werden durch Anwendung der Balkentheorie hergeleitet. Die Maximalwerte der Normalkraft N (Druck-Zug), des Biegemoments M und der Querkraft Q betragen:

$$|N| = \frac{2\pi}{\lambda} \sin\psi \cos\psi E_1 A_1 D_0 \dots\dots\dots [16]$$

$$|M| = \left(\frac{2\pi}{\lambda} \right)^2 \cos^3\psi E_1 I_1 D_0 \dots\dots\dots [17]$$

$$|Q| = \frac{2\pi \cos\psi}{\lambda} |M| \dots\dots\dots [18]$$

In Gleichung [16] ist A_1 die Querschnittsfläche der Tunnelauskleidung. Die maximale Normalkraft ergibt sich für $\psi = 45^\circ$, während das maximale Moment und die maximale Querkraft bei $\psi = 0^\circ$ auftreten. Die zugehörigen Werte lauten:

$$|N|_{\max} = \frac{\pi}{\lambda} E_1 A_1 D_0 \dots\dots\dots [19]$$

$$|M|_{\max} = \left(\frac{2\pi}{\lambda} \right)^2 E_1 I_1 D_0 \dots\dots\dots [20]$$

$$|Q|_{\max} = \frac{2\pi}{\lambda} |M|_{\max} \dots\dots\dots [21]$$

6.2 Berücksichtigung der Boden-Bauwerk-Wechselwirkung

In vielen Fällen ist das Tunnelbauwerk steifer als der umliegende Boden. Demzufolge wird sich der Tunnel infolge der Wechselwirkung mit dem umliegenden Boden um ein geringeres Maß verformen. Zur Modellierung dieser Effekte wird der Tunnel als ein auf Federn gelagerter, elastischer Balken abstrahiert. Diese Federn der Bodenreaktion wirken in axialer, transversal-horizontaler und vertikaler Richtung. Das Auflager wird durch die seismische Freifeldbewegung, wie oben beschrieben, angeregt. Die Boden-Bauwerk-Wechselwirkung wird somit unter Vernachlässigung von Trägheitseffekten als quasi-statisch behandelt. K_a und K_t mit der Einheit kN/m pro laufendem Meter bezeichnen hier die Federkonstanten in axialer und transversal-horizontaler Richtung. Der Einfluss der Boden-Bauwerk-Wechselwirkung auf die Schnittgrößen wird mittels Reduktionsfaktoren R_N und R_M berücksichtigt, die auf die Schnittgrößen nach den Gleichungen [19] und [20] angewandt werden (4, 23), wobei der Index SSI die Boden-Bauwerk-Wechselwirkung bezeichnet:

$$N_{\max,SSI} = N_{\max} R_N \quad , \quad M_{\max,SSI} = M_{\max} R_M \dots\dots\dots [22]$$

mit

$$R_N = \frac{K_a}{\frac{E_I A_I}{2} \left(\frac{2\pi}{\lambda}\right)^2 + K_a} \dots\dots\dots [23]$$

$$R_M = \frac{K_t}{E_I I_I \left(\frac{2\pi}{\lambda}\right)^4 + K_t} \dots\dots\dots [24]$$

Die Querkraft wird über das Biegemoment bestimmt:

$$Q_{\max,SSI} = \frac{2\pi}{\lambda} M_{\max,SSI} \dots\dots\dots [25]$$

Da in obigen Gleichungen die Schnittgrößen von der Wellenlänge λ abhängen, werden nun diejenigen Wellenlängen gesucht, die die Normalkraft, das Biegemoment und die Querkraft maximieren. Der Einfachheit halber wird dabei angenommen, dass die Werte der Federkonstanten der Bodenreaktion unabhängig von der Wellenlänge der seismischen Welle sind. Wird die Ableitung der Schnittgrößen nach der Wellenlänge zu Null gesetzt, erhält man:

$$\lambda_N = 2\pi \left(\frac{E_I A_I}{2 K_a}\right)^{1/2}, \lambda_M = 2\pi \left(\frac{E_I I_I}{K_t}\right)^{1/4}, \lambda_Q = 2\pi \left(\frac{E_I I_I}{3 K_t}\right)^{1/4} \dots [26]$$

wobei die Indizes N, M und Q die zugehörigen Schnittgrößen bezeichnen. Einsetzen dieser Werte in die Gleichungen [22] bis [25] ergibt die maximalen Schnittgrößen:

$$\hat{N}_{\max,SSI} = \frac{1}{4} \left(2 K_a E_I A_I\right)^{1/2} D_0 \dots\dots\dots [27]$$

$$\hat{M}_{\max,SSI} = \frac{1}{2} \left(K_t E_I I_I\right)^{1/2} D_0 \dots\dots\dots [28]$$

$$\hat{Q}_{\max,SSI} = \frac{3}{4} \left(\frac{K_t^3 E_I I_I}{3}\right)^{1/4} D_0 \dots\dots\dots [29]$$

Die berechnete maximale Normalkraft darf den Grenzwert der äußeren Tragfähigkeit in axialer Richtung nicht überschreiten. Letzterer wird aus der effektiven Scherfestigkeit des angrenzenden Bodens unter Anwendung eines geeigneten Sicherheitsfaktors abgeschätzt.

Obige Methode ist wegen der folgenden getroffenen Annahmen extrem konservativ, und die Ergebnisse aus den Gleichungen [27] bis [29] können somit als Obergrenzen für die Schnittgrößen angesehen werden:

- ◊ Die Bodenbewegung ist monochromatisch und wird daher durch einen einzigen Wellenzug konstanter Frequenz erzeugt,
- ◊ die Wellen fallen jeweils unter dem ungünstigsten Winkel auf das Bauwerk ein und
- ◊ die Verschiebungsamplitude D_0 ist unabhängig von der Wellenlänge, während im Allgemeinen die Amplitude der Bodenverschiebung mit der Wellenlänge abnimmt.

Die Amplitude der Bodenverschiebung D_0 wird entweder aus einer projektspezifischen seismischen Gefährdungsstudie abgeschätzt oder anhand einer nichtlinearen Berechnung der seismischen Bodenantwort für den anstehenden Boden ermittelt. Letztere ist bei oberflächennahen Tunnelbauwerken in weichen Böden unbedingt erforderlich.

6.3 Federkonstanten für die Boden-Bauwerk-Wechselwirkung

Ein Punkt, der besondere Aufmerksamkeit erfordert, ist die Bestimmung der Wellenlängenabhängigkeit der Federkonstanten der Bodenreaktion K_a und K_t . Auch heute noch ist dies ein schwieriges Unterfangen.

Eine strenge Lösung für die Federkonstanten der Bodenreaktion für gegebene Tunnelgeometrie existiert nicht. Die Vorschläge in der Fachliteratur hängen stark von den getroffenen Annahmen ab und zeigen somit eine große Streuung. St. John & Zahrah (4) leiten einen Ausdruck auf der Grundlage einer Lösung des Kelvinischen Problems her, das heißt der Antwort eines unendlichen, homogenen und isotropen Mediums auf eine statische Punktlast. Die Lösung für eine sinusförmige Last wird dann mittels einer Näherungsmethode abgeschätzt. Der resultierende Ausdruck, der sowohl für die axiale als auch für die transversal-horizontale Richtung gilt, lautet:

$$K_a = K_t = \frac{16\pi G(1-\nu)}{(3-4\nu)} \frac{d}{\lambda} \dots\dots\dots [30]$$

wobei G der dynamische Schubmodul des Bodens ist. Man beachte, dass in diesem Ausdruck die Federkonstante von der Wellenlänge abhängt und dadurch zusätzliche Unsicherheiten entstehen. Die Wellenlänge λ kann beispielsweise anhand des Modells „weiche Bodenschicht auf steifem Halbraum“ aus den Scherwellengeschwindigkeiten der weichen Schicht und der des Halbraums c_{s1} und c_{s2} nach folgender Formel abgeschätzt werden: $\lambda = H \cdot 8\beta / (1+\beta)$, wobei H die Dicke der weichen Schicht und $\beta = c_{s1}/c_{s2}$ ist (24).

Auf der Basis einer Zusammenführung von Vorschlägen verschiedener Autoren geben die AFPS/AFTES Empfehlungen (19) an:

$$K_a = K_t = G \dots\dots\dots [31]$$

Andererseits empfehlen Clough und Penzien (25):

$$K_a = 3 G \dots\dots\dots [32]$$

Die große Diskrepanz zeigt eindeutig die Schwierigkeit, realistische Werte für die Bemessung abzuschätzen. Für wichtige Projekte wird demnach empfohlen, die Antwort des Boden-Bauwerk-

Systems mittels einer Finite-Elemente-Berechnung zu bestimmen, welche automatisch unterschiedliche Werte für die axiale und die transversale Federkonstante der Bodenreaktion liefert.

Ein weiteres Näherungsverfahren wurde vom Autor (14, 26) zur Anwendung bei oberflächennahen Unterwassertunneln vorgeschlagen und berücksichtigt die Geometrie des Tunnels beziehungsweise der Absenkelemente, die Einbindetiefe sowie näherungsweise die Nichtlinearität der Boden-Bauwerk-Interaktion. Werte für die Federkonstante werden für ein eingebettetes starres Tunnelement berechnet. Die grundlegenden Annahmen sind: starres Kastelement, quasi-statische Belastung, vollständiger Verbund zwischen Boden und Tunnelement und lineare Elastizitätstheorie. Der effektive Schubmodul des umliegenden Bodens \bar{G} entspricht demjenigen unter Freifeldbedingungen, wie aus der äquivalent-linearen Berechnung der seismischen Bodenantwort ermittelt. Die Methode ergibt je nach Bewegungsmodus unterschiedliche Werte für die Federkonstanten: Für Tunnelemente mit einem Seitenverhältnis von 5:1 erhält man für die horizontalen Bewegungsmodi Werte von etwa $2,5 \bar{G}$, während für den vertikalen Modus die Federkonstante etwa $3,5 \bar{G}$ ist. Diese Ergebnisse stimmen gut mit der Empfehlung von Clough und Penzien (25) überein, eine horizontale Federkonstante gleich $3 \bar{G}$ anzusetzen.

6.4 Einfluss von Verbindungsfugen

Obige Herleitungen setzen eine kontinuierliche Tunnelauskleidung in Längsrichtung voraus. Fugen werden zwischen einzelnen Tunnelementen zur Reduktion der seismischen Dehnungen angeordnet. Nachgiebige Fugen sind typisch für Unterwassertunnel (6) und werden nachfolgend betrachtet. Für die Berechnung kann eine quasi-statische Methode nach dem vereinfachten numerischen Modell nach Hamada et al. (27) herangezogen werden (Bild 3). Es wird dabei angenommen, dass die axiale Dehnung infolge Druck-/Zugbeanspruchung das Verhalten des Tunnels dominiert und der axialen Dehnung infolge Biegung um die vertikale Achse eine untergeordnete Bedeutung zukommt. Weiterhin wird angenommen, dass die eingeprägte Bodendehnung ϵ_g gleichmä-

Big entlang der Tunnelachse verteilt ist. Die Dehnungen im Tunnel ϵ_t und die zugehörige relative Verschiebung der nachgiebigen Fugen δ_j ergeben sich zu:

$$\epsilon_t(x) = \left(1 - \frac{\cosh \beta x}{\cosh \beta L_j} \left(1 - \frac{\tanh(\beta L_j / 2)}{(\beta E_1 A_1 / 2k_j) + \tanh(\beta L_j / 2)} \right) \right) \epsilon_g \dots [33]$$

$$\frac{\delta_j}{L_j} = \frac{\tanh(\beta L_j / 2)}{(\beta L_j / 2) + (k_j L_j / E_1 A_1) \tanh(\beta L_j / 2)} \epsilon_g \dots [34]$$

mit

$$\beta = \sqrt{K_a / E_1 A_1} \dots [35]$$

In den obigen Ausdrücken ist L der Abstand zwischen zwei benachbarten Fugen (Länge eines Tunnелеlements), K_a ist die Federkonstante der Bodenreaktion in axialer Richtung und k_j die Federkonstante der nachgiebigen Fuge. Die maximale Dehnung tritt in der Mitte des Elements bei $x = 0$ auf.

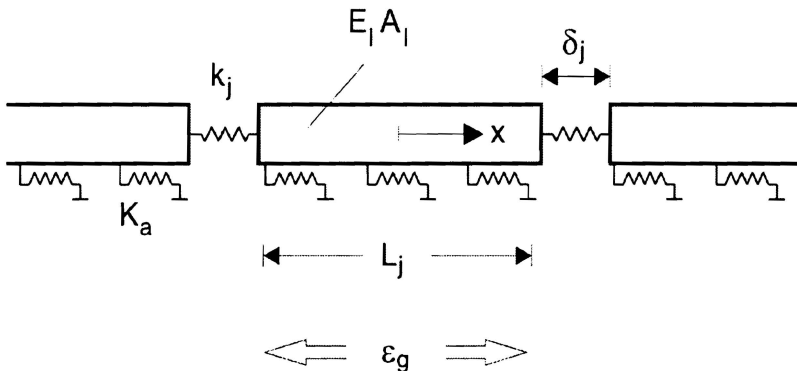


Bild 3. Vereinfachtes Modell für die Berechnung der seismischen Tunnelantwort nach Hamada et al. (27).

Eine Öffnung der Fugen im Erdbebenfall kann als unerwünschte Folge Wassereintritt in den Tunnel verursachen. Durch geeignete konstruktive Maßnahmen sollen die Fugen in der Lage sein, die erwarteten Verschiebungen aufzunehmen (26).

6.5 Globale Tunnelantwort

Die Axial- und Biegedeformationen können alternativ an einem globalen dreidimensionalen Tunnelmodell numerisch bestimmt werden (Bild 4). Dieses Modell besteht aus einem Balken gelagert auf Federn, welche die Boden-Bauwerk-Wechselwirkung beschreiben. Das System wird durch eine ortsabhängige Freifelddeformation des Bodens belastet. Unter Vernachlässigung der Inkohärenzeffekte der Bodenbewegung wird die örtliche Variabi-

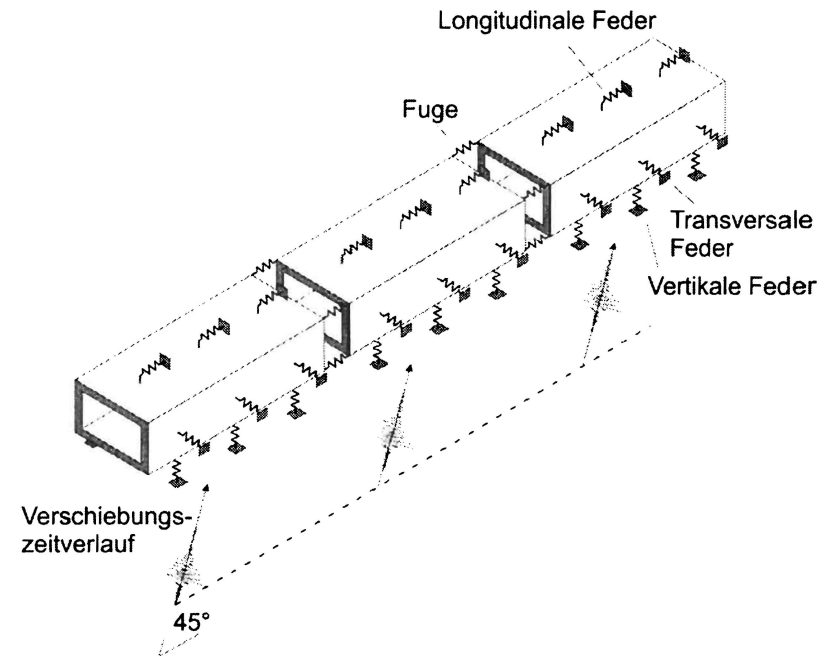


Bild 4. Modell für die Berechnung der globalen seismischen Tunnelantwort nach (26).

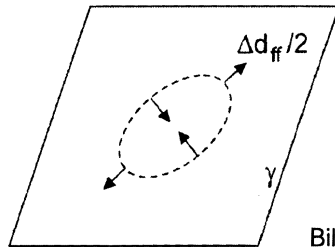


Bild 5. Scherung im ebenen Dehnungszustand.

lität der Bodenbewegung durch einen Zug von Scherwellen ohne Berücksichtigung der Wellenstreuung simuliert.

Der Einfallswinkel wird mit 45° bezogen auf die Tunnellängsachse angesetzt. Der Durchgang der Wellen findet mit der scheinbaren Ausbreitungsgeschwindigkeit c statt. Die seismische Bewegung wird in Form einer Freifeldverschiebung an den Auflagerepunkten der Feder auf dem Boden phasenverschoben angesetzt. Die Phasenverschiebung entspricht der scheinbaren Ausbreitungsgeschwindigkeit c . Trägheitseffekte des Balkens werden vernachlässigt. Es kann gezeigt werden, dass die Normalkraft und die Biegemomente im Tunnelquerschnitt mit wachsender scheinbarer Ausbreitungsgeschwindigkeit c abnehmen. Typische Werte für c variieren zwischen 1 000 m/s und 2 500 m/s, Hamada et al. (27).

7. Verzerrung von Tunnelquerschnitten

7.1 Ovalisierung kreisrunder Querschnitte

Wir betrachten zuerst kreisrunde Tunnelquerschnitte unter Scherung γ im ebenen Dehnungszustand, Bild 5. Das Modell entspricht einem tief liegenden Tunnel, sodass der Einfluss der Geländeoberfläche vernachlässigt werden kann. Der Boden wird als linear-elastisch angenommen. Ein Kreisquerschnitt verzerrt sich dann zu einer Ellipse.

Ist die Steifigkeit des Tunnels gleich der des Bodens, wird der Tunnelquerschnitt durch ein mit Boden verfülltes Loch modelliert. Die Durchmesserdehnung beträgt dann

$$\frac{\Delta d_{ff}}{d} = \pm \frac{\gamma}{2} \dots\dots\dots [36]$$

wobei d der Durchmesser und Δd_{ff} die Längenänderung unter Freifeldbedingungen sind. Für sehr kleine Werte der Tunnelsteifigkeit erhält man den anderen Grenzfall einer gelochten Bodenscheibe. Die Durchmesserdehnung ist dann

$$\frac{\Delta d_c}{d} = \pm 2\gamma(1-\nu) \dots\dots\dots [37]$$

wobei ν die Poissonzahl des Bodens und Δd_c die Längenänderung des Lochdurchmessers sind. Für einen typischen Wert $\nu = 1/4$ liefert Gleichung [37] einen dreimal so großen Wert wie Gleichung [36]. Dadurch wird ersichtlich, dass die Steifigkeitsverhältnisse die Tunnelantwort dominieren. Hierzu werden die in Gleichung [4] eingeführten Verhältniswerte C und F benutzt (28).

Analytische Lösungen in der Literatur unterscheiden sich vorwiegend hinsichtlich der Annahme für die Art des Kontakts zwischen Tunnelschale und Boden. Für schubfreien Kontakt leitet Wang (5) auf der Grundlage früherer Arbeiten von Höeg (28), Peck et al. (29) in Abhängigkeit von den Steifigkeitsverhältnissen C und F geschlossene Lösungen für Schnittgrößen und Verformungen her, welche die Boden-Bauwerk-Wechselwirkung berücksichtigen. Ähnliche, äquivalente Ausdrücke werden von Penzien und Wu (30) und Penzien (31) hergeleitet. Wegen der späteren Einbeziehung von Rechteckquerschnitten wird hier die von Penzien (31) gewählte Darstellung wiedergegeben, bei der die Durchmesserdehnung $\Delta d_{\text{tunnel}}^n$, die Normalkraft N_{max} , das Biegemoment M_{max} und die Querkraft Q_{max} in Abhängigkeit vom Verzerrungsverhältnis für schubfreien Kontakt R^n ausgedrückt werden:

$$R^n = \pm \frac{4(1-\nu)}{\alpha^n + 1} \dots\dots\dots [38]$$

mit

$$\alpha^n = \frac{12 E_{t1} (5-6\nu)}{d^3 G (1-\nu_1^2)} \dots\dots\dots [39]$$

sodass

$$\Delta d_{\text{Tunnel}}^n = R^n \Delta d_{ff} = R^n \frac{d}{2} \gamma \dots\dots\dots [40]$$

$$N_{\text{max}} = \pm \frac{6 E_{II} R^n}{d^2 (1 - \nu_1^2)} \gamma \dots\dots\dots [41]$$

$$M_{\text{max}} = \pm \frac{3 E_{II} R^n}{d (1 - \nu_1^2)} \gamma \dots\dots\dots [42]$$

$$Q_{\text{max}} = \pm \frac{12 E_{II} R^n}{d^2 (1 - \nu_1^2)} \gamma \dots\dots\dots [43]$$

In Gleichung [39] ist G der Schubmodul des Bodens.

Gleiten in der Kontaktfläche ist allerdings nur bei Tunneln in sehr weichen Böden bei sehr starker seismischer Erregung möglich. In den meisten Fällen wird ein Zustand zwischen schubfreiem (Gleiten) und vollem Verbund auftreten. Die Annahme von Gleiten liefert konservative Werte für Querschnittsdehnung und Biegemoment. Unter dem seismischen Belastungszustand einer einfachen Scherung ist jedoch die Normalkraft im Tunnel maximal, wenn ein voller Verbund angenommen wird. Numerische Untersuchungen von Hashash et al. (9) und des Autors (33) ergeben, dass lediglich die von Wang (5) auf der Grundlage der Arbeit von Einstein und Schwartz (32) hergeleitete Formel für die Normalkraft genaue Ergebnisse liefert:

$$N_{\text{max}} = \pm K_2 \frac{E}{(1 + \nu)} \frac{d}{2} \gamma \dots\dots\dots [44]$$

mit

$$K_2 = 1 + \frac{F[(1 - 2\nu) - (1 - 2\nu)C] - (1 - 2\nu)^2 / 2 + 2}{F[3 - 2\nu + (1 - 2\nu)C] + C[5/2 - 8\nu + 6\nu^2] + 6 - 8\nu} \dots\dots\dots [45]$$

Entsprechende Ausdrücke für die Dehnung des Durchmessers, das Biegemoment und die Querkraft sowohl nach Wang (5) für schubfreien Verbund als auch nach Penzien (31) für schubfreien beziehungsweise vollen Verbund ergeben im Vergleich zu den numerischen FEM-Berechnungen unter Ansatz eines vollen Verbunds um etwa 20% höhere Werte (33).

Die seismische Scherdehnung kann anhand der Näherung nach Newmark (21) abgeschätzt werden:

$$\gamma = \frac{v}{c_s} \dots\dots\dots [46]$$

wobei v die maximale Partikelgeschwindigkeit der Erdbebenanregung und c_s die Scherwellengeschwindigkeit im Boden sind. c_s ist dabei ein Effektivwert, welcher den Einfluss der Scherdehnungsamplitude berücksichtigt. In erster Näherung kann dieser Wert aus dem entsprechenden Wert bei sehr kleinen Dehnungen c_{s,max} und Multiplikation mit dem bei Eurocode 8, Teil 5 (DIN EN 1998-5:2006-03), Abschnitt 4.2.2, angegebenen Reduktionsfaktor in Abhängigkeit vom Niveau der Erdbebenbelastung bestimmt werden. Für die Bemessung soll jedoch eine genaue Berechnung der seismischen Bodenantwort mit einem oder mehreren repräsentativen Erdbebenzeitverläufen und den aktuellen dynamischen Kennwerten der einzelnen Bodenschichten durchgeführt werden. Der Einsatz von Rechenprogrammen, wie SHAKE, entspricht inzwischen dem Stand der Technik.

7.2 Verzerrung rechteckiger Tunnelquerschnitte

Geschlossene Lösungen für die Schnittgrößen unter Berücksichtigung der Effekte der Boden-Bauwerk-Wechselwirkung existieren nicht. Es wird so vorgegangen, dass man anhand einer pseudo-gekoppelten Methode eine Abschätzung der Verzerrung der Struktur vornimmt und anschließend diese Verformung dem statischen System einprägt, um daraus die Schnittgrößen zu bestimmen. Die Methode wird nachfolgend beschrieben.

Die maximale relative Verformung des Tunnelquerschnitts infolge der Scherung γ aus der seismischen Belastung beträgt:

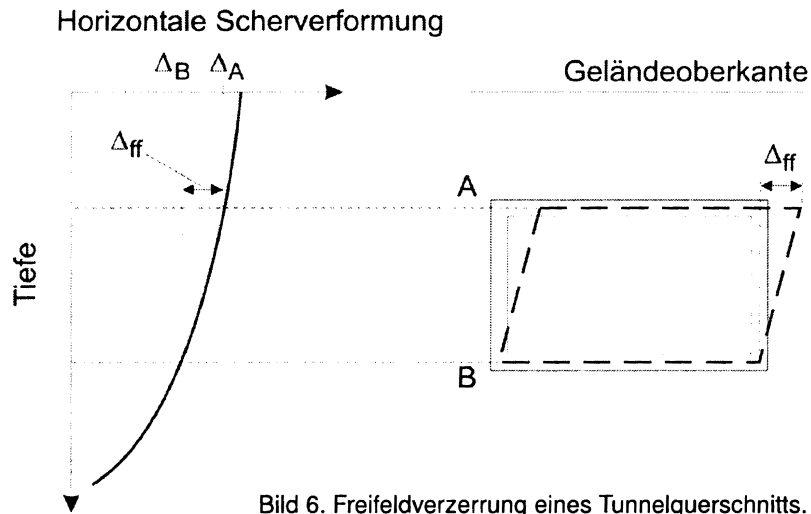


Bild 6. Freifeldverzerrung eines Tunnelquerschnitts.

$$\Delta_{\text{tunnel}} = \gamma_{\text{tunnel}} \cdot H \dots\dots\dots [47]$$

wobei H die Höhe des rechteckigen Tunnelkastens ist (Bild 6). Die relative Freifeldverschiebung ohne Vorhandensein des Tunnels ist $\Delta_{\text{ff}} = \gamma \cdot H$.

Je nach Steifigkeitsverhältnis zwischen Tunnel und umliegendem Boden ist Δ_{tunnel} kleiner oder größer als Δ_{ff} . Das zugehörige Verzerrungsverhältnis ist definiert als

$$R = \frac{\Delta_{\text{tunnel}}}{\Delta_{\text{ff}}} \dots\dots\dots [48]$$

Die relative Steifigkeit Tunnel/Boden wird durch das Steifigkeitsverhältnis S definiert:

$$S = \frac{G \cdot B}{k_1 \cdot H} \dots\dots\dots [49]$$

wobei G der dehnungsniveauekompatible Schubmodul des Bodens ist, B die Breite des Tunnels und k_1 die horizontale Steifigkeit des rechteckigen Kastens. k_1 wird an einem einfachen statischen

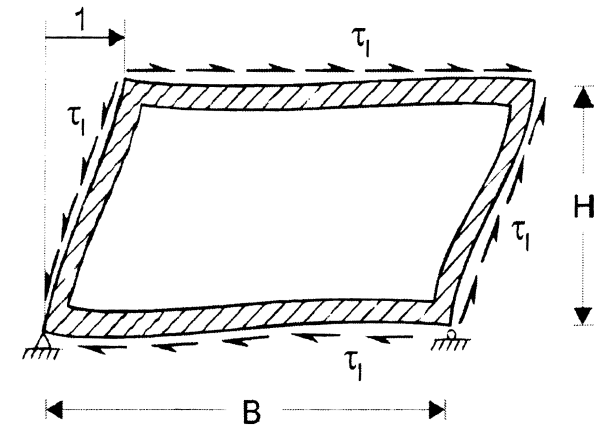


Bild 7. Einfaches statisches System zur Bestimmung der horizontalen Steifigkeit des Tunnels.

System des Tunnels unter Vernachlässigung des umliegenden Bodens mithilfe gängiger statischer Verfahren berechnet (Bild 7).

Eine geschlossene Lösung für das Verzerrungsverhältnis R für tief liegende Tunnel wurde von Penzien (31) hergeleitet:

$$R = \pm \frac{4(1-\nu)}{\alpha + 1} \dots\dots\dots [50]$$

wobei

$$\alpha = \frac{k_1(3 - 4\nu)}{k_s} \dots\dots\dots [51]$$

$$k_s = \frac{G}{H} \dots\dots\dots [52]$$

Das Verzerrungsverhältnis R ist gleich 1, wenn die Steifigkeit des Tunnels k_1 gleich der Steifigkeit des Bodens k_s ist. Wenn k_1 sehr klein wird, erhält man den Grenzfall des gelochten Vollraums, also $R = 4(1-\nu)$. Man erkennt, dass für nachgiebige Strukturen die Verzerrung größer als die Freifeldverzerrung sein kann, also $R > 1$.

Die Freifeldverschiebung Δ_{ff} wird aus einer Berechnung der seismischen Wellenausbreitung in der Bodenschicht bestimmt be-



Zeitschrift für
Bodenmechanik,
Erd- und
Grundbau,
Felsmechanik,
Ingenieur-
geologie,
Geokunst-
stoffe,
Deponien
und
Altlasten

Herausgegeben von der
Deutschen Gesellschaft für
Geotechnik e.V. (DGGT)



Postfach 18 56 20
45206 Essen
Telefon
+49 (0) 20 54 / 9 24-121
Telefax
+49 (0) 20 54 / 9 24-149
E-Mail vertrieb@vge.de
Internet www.vge.de

Erscheint
viermal jährlich

Jahresabonnement 2008
40,00 EUR einschließlich Ver-
sandkosten

Nachlass für
Studenten 50 %

Fachzeitschriften mit Kompetenz

ziehungsweise nach der Näherung Gleichung [46] abgeschätzt. Durch Multiplikation mit R erhält man dann Δ_{Tunnel} . Diese Verschiebung wird schließlich dem statischen System des Tunnels eingepreßt und daraus die Schnittgrößen bestimmt.

Die Genauigkeit obiger Lösung wurde anhand einer numerischen Berechnung an einem FEM-Modell überprüft (33). Es ergab sich eine sehr gute Übereinstimmung. Ein wichtiger Punkt betrifft den Wert des Elastizitätsmoduls für den Tunnel im ebenen Verformungszustand. FEM-Programme benutzen direkt den Elastizitätsmodul E und die Poissonzahl ν , während in der Balkenstatik der E-Modul durch $\bar{E} = E / (1 - \nu^2)$ ersetzt werden muss.

7.3 Einfluss der Tiefenlage des Tunnels

Obige geschlossene Lösungen gelten für tief liegende Tunnel. Beim Vorhandensein einer freien Geländeoberfläche wird die Verteilung der seismischen Freifeld-Scherdehnung über die Tiefe nicht konstant sein, zum Beispiel 1/4-Sinusverteilung in einer homogenen Schicht auf starrer Unterlage. Zusätzlich wird die Spannungsverteilung in der Umgebung des Tunnels von dem Abstand zwischen Tunneldecke und freier Oberfläche abhängen. Der Einfluss der Überdeckungshöhe wurde anhand von numerischen Untersuchungen ermittelt (5, 33, 34). Es zeigt sich, dass das Verzerrungsverhältnis nur schwach von der Überdeckungshöhe abhängt. Bei einer Überdeckungshöhe gleich der Tunnelhöhe reduziert sich R um etwa 13 % bezogen auf den Wert des tief liegenden Tunnels.

Quellennachweis

1. Power, M.S.; Rosidi, D.; Kaneshiro, J.Y.: *Seismic vulnerability of tunnels and underground structures revisited*. North American Tunneling '98, Ozdemir, L. (Ed.). Rotterdam: Balkema, pp. 243 - 250, 1998.
2. Uenishi, K.; Sakurai, S.: *Characteristic of the vertical seismic waves associated with the 1995 Hyogoken Nanbu (Kobe), Japan earthquake estimated from the failure of the Daikai Underground Station*. Earthquake Eng. Struct. Dyn. 29 (2000), pp. 813 - 821.
3. Parra-Montesinos, G.; Bobet, A.; Ramirez, J.A.: *Evaluation of soil-structure interaction and structural collapse in Daikai subway station during Kobe earthquake*. ACI Struct. J. 103 (2006), pp. 113 - 122.

4. St. John, C.M.; Zahrah, T.F.: *A seismic design of underground structures*. Tunn. Undergr. Sp. Tech. 2 (1987), pp. 165 - 197.
5. Wang, J.-N.: *Seismic Design of Tunnels: A State-of-the-Art Approach, Monograph 7*. New York: Parsons, Brinckerhoff, Quade and Douglas Inc., 1993.
6. Kiyomiya, O.: *Earthquake-resistant design features of immersed tunnels in Japan*. Tunn. Undergr. Sp. Tech. 10 (1995), pp. 463 - 475.
7. Ingerslev, C.; Kiyomiya, O.: *Chapter 8. Earthquake analysis*. Tunn. Undergr. Sp. Tech. 12 (1997), pp. 158 - 162.
8. Hashash, Y.M.A.; Hook, J.J.; Schmidt, B.; Yao, J.I.C.: *Seismic analysis and design of underground structures*. Tunn. Undergr. Sp. Tech. 16 (2001), pp. 247 - 293.
9. Hashash, Y.M.A.; Park, D.; Yao, J.I.-C.: *Ovaling deformations of circular tunnels under seismic loading, an update on seismic design and analysis of underground structures*. Tunn. Undergr. Sp. Tech. 20 (2005), pp. 435 - 441.
10. Wells, D.L. and Coppersmith, K.J.: *New empirical correlations among magnitude, rupture length, rupture width, rupture area and surface displacement*. Bull. Seism. Soc. Am. 84 (1994), pp. 974 - 1002.
11. Johansson, J.; Konagai, K.: *Fault induced permanent ground deformations: Experimental verification of wet and dry soil, numerical findings' relation to field observations of tunnel damage and implications for design*. Soil Dyn. Earthq. Eng. 27 (2007), pp. 938 - 956.
12. Anastasopoulos, I.; Gerolymos, N.; Drosos, V.; Georgarakos, T.; Kourkoulis, R.; Gazetas, G.: *Behaviour of deep immersed tunnel under combined normal fault rupture deformation and subsequent seismic shaking*. Bull. Earthquake Eng. 6 (2008), 213 - 239.
13. Arango, I.; Kulesza, R.; Wu, C.L.: *San Francisco's MUNI metro underground extension*. Proc. 11th European Conf. Earthq. Eng., 1998.
14. Vrettos, C.; Savidis, S.: *Seismic design of the foundation of an immersed tube tunnel in liquefiable soil*. Rivista Italiana di Geotecnica, 38 (2004), pp. 41 - 50.
15. Dowding, C.H.; Rozen, A.: *Damage to rock tunnels from earthquake shaking*. J. Geotech. Eng. Div. ASCE 104 (1978), pp. 175 - 191.
16. Kramer, S.L.: *Geotechnical Earthquake Engineering*. Upper Saddle River, N.J.: Prentice Hall, 1996.
17. Ambraseys N.N.; Douglas, J.; Sarma, S.K.; Smit, P.M.: *Equations for the estimation of strong ground motions from shallow crustal earthquakes using data from Europe and the Middle East: Vertical peak ground acceleration and spectral acceleration*. Bulletin Earthquake Eng. 3 (2005), pp. 55 - 73.
18. Schnabel, P.B.; Lysmer, J.; Seed, H.B.: *SHAKE – A computer program for earthquake response analysis of horizontally layered sites*. Report No.

- EERC 72/12. Berkeley, University of California, Earthquake Engineering Research Center, 1972.
19. AFPS/AFTES: *Guidelines on Earthquake Design and Protection of Underground Structures*. 2001.
20. Vrettos, C.: *Bodendynamik*. Grundbau-Taschenbuch, Teil 1: Geotechnische Grundlagen, Witt, K.J. (Hrsg.). Berlin: Ernst & Sohn, 2008.
21. Newmark, N.M.: *Problems in wave propagation in soil and rock*. Proc. Int. Symp. Wave Propagation and Dynamic Properties of Earth Materials, New Mexico, Univ. of New Mexico Press, 1967.
22. Kuesel, T. R.: *Earthquake design criteria for subways*. J. Struct. Div. ASCE 95 (1969), pp. 1213 - 1231.
23. Kuribayashi, E.; Iwasaki, T.; Kawashima, K.: *Dynamic behaviour of a subsurface tubular structure*. Bulletin New Zealand Soc. for Earthq. Eng. 7 (1974), pp. 200 - 220.
24. Matsubara, K.; Hirasawa, K.; Urano, K.: *On the wave length for seismic design of underground pipeline structures*. Earthquake Geotechnical Engineering, Ishihara, K. (Ed.). Rotterdam: Balkema, pp. 587 - 590, 1995.
25. Clough, R.W.; Penzien, J.: *Dynamics of Structures*. New York: McGraw-Hill, 1993.
26. Vrettos, C.; Koliass, B.; Panagiotakos, T.; Richter, T.: *Seismic response analysis of an immersed tunnel using imposed deformations*. In: Proc. 4th Int. Conf. Earthquake Geotech. Eng., Thessaloniki, Paper No. 1473, 2007.
27. Hamada, M.; Shiba, Y.; Ishida, O.: *Earthquake observation on two submerged tunnels at Tokyo Port*. In: Soil Dynamics and Earthquake Engineering Conference, Southampton, pp. 723 - 735, 1982.
28. Höeg, K.: *Stresses against underground structural cylinders*. J. Soil Mech. Found. Div. ASCE 94 (1968), pp. 833 - 858.
29. Peck, R.B.; Hendron, A.J.; Mohraz, B.: *State of the art in soft ground tunneling*. The Proceedings of the Rapid Excavation and Tunneling Conference. American Institute of Mining, Metallurgical, and Petroleum Engineers, New York, NY, pp. 259 - 286, 1972.
30. Penzien, J.; Wu, C.L.: *Stresses in linings of bored tunnels*. Earthquake Eng. Struct. Dyn. 27 (1998), pp. 283 - 300.
31. Penzien, J.: *Seismically induced racking of tunnel linings*. Earthquake Eng. Struct. Dyn. 29 (2000), pp. 683 - 691.
32. Einstein, H.H.; Schwartz, C.W.: *Simplified analysis for tunnel supports*. J. Geotech. Div. ASCE 105 (1979), pp. 499 - 518.
33. Vrettos, C.: *Seismische Berechnung von Querschnitten oberflächennaher Tunnel*. Baudynamik. VDI-Berichte Nr. 1941, S. 585 - 594, 2006.
34. Ostadan, F.; Penzien, J.: *Seismic design of cut-and-cover sections of the Bay Area Rapid Transit Extension to San Francisco Airport*. Prof. 2nd US-Japan SSI Workshop, Tsukuba, 2001.