DOI: 10.1002/best.201400013

Jörg Schmidt, Marko Orgass, Steffen Renger, Frank Dehn

Tunnel Königshainer Berge – Vom Brandschaden zum Instandsetzungskonzept

Am 18. Mai 2013 kam es ca. 600 m vor dem östlichen Tunnelportal zu einem LKW-Brand in der Südröhre des Tunnels Königshainer Berge. Nach dem Brand waren im Bereich der Unglücksstelle Betonabplatzungen festzustellen. Zur Bewertung des Schädigungsgrads an Tunnelschale, Dichtung, Dränage, Kabelleerrohren, Kappen, Entwässerung, Schlitzrinne, Markierung und Fahrbahn wurden mit dem Ziel der Ableitung von Instandsetzungsmaßnahmen experimentelle Untersuchungen und numerische Berechnungen durchgeführt. Unter Zugrundelegung der ermittelten Brandlast wurde die Temperaturbeanspruchung der Tunnelschale orts- und zeitabhängig bestimmt, um mit diesen Informationen das Durchwärmungsverhalten zu berechnen und die statisch-konstruktiven Auswirkungen auch im Vergleich zu den experimentellen Untersuchungen und Werkstoffprüfungen zu verifizieren. Im Ergebnis der Untersuchungen konnte ein Instandsetzungskonzept für den Konstruktionsbeton abgeleitet und umgesetzt werden.

Tunnel Königshainer Berge from fire incident to repair concept

On May 18, 2013, a truck fire happened in the southern tube of the Tunnel Königshainer Berge – 600 m before the eastern tunnel portal. After the fire, concrete spalling was observed in the crash area. For the evaluation of the damage degree of tunnel lining, sealing, drainage, cable ducts, sidewalks etc. experimental investigations and numerical calculations have been conducted in order to derive repair measures. On the basis of the evaluated fire load, the temperature loading on the tunnel lining was determined – both site- and time-orientated. These information were used to calculate the temperature ingress and distribution and to verify the static and structural effects in comparison to the experimental investigations and material tests. As a conclusion, a repair concept for the structural concrete was derived and executed.

1 Einleitung

Der Tunnel durch die Königshainer Berge im Zuge der Bundesautobahn A4 Dresden – Görlitz liegt zwischen den Anschlussstellen Nieder Seifersdorf und Kodersdorf ca. 14 km vor der Bundesgrenze zur Republik Polen. Er besteht aus zwei parallelen Röhren mit jeweils 3,3 km Länge. Je Richtungsfahrbahn sind zwei Fahrstreifen angeordnet, es gibt keine Standspur. 1999 war das Jahr der Inbetriebnahme nach dreijähriger Bauzeit. Die Tunnelinnenschale besteht aus Ortbetonblöcken, wobei die jeweils ersten und letzten 33 Blöcke (ca. 330 m) bewehrt und die anderen unbewehrt sind.

Am 18. Mai 2013 kam es ca. 600 m vor dem Tunnelportal Seite Görlitz in der Südröhre Fahrtrichtung Görlitz bei Block Nr. 279 zu einem LKW-Brand. Folgender Ablauf ist dokumentiert:

- 8:38 Uhr: Der LKW kommt am rechten Fahrbahnrand des ersten Fahrstreifens im Bereich des Übergangs von Block 278 zu Block 279 zum Stehen. Flammen im Bereich des rechten Vorderrads sind sichtbar.
- 8:40 Uhr: Erste Flammen schlagen aus dem Führerhaus.
- 8:41 Uhr: Die mechanische Zwangslüftung schaltet sich im Brandfallmodus ein.
- 8:44 Uhr: Das Führerhaus brennt vollständig.
- 8:47 Uhr: Die Flammen erreichen die Ladefläche. Die Ladung entzündet sich. Die Vollbrandphase beginnt.
- 8:53 Uhr: Die Feuerwehr trifft ein.
- 9:13 Uhr: Der Löschangriff beginnt.
- 9:30 Uhr: Das Feuer ist gelöscht.

Nach dem Brand waren im Bereich der Unglücksstelle folgende Schäden festzustellen:

- großflächige Betonabplatzungen in den Blöcken 278 und 279 mit 4 bis 5 cm Tiefe sowie kleinere Abplatzungen mit geringer Tiefe im Block 280, vor allem in der Nähe der Blockfuge 279–280
- kleine Abplatzungen mit geringer Tiefe, vermutlich nach dem Brand bei Abkühlung abgeplatzte, verrußte Betonschicht im Block 280
- Rußablagerungen auf der Betonoberfläche von Block 278 bis zum östlichen Portal (Intensität und Flächenverteilung der verrußten Bereiche variieren mit dem Verlauf der Abgasströmung)
- Rußablagerungen in geringerer Intensität in den Blöcken 276–277
- stellenweiser Abtrag der Betonschicht an der Betonoberfläche, dadurch geringfügig aufgeraut

Zusätzlich ergaben sich aus dem Vergleich der vor und nach dem Brand angefertigten Laserscan-Aufnahmen der Tunnelinnenschale vereinzelt neu entstandene Risse.

Bild 1 zeigt eine Aufnahme des Tunnels im Bereich der Blöcke 278 bis 282, dargestellt als Abwicklung ohne Fahrbahnbereiche. Die Firste ist in Bildmitte zu erken-

 © Ernst & Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaften GmbH & Co. KG, Berlin.

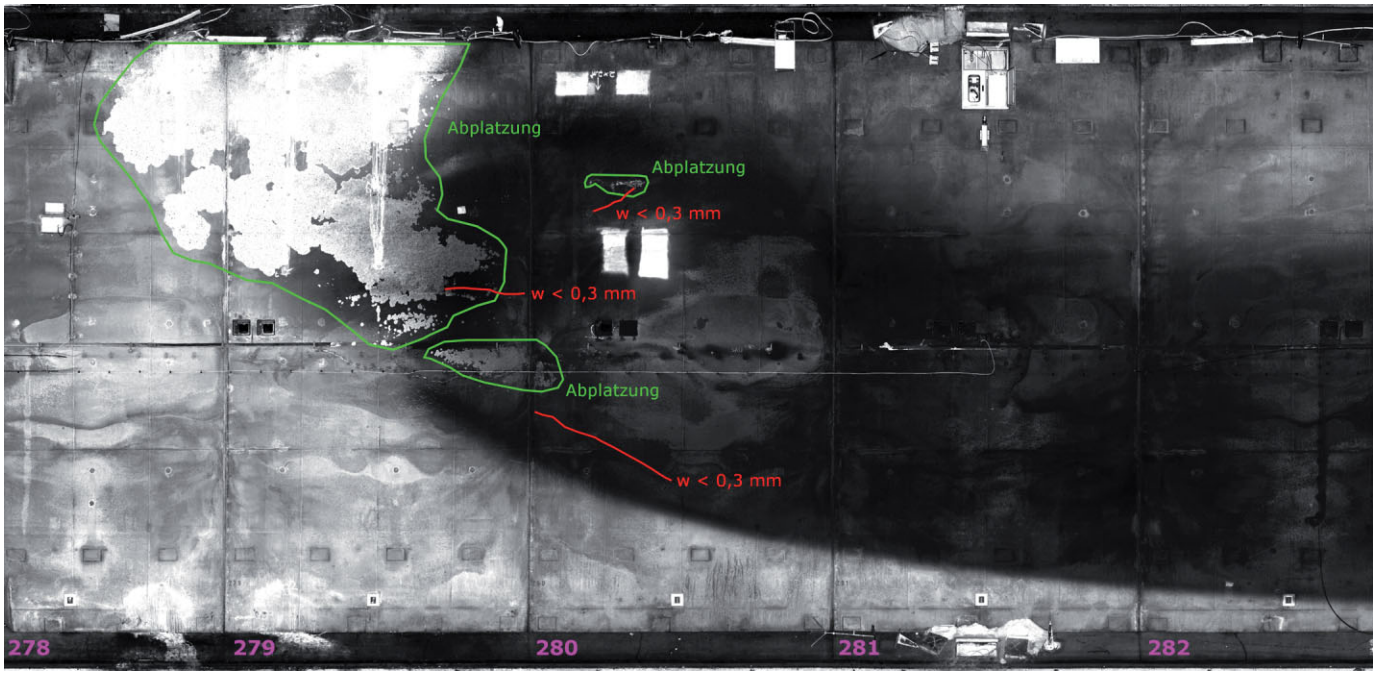

Bild 1 Aufnahme der inneren Tunneloberfläche (Abwicklung)
Photo of the inner tunnel surface (projection)

nen. Deutlich sichtbar sind die hellen Bereiche mit Betonabplatzungen und die dunklen Bereiche mit Rußablagerungen infolge der abströmenden Heißgase.

2 Bestimmung der Brandlast und Energiefreisetzungsrate

Die Brandlast der brennbaren Stoffe konnte auf Basis von Lieferscheinen und Erfahrungen gemäß Tab. 1 nach oben hin abgeschätzt werden. Die maximal frei werdende Energie beträgt damit ca. 150 000 MJ. Dieser Wert ist größer als die in [1] (<80 000 MJ) und [2] (ca. 90 000 MJ) für durchschnittliche LKW-Brände angegebenen Brandlasten. Ursache hierfür sind die auf der sicheren Seite liegend abgeschätzten Heizwerte der geladenen Schichtstoffplatten und Reifen.

Auf Basis der Beobachtungen während des Brands, eigener Originalbrandversuche (z. B. [3]), der Dokumentationen zum Brandhergang und den in der Literatur angegebenen Kenngrößen für LKW-Brände in Tunneln wurden drei verschiedene Szenarien für den zeitlichen Verlauf der Energiefreisetzungsrate bestimmt. Für alle drei Szenarien, die den unteren und oberen Erwartungswert sowie das „Worst-case"-Szenario abbilden, wurde der Brandverlauf des Naturbrandmodells gemäß DIN EN 1991-1-2 [4] verwendet. Die Brandentwicklung geschieht, wie in Tunneln üblich, sehr schnell. Gemäß [5] wird der Verlauf der Energiefreisetzungsrate mit schneller Brandentwicklung durch die quadratische Formel

$$HRR(t) = 0{,}1876 \cdot t^2 \qquad (1)$$

modelliert.

Tab. 1 Abschätzung der maximalen Brandlast
Determination of maximal fire load

Bezeichnung	Masse in kg	Verlust in %	Brandlast in MJ
LKW-Reifen	ca. 480	100	ca. 16 000
LKW-Diesel	ca. 300	ca. 50	ca. 6 600
LKW – sonstige Teile	ca. 6 000	ca. 10	ca. 12 000
Schichtstoffplatten	3 500	100	ca. 79 000
Reifen	1 100	ca. 75	ca. 28 000
Sonstige Ladung	1 650	ca. 10	ca. 3 700
			ca. 150 000

Die maximalen Energiefreisetzungsraten während der Vollbrandphase wurden für die drei Brandszenarien unter folgenden Gesichtspunkten bestimmt:

- In der Literatur (z. B. [1, 2]) werden für LKW-Brände 30–45 MW als maximale Energiefreisetzungsrate angegeben.
- Die Vollbrandphase endet mit dem Beginn des Löschangriffs der Feuerwehr.
- Ein Abklingen der Energiefreisetzungsrate beginnt (Abklingphase), wenn ca. 70 % der brennbaren Masse bzw. der Brandlast bereits verbrannt sind (vgl. [4, 5]).
- Für die vollständige Verbrennung der Brandlast innerhalb der beobachteten Branddauer und unter Berücksichtigung der Kriterien für das Ende der Vollbrandphase wäre eine maximale Energiefreisetzungsrate von 70 MW erforderlich („Worst-case").

Daher werden für die drei Szenarien folgende maximale Energiefreisetzungsraten

- 30 MW als unterer Erwartungswert
- 45 MW als oberer Erwartungswert
- 70 MW als „Worst-case"-Szenario

angenommen.

Das „Worst-case"-Szenario diente der Ergebnisinterpretation und zur Entscheidungsfindung im Hinblick auf die Definition der Bereiche für die weiteren notwendigen Untersuchungen zur Ableitung des Instandsetzungskonzepts. Es wird damit implizit angenommen, dass die gesamte Brandlast verbrennt. Das heißt, das Integral unter den in Bild 2 ausgewiesenen Kurven für das „Worst-case"-Szenario entspricht der in Tab. 1 ausgewiesenen Brandlast.

Eine umfängliche Berücksichtigung der mit diesem Szenario erzielten Ergebnisse wird nicht empfohlen, da die vollständige Verbrennung der oben ermittelten Brandlast innerhalb der beobachteten Branddauer mit der Wirkung des Löschangriffs der Feuerwehr nicht vereinbar ist. Die Brandentwicklung wird gemäß [5] als schnell angenommen. Beim „Worst-case"-Szenario beginnt damit die Vollbrandphase nach ca. 10 min. Auf die Berücksichtigung eines noch schnelleren Anstiegs der HRR, wie er beispielsweise bei Flüssigkeitslachenbränden bekannt ist, wird aufgrund der vorliegenden Videoaufzeichnungen verzichtet.

Unter Berücksichtigung der o. g. Randbedingungen ergeben sich die in Bild 2 ausgewiesenen zeitlichen Verläufe für die Energiefreisetzungsrate der drei untersuchten Brandszenarien. Aus den Szenarien ergeben sich Gesamtenergien bzw. die Brandlasten von 70 GJ, 100 GJ und 150 GJ, welche für die Brandszenarien HRR30 und HRR45 sehr gut mit den in der Literatur ausgewiesenen Werten übereinstimmen (vgl. [1, 2]).

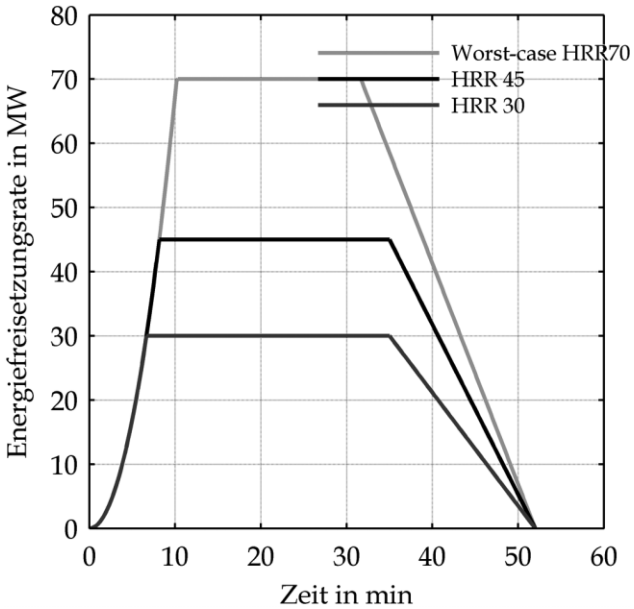

Bild 2 Energiefreisetzungsrate in Abhängigkeit von der Zeit für die drei untersuchten Brandszenarien
Heat release rate against time for the investigated fire scenarios

3 Bestimmung der Temperatureinwirkung

Um die Auswirkungen des Brands auf die Tragkonstruktion und Tunnelausstattung inkl. deren Befestigung beurteilen zu können, war es notwendig, die Temperaturbeanspruchung in Abhängigkeit von Ort und Zeit zu bestimmen. Für die Berechnung der Temperaturbeanspruchung durch die Heißgastemperaturen und Wärmestrahlung wurden CFD-Programme (Computational Fluid Dynamics) verwendet. Ein CFD-Code, der speziell für brandschutztechnische Belange entwickelt wurde, ist das Feldmodell „Fire Dynamics Simulator", kurz FDS [6]. Das FDS-Programmsystem wurde im Rahmen mehrerer vorangegangener Untersuchungen für vergleichbare Szenarien verwendet und dabei validiert (z. B. [3]). FDS wurde außerdem in [5] als ein für die Brandsimulation geeignetes Modell benannt. Die CFD-Simulation mit FDS berücksichtigt auch die für Brände ggf. interessanten Einflüsse aus der Ventilation bzw. der Sauerstoffversorgung.

Das für den Tunnel Königshainer Berge angesetzte CFD-Modell besitzt eine Länge von 600 m und modelliert damit die Südröhre von Block 273 bis zum östlichen Tunnelportal. Der Tunnelquerschnitt ist in Bild 3 dargestellt. Der Koordinatenursprung wurde an die Brandstelle gelegt. Die Elementgröße/Gitterweite betrug 50 cm × 50 cm × 50 cm. Die mechanische Zwangslüftung, welche während des Brands aktiviert war, erzeugte gemäß Bericht der Abnahmeprüfung der Strahlventilatoren einen Volumenstrom von ca. 9 m/s. Vor Inbetriebnahme der mechanischen Zwangslüftung wird eine Strömungsgeschwindigkeit der Luft von 1,5 m/s berücksichtigt. Diese Geschwindigkeitsrandbedingung wurde im Modell durch eine entsprechende Randbedingung am westlichen Ende des Tunnelmodells berücksichtigt.

Auf eine Randbedingung im Modell am östlichen Tunnelende wurde verzichtet, um höhere Gas- bzw. Ausströmgeschwindigkeiten infolge des Brands zuzulassen. Der brennende LKW wurde diskret als nicht durchströmbares Hindernis modelliert. Da sich im Tunnel (zumindest während der Vollbrandphase) keine weiteren Fahrzeuge befanden, wurde auf zusätzliche Strömungshindernisse verzichtet. Die brennende Ladung wurde durch eine Ener-

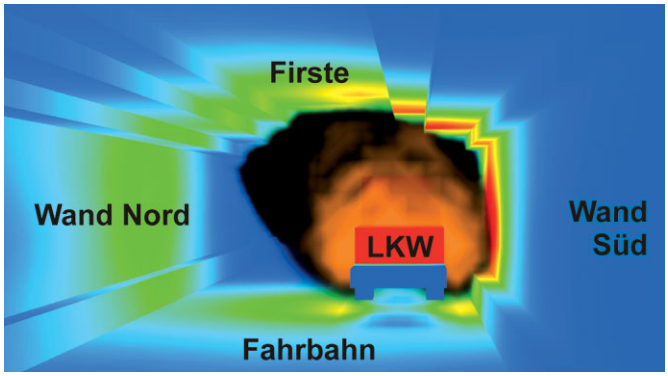

Bild 3 Tunnelquerschnitt im CFD-Modell mit brennendem LKW
Tunnel cross section in the CFD model with burning truck

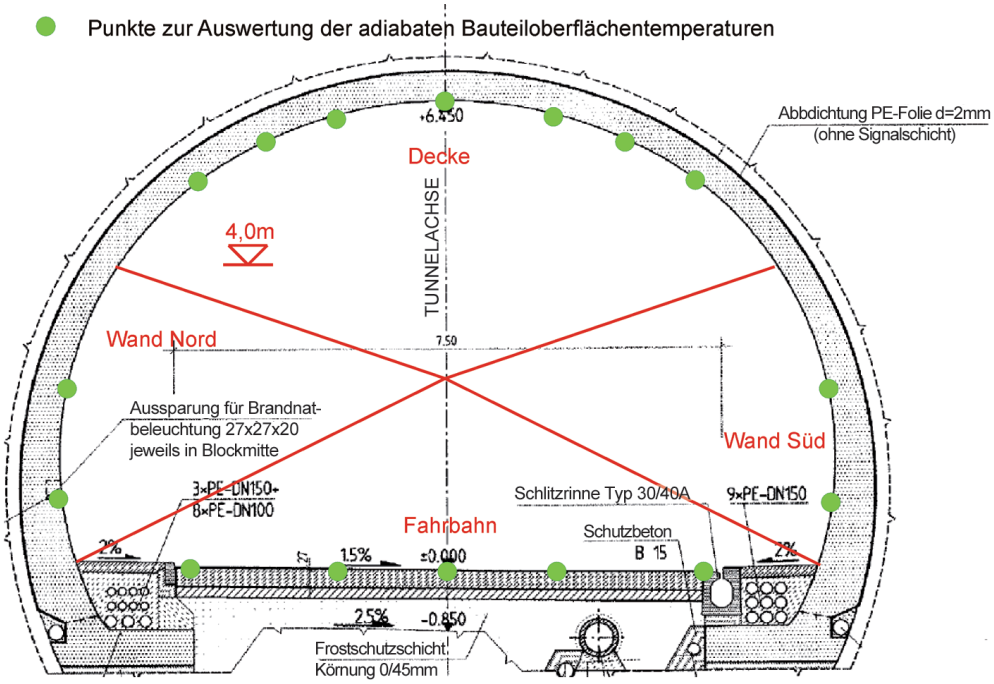

Bild 4 Tunnelquerschnitt sowie die Orte zur Bestimmung der adiabaten Bauteiloberflächentemperaturen und Definition der Bereiche „Decke", „Wand Süd", „Wand Nord" und „Fahrbahn"
Cross-section of the tunnel and points for determining the adiabatic surface temperature and definition of the areas "Ceiling", "Wall South", "Wall North" and "Roadway"

gierandbedingung entsprechend der Verläufe der Energiefreisetzungsrate (vgl. Bild 2) modelliert.

Als Ergebnis der numerischen Strömungsuntersuchungen wurden die zeitabhängigen adiabaten Bauteiloberflächentemperaturen berechnet. Adiabate Temperaturen beinhalten sowohl den konvektiven Anteil als auch den Anteil der Strahlung und sind deshalb die idealen Eingangsgrößen für die Berechnung des Durchwärmungsverhaltens der Bauteile mittels numerischer Simulationen (vgl. z. B. [7]). Die adiabaten Bauteiloberflächentemperaturen wurden an den in Bild 4 skizzierten Orten ermittelt bzw. für die weitere Verwendung gespeichert. Der Abstand der Messpunkte in Tunnellängsrichtung betrug 1 m.

Somit wurde also an 16 Stellen über den Umfang und an 600 Stellen über die Modelllänge und damit an 9 600 Orten die adiabate Bauteiloberflächentemperatur zeitabhängig berechnet. Um die Auswertung übersichtlicher zu gestalten, wurde der Tunnel in vier Bereiche „Decke", „Wand Nord", „Wand Süd" und „Fahrbahn" unterschieden (vgl. Bild 4). Dazu wurden die jeweiligen Orte zusammen ausgewertet. Die numerisch ermittelten adiabaten Bauteiloberflächentemperaturen für den Deckenbereich sind in Bild 5 für die drei betrachteten Brandszenarien ausgewiesen. Rot gekennzeichnet ist der jeweilige Maximalwert der numerisch ermittelten adiabaten Bauteiloberflächentemperaturen. Schwarz dargestellt sind die adiabaten Bauteiloberflächentemperaturen, die im räumlichen Mittel und im jeweiligen Bereich eine bestimmte Zeitdauer überschritten wurden.

Der Vergleich der ermittelten Temperaturverläufe zeigt, dass die Energiefreisetzungsrate zwar einen Einfluss auf die Temperaturen hat, dieser aber deutlich unterproportional ist. Insofern kann durch die drei ausgewählten Brandszenarien mit Energiefreisetzungsraten während der Vollbrandphase von 30 bis 70 MW die Temperaturbeanspruchung signifikant eingeschränkt werden. Weiterhin ist festzustellen, dass die adiabaten Bauteiloberflächentemperaturen im Bereich des Brands sehr steil ansteigen, aber auch relativ schnell wieder abfallen, v. a. bei den Wänden und der Fahrbahn.

Auf Basis der numerisch gewonnenen Ergebnisse wurden für jeden Tunnelblock repräsentative Temperatur-Zeit-Kurven bestimmt, die dann als Eingangsparameter für die Durchwärmungsberechnung verwendet werden. Dazu wurde blockweise und in Abhängigkeit vom betrachteten Bereich (Decke, Wand Nord, Wand Süd und Fahrbahn) der Ort mit der höchsten Durchschnittstemperatur ermittelt und dessen adiabate Temperatur-Zeit-Kurve als repräsentativ für die Berechnung des Durchwärmungsverhaltens verwendet. Damit ergeben sich insgesamt 4 Bereiche × 25 Blöcke × 3 Brandszenarien = 300 Temperatur-Zeit-Kurven, die jedoch nicht im Rahmen dieses Beitrags wiedergegeben werden.

4 Durchwärmungsverhalten und statisch-konstruktive Beurteilung

Die ermittelten Temperatur-Zeit-Verläufe dienen als Eingangsgröße für die Berechnung des zeitabhängigen Durchwärmungsverhaltens des Tunnelbetons unter Verwendung von Finite-Elemente-Modellen. Die Elementansätze und Materialmodelle wurden anhand unabhängiger Vergleichsberechnungen sowie anhand der im NAD

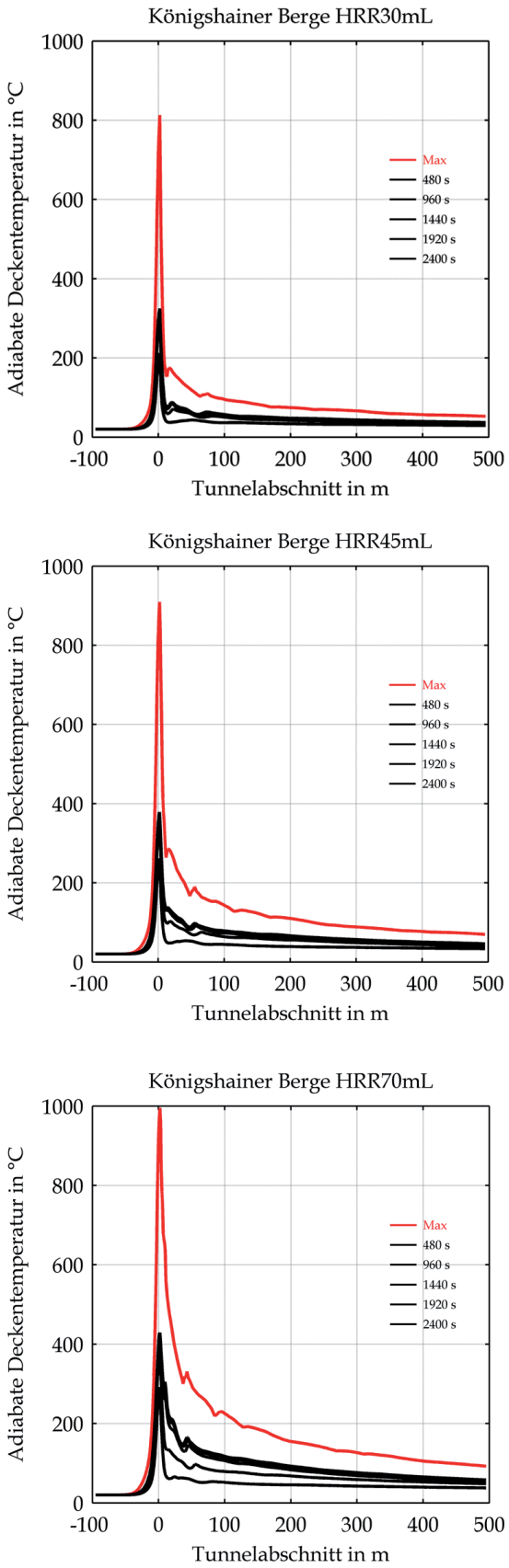

Bild 5 Verlauf der Maximalwerte der adiabaten Bauteiloberflächentemperaturen (rot) und adiabaten Bauteiloberflächentemperaturen, die in bestimmten Zeitdauern überschritten werden (schwarz, v.o.n.u.), im Deckenbereich in Abhängigkeit von der Tunnellänge für die Brandszenarien HRR30, HRR45 und HRR70

Curve of the maximum values of the adiabatic surface temperatures (red) and adiabatic surface temperatures, which are exceeded a specific time durations (black, f.t.t.b.), in the ceiling area depending on the length of the tunnel for the fire scenarios, HRR30, HRR45 and HRR70

zu DIN EN 1991-1-2, Anhang CC, benannten Beispiele verifiziert und anhand gemessener Temperatur-Zeit-Verläufe von Bauteilversuchen (z. B. belastete Tunnelbrandversuche [8]) für verschiedene Abstände zur brandbeanspruchten Oberfläche validiert.

Alle Materialparameter wurden temperaturabhängig entsprechend DIN EN 1992-1-2 [9] berücksichtigt. Die Betonfeuchte wurde zu 2,5 M-% angenommen. Die Wärmeübergangsbedingungen für den konvektiven Anteil und den Strahlungsanteil entsprachen mit einem Emissionskoeffizienten von 0,8 und einem Wärmeübergang von 35 W/m²/K den Angaben in DIN EN 1991-1-2 [4]. Mit dem inkrementell-iterativen Berechnungsverfahren auf Basis der Finite-Elemente-Methode wurden für bestimmte Querschnittsorte, zu bestimmten Zeitpunkten die Temperaturen ermittelt – also das Durchwärmungsverhalten bestimmt.

Ein Ergebnis der Durchwärmungsberechnungen sind u. a. die maximalen Bauteiltemperaturen für einen bestimmten Ort der Tunnelinnenschale. Bild 6 weist die maximalen Bauteiltemperaturen des Deckenbereichs in Abhängigkeit von der Tiefe im Bauteil und der Entfernung zur Unglückstelle für das Brandszenario HRR45 aus. Ein weiteres Ergebnis der Berechnung des Durchwärmungsverhaltens ist die Temperaturverteilung in der Tunnelinnenschale zu jedem Zeitpunkt des Brands. Die Temperaturen innerhalb des Querschnitts sind stark nichtlinear verteilt, infolgedessen es zu inneren Zwangsspannungen kommt (Temperaturzwängung). Der Spannungszustand ist ab-

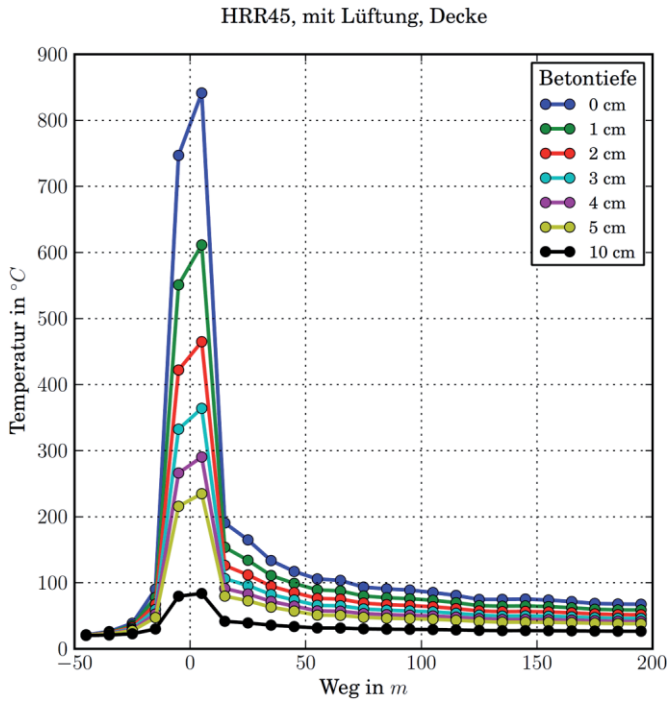

Bild 6 Maximale Betontemperaturen im Deckenbereich in Abhängigkeit von der Entfernung zum Brand und vom Abstand zur brandbeanspruchten Oberfläche im Brandszenario HRR45

Maximum concrete temperature in the ceiling area as a function of the distance to the fire and as a function of the distance to the fire-exposed surface for the fire scenario HRR45

hängig vom Zeitpunkt, vom Ort und von der Bettung bzw. Lagerung der Tunnelinnenschale.

Zur Berücksichtigung der Lagerung bzw. Bettung wurde ein mechanisches Finite-Elemente-Modell in Analogie zur Originalstatik diskretisiert. Da der Brand keine Auswirkungen auf den Beanspruchungszustand der nördlichen Tunnelröhre besitzt, wurde nur die südliche Tunnelröhre modelliert. Dabei wurde die Symmetrie des Systems bei der Modellierung durch entsprechende Lagerungsbedingungen ausgenutzt.

Die Materialeigenschaften des Gebirges entsprechen denen der Gebirgsgüteklasse GGKL V. Der E-Modul beträgt $E_G = 1\,500$ MN/m² und die Querdehnzahl $\nu_G = 0{,}25$. Auch der Spritzbeton wurde linear elastisch gemäß Originalstatik mit den Parametern $E_c = 10\,000$ MN/m² und $\nu_c = 0{,}2$ modelliert. Die temperaturabhängigen Materialeigenschaften der Tunnelinnenschale entsprachen denen in DIN EN 1992-1-2 für einen C50/60.

Im Gegensatz zum Modell der Originalstatik ist eine deutlich feinere Diskretisierung notwendig, um die Zwangsspannungen mit ausreichender Genauigkeit zu bestimmen. Verwendet werden vorwiegend ebene 8-Knoten-Kontinuumselemente mit quadratischer Ansatzfunktion. Wenige Elemente besitzen 6 Knoten, aber auch eine quadratische Ansatzfunktion. In Bild 7 ist ein Gesamtüberblick des verwendeten FE-Modells sowie ein Detail ausgewiesen. Für alle in den Blöcken 1–277 und 280–333 ermittelten Temperaturzwängungen gilt, dass aufgrund der Brandeinwirkung im Inneren des Querschnitts Zugspannungen entstehen, die aber deutlich kleiner als die Betonzugfestigkeit unter Ansatz eines C50/60 sind. Als Beurteilungskriterium wird die Hauptzugspannung herangezogen.

Es wird angenommen, dass es zur Rissbildung im Inneren der Tunnelinnenschale kommen kann, wenn der 5 %-Quantilwert der Betonzugfestigkeit erreicht wird. Da sehr umfangreiche Untersuchungen zur tatsächlichen Betondruckfestigkeit vorliegen, werden diese zumindest für die Betonzugfestigkeit in Ansatz gebracht. Da es sich bei dem Brandfall um eine außergewöhnliche Einwirkung handelt, sind die Teilsicherheitsbeiwerte für die Beurteilung der möglichen Rissbildung gleich eins angenommen.

Bild 7 Verwendetes Finite-Elemente-Modell (links: Gesamtmodell; rechts: Ausschnitt)
Used finite element model (left: total model; right: detail)

Der Maximalwert der Hauptzugspannungen aller Blöcke zu allen Zeitpunkten beträgt für das Brandszenario HRR45 1,43 N/mm². Die Spannungen sind damit deutlich kleiner als der 5 %-Quantilwert der Betonzugfestigkeit eines C50/60 und selbst kleiner als der 5 %-Quantilwert der Betonzugfestigkeit eines C30/37. Selbst bei dem „Worst-case"-Szenario HRR70 sind die maximalen Hauptzugspannungen in der Tunnelinnenschale mit 2,12 N/mm² kleiner als der 5 %-Quantilwert der Betonzugfestigkeit eines C50/60 und etwa genau so groß wie der 5 %-Quantilwert der Betonzugfestigkeit eines C30/37. Aufgrund dieser Berechnungen können in den Blöcken 1–277 und 280–333 Trennrisse im Inneren der Tunnelinnenschale infolge der Temperatureinwirkung bzw. infolge des Brands mit hoher Wahrscheinlichkeit ausgeschlossen werden.

Aufgrund der Zusammenstellung und unter entsprechender Wichtung der Ergebnisse für das „Worst-case"-Brandszenario HRR70 sowie unter Beachtung der experimentell festgestellten Überfestigkeiten des Betons ggü. der ursprünglichen Planung kann weiterhin geschlussfolgert werden, dass die Tragfähigkeit der Tunnelinnenschale in den Blöcken 1–277 und 282–333 in allen Wand- und Deckenbereichen durch den Brand nicht signifikant beeinflusst wurde und daher aus statisch-konstruktiven Gründen keine Instandsetzung notwendig wird. Für die Blöcke 278 und 279 sowie für die Deckenbereiche der Blöcke 280–281 wurden ergänzende Prüfungen bzw. Werkstoffuntersuchungen durchgeführt.

5 Werkstoffuntersuchungen

Die Ergebnisse der orientierenden Rückprallprüfungen mit einem sog. Schmidt-Hammer lieferten keine Anhaltspunkte dafür, dass wesentliche Schäden an der Betonoberfläche existieren, die über den sichtbar geschädigten Bereich hinausgehen.

Um Anhaltspunkte für eine mögliche Schädigung der Tunnelinnenschale unterhalb der Oberfläche zu erhalten, wurden Ultraschallmessungen durchgeführt. Während sich im ungeschädigten Beton das Ultraschallsignal ohne wesentliche Störungen bis zu einer Phasengrenze, d. h. bis zur gebirgsseitigen Betonoberfläche, ausbreiten kann und dort größtenteils reflektiert wird, könnten durch die thermische Beanspruchung des Betons Gefügestörungen entstanden sein, infolge derer ein großer Teil der Signalenergie an diesen in unterschiedlichen Tiefen liegenden Störstellen reflektiert wird. In diesem Fall wären in verschiedenen Tiefen hohe Intensitäten des reflektierten Signals erkennbar.

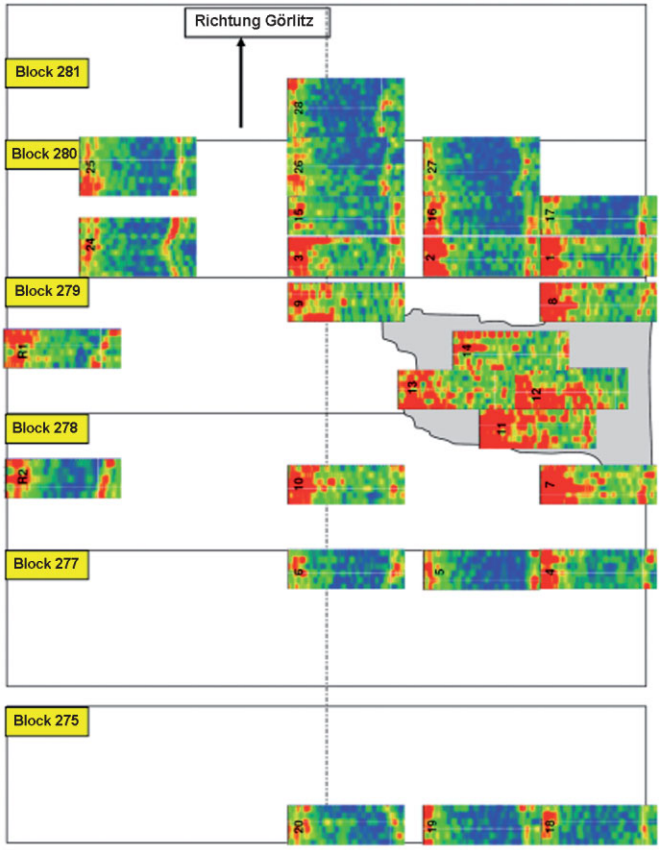

Bild 8 Darstellung der einzelnen Bandscans der Ultraschallmessung im Grundriss
Top view of the individual band scans of ultrasound measurements

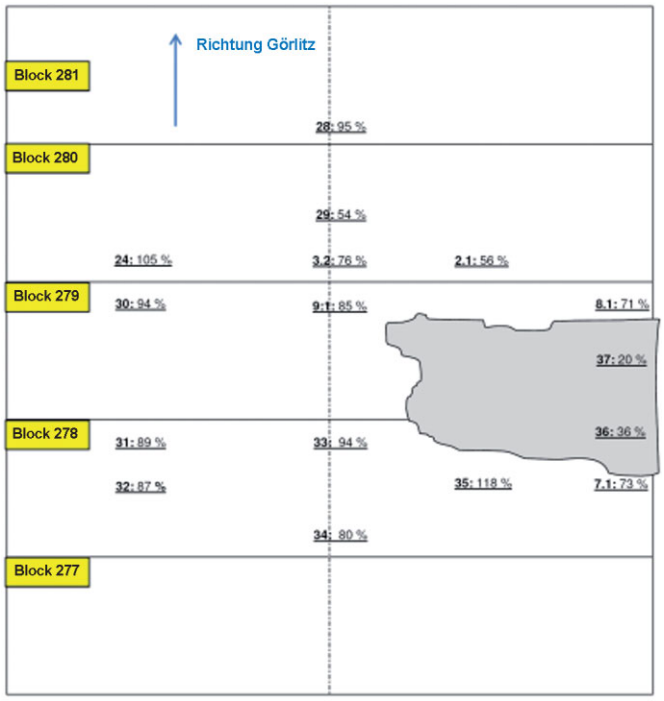

Bild 9 Geometrische Verteilung der bezogenen „Rest"-Abreißfestigkeit in 2 cm Tiefe
Geometric distribution of related „residual" adhesion strength at a depth of 2 cm

Aus den Messungen, deren sog. Bandscans in Bild 8 ausgewiesen sind, ist ersichtlich, dass es Hinweise auf Gefügeveränderungen im Beton gibt, erkennbar an roten Bereichen der Bandscans in Tiefen von ca. 5 cm. Die Ergebnisse stimmen gut mit den Ergebnissen der Temperaturberechnungen überein, bei denen hohe Temperaturen in den Blöcken 278 und 279 sowie am Anfang und im Scheitel des Blocks 280 ausgewiesen wurden.

Die Gefügeveränderungen, die durch die Ultraschalluntersuchungen nachgewiesen wurden, können z. B. in Mikrorissen im Beton oder in den thermisch bedingten Veränderungen der Gesteinskörnung bestehen. Sie haben nicht zwangsläufig negative Auswirkungen auf alle Gebrauchseigenschaften der Tunnelinnenschale. Es sind deshalb bei der Entscheidung über Instandsetzungsmaßnahmen zusätzlich die Ergebnisse der Untersuchungen an Bohrkernen und v. a. die Ergebnisse von Haftzugfestigkeitsprüfungen (Abreißfestigkeit) zu berücksichtigen.

Die Abreißfestigkeit der Betonoberfläche als indirekte Zugfestigkeit ist zur Festlegung des erforderlichen Instandsetzungsbereichs gut geeignet. Sie lässt sich in exakt festgelegter Tiefe ermitteln und erlaubt so einen Nachweis der Tiefenausdehnung möglicher Betonschäden. Darüber hinaus stellt sie einen wesentlichen Kennwert zur Beurteilung der Eignung der Oberfläche für den Auftrag eines Betonersatzes dar.

Unter Berücksichtigung der hohen Druckfestigkeit des Betons stellt der bei der Betoninstandsetzung übliche Grenzwert der Abreißfestigkeit von 1,5 N/mm² [10] kein geeignetes Kriterium zur Feststellung einer Schädigung des Betons dar. Daher wurde der Vergleichswert aus den 16 verfügbaren Messwerten für eine Tiefe von 2 cm als Mittelwert definiert, wobei zunächst die drei höchsten und die drei niedrigsten Werte verworfen wurden. Bild 9 beschreibt die flächenmäßige Ausdehnung des geschädigten Betonbereichs in Bezug auf die bezogenen Abreißfestigkeiten. Es ist erkennbar, dass die Blöcke 278 und 279 sowie die südliche Tunnelwand und der Firstbereich des Blocks 280 eine Schädigung des oberflächennahen Betons aufweisen.

6 Bewertung und Zusammenfassung

Als Folge des Brands sind an der Schale des Tunnels Königshainer Berge Schäden in Form von großflächigen und kleinteiligen Betonabplatzungen, Gefügeveränderungen im Beton, einzelnen Rissen sowie großflächiger Verschmutzung aufgetreten.

Durch die Kombination von visueller Beurteilung, Probenahmen, Laboruntersuchungen, zerstörungsfreien Prüfungen und Simulationsrechnungen, die jeweils bestimmte Eigenschaften der Bauteile des Tunnels abbilden, ließ sich mit großer Zuverlässigkeit ein Bereich eingrenzen, in dem sich die Betoneigenschaften so verändert haben, dass eine Beeinträchtigung der Dauerhaftigkeit und der Verkehrssicherheit möglich ist. Dieser Bereich bedarf einer Instand-

setzung, um den geschädigten Tunnelbereich dem Niveau des ungeschädigten Tunnelbereichs anzugleichen.

Daher wurde eine Betoninstandsetzung an der Tunnelschale in den Blöcken 278 und 279 an der gesamten Ansichtsfläche und im Block 280 auf drei Viertel des sichtbaren Umfangs erforderlich. Dazu wurde der geschädigte Beton bis zu einer Tiefe von ca. 5 cm, gemessen von der inneren (Soll-)Oberfläche der Innenschale, mittels Hochdruckwasserstrahlen abgetragen. Der Untergrund wurde anschließend mittels Sandstrahlen vorbereitet. Anschließend wurde ein zementgebundener, kunststoffmodifizierter 1-Komponenten-Spritzmörtel (SPCC) aufgebracht. Die finale Egalisierung erfolgte mit einem PCC-Feinspachtel. Weiterhin wurde der Fahrbahnbeton aufgrund des Schadensumfangs in den Blöcken 278 und 279 erneuert. Für den Schrammbord am linken Rand der Fahrbahn wurde eine Instandsetzung der Abplatzungen für ausreichend erachtet. Auf der Oberseite der Kappen war eine Instandsetzung der Abplatzungen ausreichend. An den Leitungen und Rohren innerhalb der Bankette sowie an der KDB-Abdichtung war keine durch den Brand bedingte Instandsetzung erforderlich.

Ersetzt werden musste hingegen die durch den Brand geschädigte betriebstechnische Ausstattung. Weiterhin bedurfte die gesamte Innenfläche der südlichen Tunnelröhre, beginnend kurz vor der Brandstelle bis zum östlichen Tunnelportal, einer Reinigung. Nach der Vervollständigung der betriebstechnischen Ausstattung und Probebetrieb wurde der Tunnel am 18. Oktober wieder für den Verkehr freigegeben.

Literatur

[1] Schneider, U.; Horvath, J.: *Brandschutz-Praxis in Tunnelbauten.* Bauwerk-Verlag, 2006.

[2] Beard, A.; Carvel, R.: *The Handbook of Tunnel Fire Safety.* Th. Telford Publishing, 2005.

[3] Dehn, F.; Kotthoff, I.; Neumann, N.; Hegemann, K.; Heide, U. & Schmidt, J.: *Brandversuche in Tunneln – Untersuchungen zum Austritt brennbarer Flüssigkeiten.* Schlussbericht zum BASt-Forschungsprogramm Straßenwesen FE 15.0506/2010/ERB, MFPA Leipzig GmbH, 2011.

[4] DIN EN 1991-1-2: 2010-12: *Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-2: Allgemeine Einwirkungen – Brandeinwirkungen auf Tragwerke.*

[5] Hosser, D.: *Leitfaden Ingenieurmethoden des Brandschutzes.* Vereinigung zur Förderung des deutschen Brandschutzes e.V. (vfdb), 2. Auflage, Altenberge, Deutschland, 2009.

[6] Fds: http://www.nist.gov/El/Fire_Research/Fds_Smokeview.cfm.

[7] Wickström, U.: *Adiabatic Surface Temperature and the Plate Thermometer for Calculating Heat Transfer and Controlling Fire Resistance Furnaces.* Fire Safety Science 9 (2009), S. 1227–1238.

[8] Dehn, F.; Hauswaldt, S.; Juknat, M.: *Grundsätzliche Überlegungen zur Brandprüfung von Tunnelbetonbauteilen.* Beton- und Stahlbetonbau 104 (2009), Heft 12, S. 869–875.

[9] DIN EN 1992-1-2: 2010-12: *Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-2: Allgemeine Regeln – Tragwerksbemessung für den Brandfall.*

[10] ZTV-ING: *Bundesanstalt für Straßenwesen – Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Ingenieurbauten, 12/2012.*

Autoren

Dr.-Ing. habil. Jörg Schmidt
MFPA Leipzig GmbH (Gesellschaft für Materialforschung und Prüfungsanstalt für das Bauwesen Leipzig mbH)
Hans-Weigel-Str. 2b
04319 Leipzig
schmidt.j@mfpa-leipzig.de

Dipl.-Ing. Marko Orgass
MFPA Leipzig GmbH (Gesellschaft für Materialforschung und Prüfungsanstalt für das Bauwesen Leipzig mbH)
Hans-Weigel-Str. 2b
04319 Leipzig
orgass@mfpa-leipzig.de

Dipl.-Ing. Steffen Renger
Landesamt für Straßenbau und Verkehr, Zentrale Dresden
Referat 31, Sachgebiet Bauwerksverwaltung
Hoyerswerdaer Straße 20/22
01099 Dresden
steffen.renger@lasuv.sachsen.de

Prof. Dr.-Ing. Frank Dehn
MFPA Leipzig GmbH (Gesellschaft für Materialforschung und Prüfungsanstalt für das Bauwesen Leipzig mbH)
Hans-Weigel-Str. 2b
04319 Leipzig
dehn@mfpa-leipzig.de