

## Massenbewegungen im Mittelrheintal – Untersuchungen zum möglichen Einfluss von bahnbedingten Erschütterungen auf die Hangstabilität

ANSGAR WEHINGER & REINHARD KATTLER

**Kurzfassung:** Zur Überprüfung eines möglichen Zusammenhangs zwischen bahnbedingten Erschütterungen und Massenbewegungen (Steinschläge und Felsstürze) wurden im Mittelrheintal vom Landesamt für Umwelt, Wasserwirtschaft und Gewerbeaufsicht Rheinland-Pfalz Erschütterungsmessungen durchgeführt. Die Festlegung der Messpunkte und die Beurteilung der Messergebnisse erfolgten durch das Landesamt für Geologie und Bergbau Rheinland-Pfalz. Die Messpunkte wurden entlang von zwei Profilen senkrecht zur Bahntrasse in St. Goarshausen so ausgewählt, dass die Erschütterungen in Abhängigkeit von der Entfernung der Bahntrasse und vom Untergrund (Lockergestein, Festgestein, Bauteile) ausgewertet werden konnten. Für 33 Messungen mit je 3 Messpunkte liegen Messergebnisse vor.

Im Ergebnis konnte kein ursächlicher Zusammenhang zwischen verkehrsbedingten Erschütterungen und Massenbewegungen (Steinschläge und Felsstürze) am Mittelrhein hergestellt werden. Dies ist in der schlechten Ankopplung des Felsens in Bezug auf die Erschütterungsquelle und der Festigkeit des Tonschieferfelsens begründet. Eine Auswertung der Rutschungsdatenbank Rheinland-Pfalz ergab ebenfalls keine signifikante Häufung von Massenbewegungen entlang der Bahnstrecken.

**Abstract:** In order to research a possible connection between vibrations caused by passing trains and mass movements (rock falls), the state office of environment, water economy and factory inspectorate Rhineland-palatinate conducted vibration measurements along the Middle Rhine Valley. The Geological Survey and Mining Authority of Rhineland-palatinate determined their measuring points and evaluated the results. The points for measurement were located along two profiles at right angle to the rail-track in the city of Sankt Goarshausen in order to measure and evaluate the vibrations against the distance to the railroad and the in-situ underground (soil, bedrock, building elements). There are results on hand for 33 measurements of three measurement points each.

The data indicates that there is no causal relationship between traffic-related vibrations and mass movements (rock falls) in the Middle Rhine Valley. This can be explained by the poor coupling of the rock in reference to the source of the vibrations and the solidity of the clay slate. An analysis of the landslide database of Rhineland-palatinate indicates no significant amount of mass movements along the railroad either.

### 1. Situation und Aufgabe

Im Mittelrheintal ereignen sich häufig gravitative Massenbewegungen. Meist handelt es sich um Steinschläge und Felsstürze. Daneben treten auch Rutschungen und

Muren auf. Besonders die mit Starkregenereignissen verbundenen Muren sind regelmäßig für Störungen des Bahn- und Straßenverkehrs beidseits des Rheins verantwortlich. Besondere Aufmerksamkeit erregte die Entgleisung eines Intercitys am 11.09.2011 (Abb. 1 und 2).

Von Seiten der Anrainer der Bahnstrecken wurde gegenüber der Landesregierung Rheinland-Pfalz wiederholt die Sorge geäußert, dass durch die Erschütterungen des Bahnverkehrs Steinschläge und Felsstürze ausgelöst werden. Zur Prüfung dieses möglichen Sachverhalts haben das Wirtschafts-, das Umwelt- und das Innenministe-

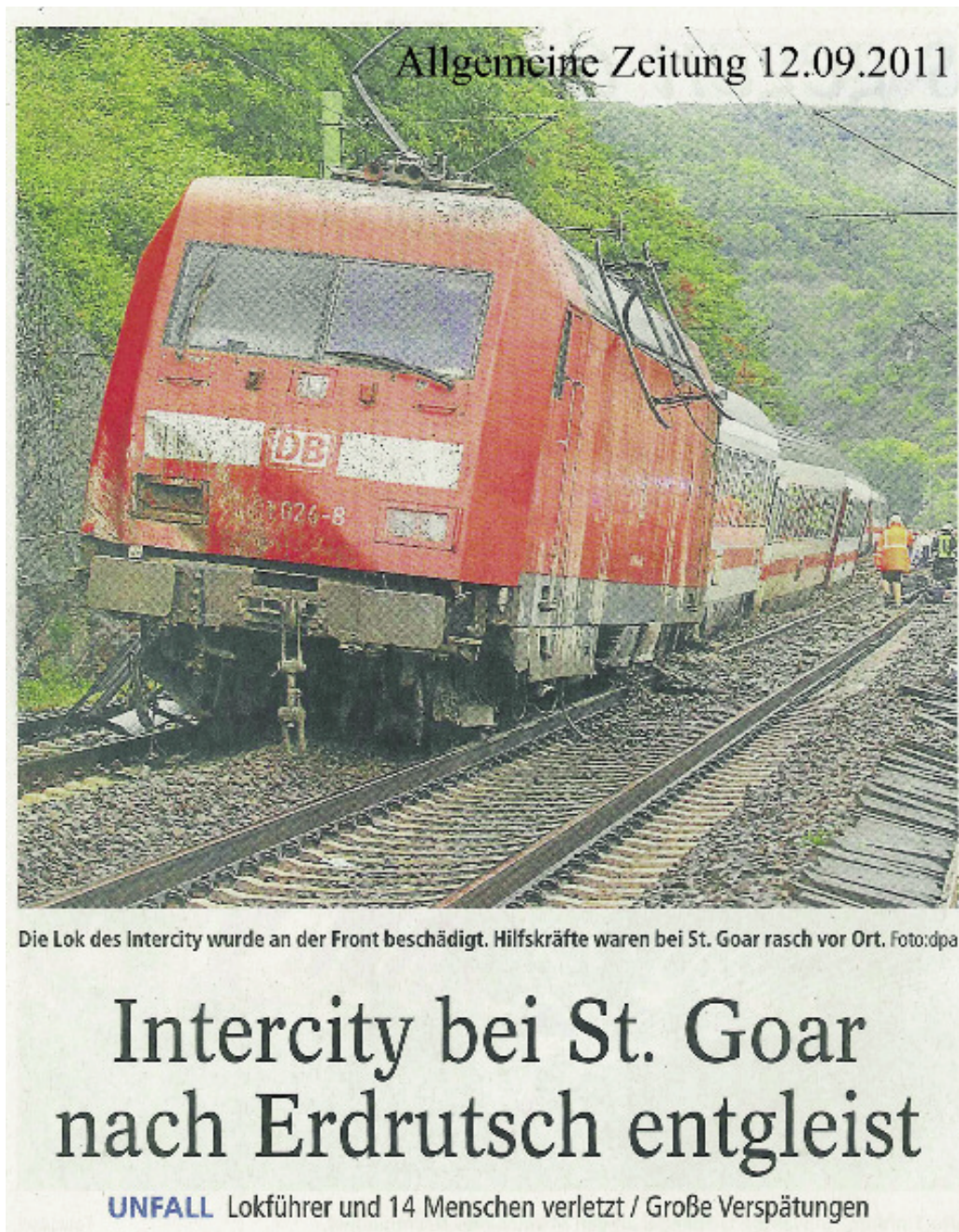


Abb. 1: Zeitungsmeldung über die Entgleisung eines Intercitys bei St. Goar am 11.09.2011 (Ausschnitt aus einem Artikel der Allgemeinen Zeitung Mainz vom 12.09.2011).



Schwere Erdbeben im Mittelrheintal – ein Rückblick		Rhein-Lahn-Zeitung 15.09.2011	
12. Januar 1999: Felsrutsch am Fuß der Loreley bei St. Goarshausen	4. März 2003: Ein Erdbeben auf der Landstraße 338 zwischen St. Goarshausen und Bornich sorgt für eine halbseitige Fahrbahnblockade.	30. Juli 2008: Ein Erdbeben nach einem schweren Unwetter blockiert die rechtsrheinische Bahnstrecke zwischen Kaub und Assmannshausen. Die B 9 ist zwischen Trechtingshausen und Niederheimbach ebenfalls wegen Geröll gesperrt.	Bacharach. Hier liegen Geröllmassen auf der Fahrbahn.
29. März 2001: Gegen 20.30 Uhr ereignet sich ein Erdbeben an der Kreisstraße 103 zwischen Kamp-Bornhofen und der Ausfahrt Lykershausen. Die Straße ist für Stunden komplett gesperrt.	29. Mai 2005: Nach einem Erdbeben entgleist ein Güterzug auf der rechten Rheinstrecke zwischen Kaub und St. Goarshausen nahe dem Rosssteintunnel.	15. Mai 2009: Die K 103 ist zwischen Kamp-Bornhofen und Dahlheim nach Erdbeben gesperrt.	Februar 2011: Hangrutsch in Valendar
28. Februar 2002: Der Intercity 521 „Thum und Taxis“ fährt um 5 Uhr auf der linksrheinischen Strecke am Stadtrand von St. Goar hinter dem Bankeckentunnel auf Felsbrocken. Die Lok entgleist. Es bleibt bei Sachschaden.	30. Juli 2005: Erneut Erdbeben nach Unwetter zwischen Kaub und St. Goarshausen. An derselben Stelle entgleiste Ende Mai ein Güterzug.	9. Februar 2010: Erdbeben an der K 94 zwischen Oberwesel und Urbar. Die Straße ist Monate gesperrt.	6. August 2011: Ein Vias-Regionalzug entgleist zwischen Kestert und Kamp-Bornhofen im Rhein-Lahn-Kreis. Ein Erdbeben blockierte nach Starkregen die Gleise. Drei Fahrgäste werden leicht verletzt.
	9. März 2008: In Oberwinter verschüttet ein Erdbeben die K 41.	3. Juli 2010: Unwetterbedingte Sperrung der Bundesstraße 9 bei	11. September 2011: Ein IC fährt auf der linksrheinischen Strecke kurz vor St. Goar in Geröll. Die Lok und drei Waggons entgleisen. Es gibt einige Verletzte. fwg

Abb. 2: Zusammenstellung von Störungen des Straßen- und Bahnverkehrs im Mittelrheintal aufgrund von Massenbewegungen (Ausschnitt aus einem Artikel der Rhein-Lahn-Zeitung vom 15.09.2011).

rium Rheinland-Pfalz (MWKEL, MULEWF, ISIM) im März 2013 das Landesamt für Geologie und Bergbau (LGB) in Kooperation mit dem Landesamt für Umwelt, Wasserwirtschaft und Gewerbeaufsicht (LUWG) mit einer entsprechenden Untersuchung beauftragt. Im Folgenden werden die Untersuchungen und deren Ergebnisse zur Prüfung des Einflusses von bahnbedingten Erschütterungen auf die Hangstabilität im Mittelrheintal dokumentiert (KATTLER 2013, WEHINGER 2013).

## 2. Vorinformationen, vorbereitende Arbeiten

### 2.1. Untersuchungsgelände

Um den möglichen Zusammenhang zwischen Bahnerschütterungen und Massenbewegungen zu prüfen, wurde eine Testfläche im Mittelrheintal gesucht. Hierzu bot sich ein Hangabschnitt direkt oberhalb der rechtsrheinischen Bahntrasse in St. Goarshausen an. Dieser Hangabschnitt wurde vom LGB auf Grund folgender Standortbedingungen ausgewählt:

- Unmittelbar am Hangfuß verläuft die rechtsrheinische Bahntrasse
- Zwischen Bahntrasse und Steilhang besteht eine einzeilige Bebauung
- Unmittelbar neben der Bebauung ist ein Garten bzw. ein Weinberg mit angrenzendem Fels vorhanden, sodass hier Erschütterungsmessungen sowohl an Bauwerken als auch für Locker- und Festgesteinsuntergrundstandorte möglich sind
- In diesem Hangabschnitt ereignete sich im Jahr 2012 ein Felssturz, was auf Instabilitäten hinweist
- Aufgrund des überwiegenden Güterzugverkehrs auf der rechtsrheinischen Bahntrasse ist hier von größeren Erschütterungen auszugehen

Das Untersuchungsgelände mit den dort vorhandenen topographischen und geologischen Gegebenheiten stellt eine typische Situation für das Mittelrheintal dar.

### 2.2. Geologie

Das Mittelrheintal gehört dem Rheinischen Schiefergebirge an. Geologisch treten hier Gesteine des Devons zutage. Diese werden von quartären Deckschichten oder Ablagerungen des Rheins überlagert. Hierzu ergehen die folgenden Erläuterungen.

#### Devon

Der Festgesteinsuntergrund setzt sich meist aus einer Wechselfolge von Tonschiefern, Siltschiefern/-steinen, Sandsteinen und Quarziten zusammen. Die Unterdevon-Schichten sind infolge der variskischen Gebirgsbildung verfaultet und intensiv tekto-

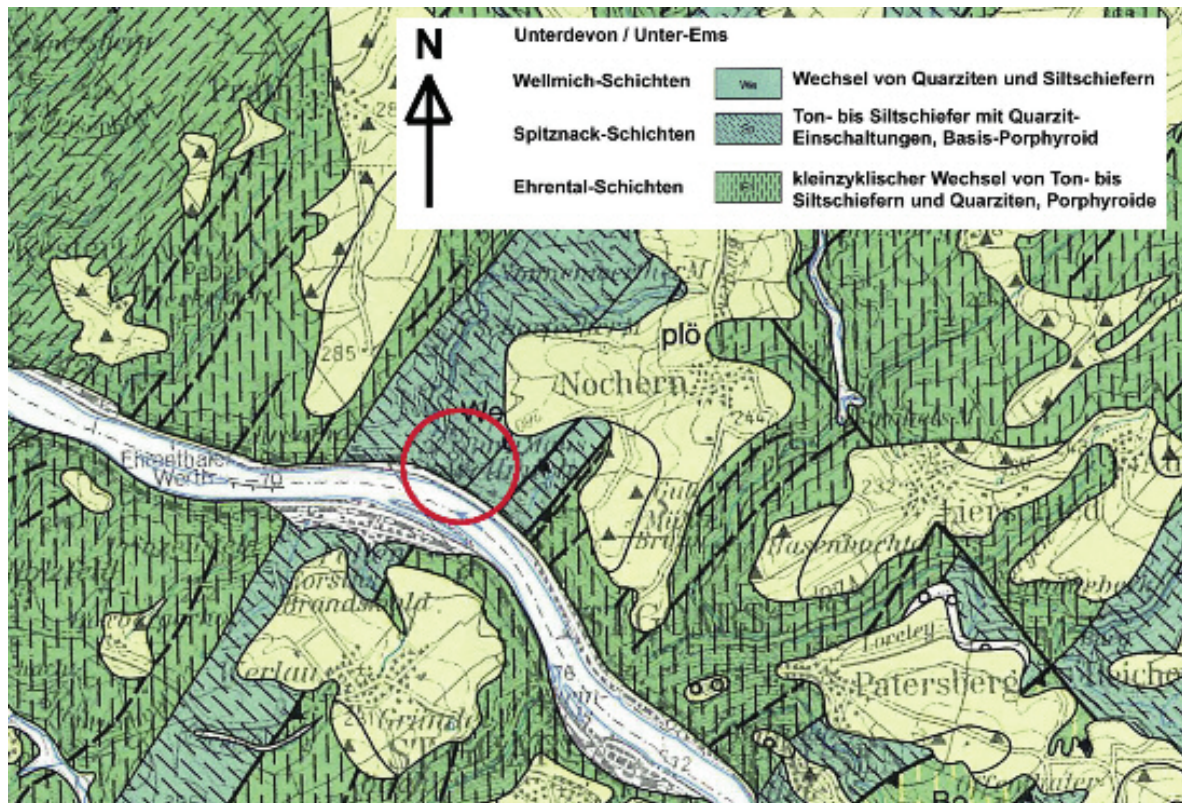


Abb. 3: Ausschnitt des Blatts Koblenz der Geologischen Übersichtskarte 1 : 100 000 (FRANKE 1998). Das Untersuchungsgelände ist rot umkreist. Nach Angabe der Karte stehen hier die Spitznack- und Wellmich-Schichten des Unter-Ems (Unterdevon) an (türkisblaue Flächen). Hierbei handelt es sich um eine Wechselfolge von Ton- bis Siltschiefern und Quarziten mit eingeschalteten Porphyroiden. Die genannten Festgesteine werden von quartären Deckschichten überlagert. In der Karte sind holozäne Auen- und Flussablagerungen (weiße Flächen) und pleistozäner Löss/Lößlehm (gelbe Flächen) eingetragen.

nisch überprägt. Der Fels weist natürliche Störzonen sowie Quarzgänge auf. Die Schichten besitzen im Mittel ein Südwest-Nordost-Streichen sowie ein Einfallen nach Südosten oder Nordwesten. Die Abb. 3 zeigt einen Ausschnitt der Geologischen Übersichtskarte 1 : 100 000. Demnach stehen im Bereich des Untersuchungsgebietes die sogenannten Wellmich- und Spitznack-Schichten des Unter-Ems an (FRANKE 1998). Grundsätzlich ist der Devon-Fels zur Geländeoberfläche hin verwittert bzw. aufgelockert. Erfahrungsgemäß sind die tonigeren Gesteine, wie die Tonschiefer, anfälliger gegenüber den Verwitterungsprozessen.

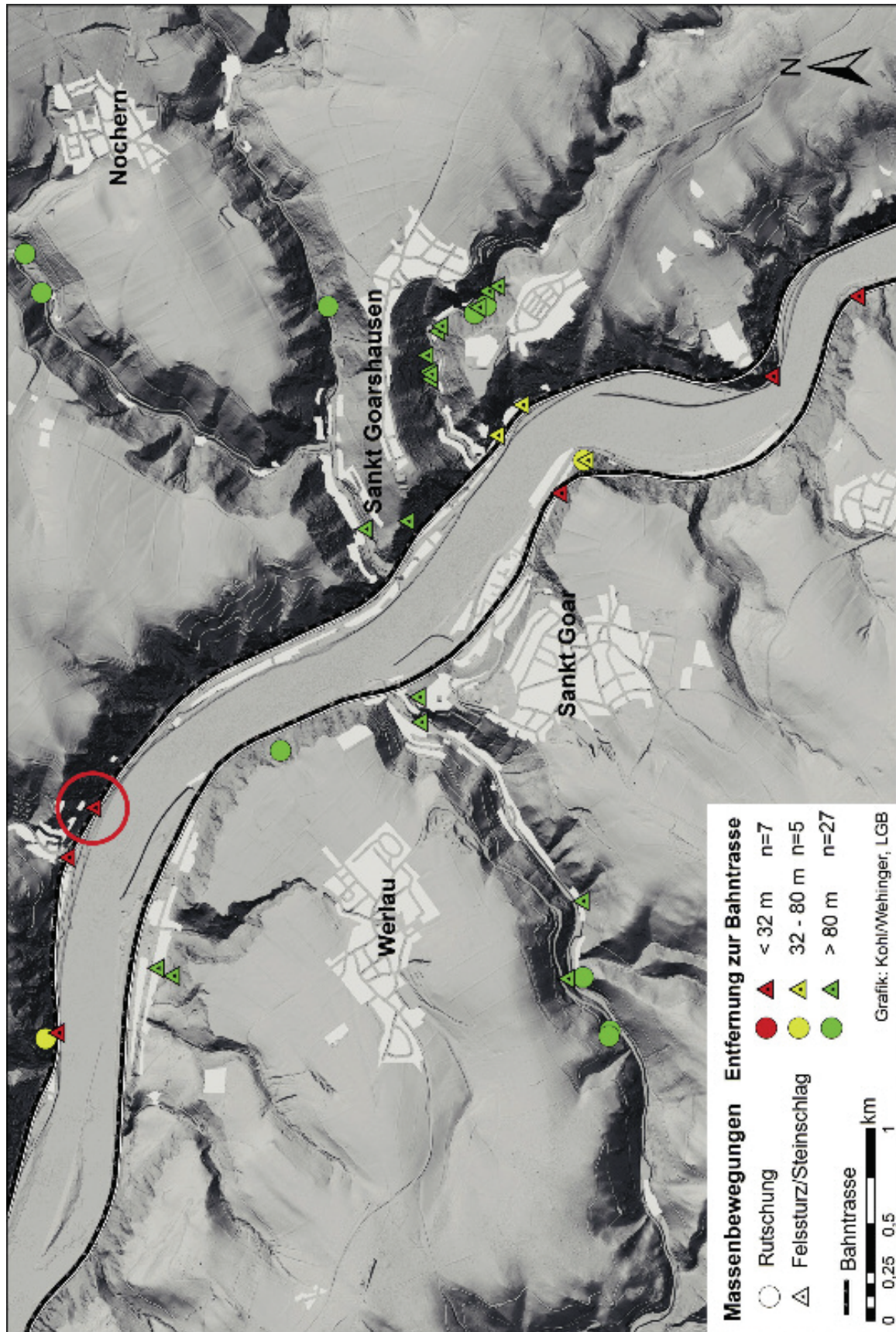
### Quartär

Insbesondere in Tallage und am Hangfuß wird der Festgesteinsuntergrund von quartären Deckschichten überlagert. Im Tal stehen oberflächennah holozäne Auen-



Abb. 4: Übersichtskarte mit den Ereignispunkten der Rutschungsdatenbank des LGB/FSR. Das Felssturzereignis innerhalb des Kreises entspricht dem von Januar 2012 (Kartengrundlage: Digitales Höhenmodell auf Basis der Laserscan-Daten des Landesamtes für Vermessung und Geobasisinformation Rheinland-Pfalz; Datenaufbereitung und Grafik: LGB).





bzw. Hochflutablagerungen über Flusssedimenten an. Die Terrassen- bzw. Flussablagerungen setzen sich meist aus Sand-Kies-Gemischen mit wechselnden Anteilen an Feinkorn oder Steinen und Blöcken zusammen. Die Auen- bzw. Hochflutablagerungen bestehen meist aus teils sandigen und teils organischen Ton-Schluff-Gemischen.

Die Hänge des Mittelrheintals sind in der Regel durch quartäre Abtragungsprozesse, insbesondere Massenbewegungen, wie Steinschläge, Felsstürze, Rutschungen und Muren sowie durch Erosion, gekennzeichnet. Der Hangfuß stellt die Akkumulationszone des abgetragenen Materials dar. Das heißt, dass am Hangfuß Blockschutt, Hangschutt, Rutsch- und Murgangmassen oder Fließerden anstehen können. Mächtigkeit und Ausprägung schwanken im Talverlauf stark. In den quartären Lockergesteinen wurden zum Teil Haus- und Weingärten angelegt. Die Schuttmassen setzen sich in der Regel aus umgelagerten und verlehnten Bruchstücken der Unterdevon-Gesteine zusammen. Die Korngrößenverteilung ist mutmaßlich weitgestuft und reicht von der Ton- bis zur Blockkorngröße.

### 2.3. Ingenieurgeologie

#### **Rutschungsdatenbank**

Das Landesamt für Geologie und Bergbau Rheinland-Pfalz und die Forschungsstelle Rutschungen an der Universität Mainz haben die Rutschungsdatenbank Rheinland-Pfalz erstellt (BOCK et al. 2012). In der Abb. 4 sind die Massenbewegungen auf einem Kartenausschnitt für den Raum St. Goar – St. Goarshausen dargestellt. Allein in diesem Mittelrheinabschnitt sind in der Rutschungsdatenbank 11 Rutschungen (Bewegungstyp Gleiten) und zusammen 28 Steinschläge und Felsstürze (Bewegungstyp Fallen) dokumentiert. Das Mittelrheintal stellt in diesem Abschnitt eine Schwerpunktregion für Massenbewegungen dar. In der Abb. 4 ist die Entfernung der Massenbewegungen von der Bahntrasse kenntlich gemacht. Nach den Angaben der DIN 4150-1 können Erschütterungen durch Schienenverkehr bis in maximal 80 m Entfernung vom Ausgangsort angenommen werden. Bei den eigenen Messungen konnten Erschütterungen infolge Schienenverkehrs bis in etwa 32 m Entfernung von der Bahntrasse nachgewiesen werden (siehe auch Kapitel 3.2.). Die räumliche Analyse der Verteilung der Massenbewegungen zeigt, dass die Mehrzahl der Massenbewegungen einen größeren Abstand zu den Bahntrassen aufweisen. Weiter zeigt die Karte der Abb. 4, dass die Massenbewegungen wenigstens ebenso häufig in den Seitentälern wie im Mittelrheintal selbst auftreten. Dies ist auch deshalb bemerkenswert, weil die Reliefunterschiede in den Seitentälern im Vergleich zum Mittelrheintal geringer sind.

Das heißt, dass sich aus der räumlichen Verteilung der in der Rutschungsdatenbank Rheinland-Pfalz erfassten Massenbewegungen im Raum St. Goar – St. Goarshausen keine statistisch relevante Häufung entlang der Bahntrassen im Mittelrheintal ergibt.

#### **Felssturz am 05.01.2012**

Bei dem Felssturz am 05.01.2012 in St. Goarshausen lösten sich etwa 50 m<sup>3</sup> Felsmassen aus einer Felswand. Bei dem Fels handelt es sich um eine Wechselfolge von Tonschiefern und Schluff- bis Sandsteinen des Unterdevons. Die Ausbruchstelle ist etwa 40 Höhenmeter über der Bebauung gelegen (Abb. 4 bis 6). Der horizontale Abstand zu den Häusern beträgt etwa 55 m und zur Bahntrasse etwa 70 m. Im Zuge der Begutachtung durch das LGB wurde festgestellt, dass eine weitere konkrete Gefährdung sowohl der Häuser als auch der angrenzenden Straße und der Gleis-Anlage durch einen absturzgefährdeten Felsblock mit einem geschätzten Volumen von etwa 30 m<sup>3</sup> besteht. Hierzu wurde eine computergestützte Steinschlagsimulation durch-





Abb. 5: Fotodokumentation des Felssturzes vom 05.01.2012. Das Foto oben links zeigt die Ausbruchsstelle der Felsmassen (rot hinterlegt). Unmittelbar daneben sind weitere absturzgefährdete Blöcke vorhanden (gelb hinterlegt). Im Foto oben rechts ist im Vordergrund die Geländestufe unterhalb der Ausbruchsstelle zu erkennen. Hier kam ein Teil der Sturzmassen (etwa  $20 \text{ m}^3$ ) zum Liegen. Das Foto unten zeigt die bis zu den Häusern gestürzten Felsblöcke. Diese weisen Kantenlängen von etwa 0,6 bis 1,5 m auf (Fotos: WEHINGER vom 06.01.2012).

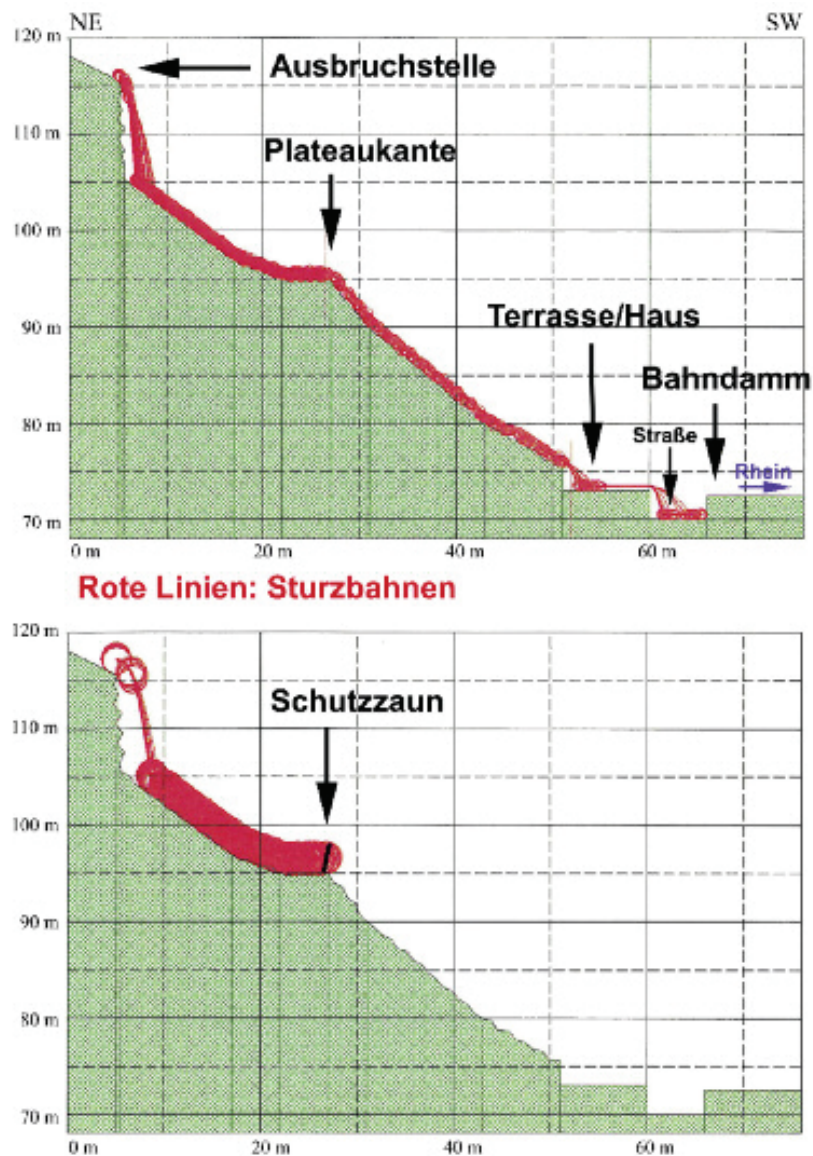


Abb. 6: Geländeprofil mit der rechnerischen Simulation des aufgetretenen Felssturzes mit Hilfe der Software ROCKFALL®. Das Bild oben zeigt, dass aus der Ausbruchstelle stammende Steine bis zum Bahndamm fallen können. Mit der Simulation des unteren Bildes wird die Position des Schutzzauns überprüft (WEHINGER & ALBERTI 2012).

geführt (Abb. 6). Auf Grund dieser Situation hat das LGB zur Gefahrenabwehr die Errichtung eines massiven Steinschlagschutzzauns vorgeschlagen (WEHINGER & ALBERTI 2012). Dieser wurde im Zuge einer Ersatzvornahme im Auftrag der Verbandsgemeinde Loreley im Juni 2012 ausgeführt.

## 2.4. Ursachen von Massenbewegungen

### 2.4.1. Geodynamische Prozesse

Zur besseren Verständnis der Aufgabenstellung werden einige Erläuterungen zu den Ursachen von Massenbewegungen gegeben. Hierbei soll besonders auf den Zustand bzw. die Stabilität der anstehenden Gesteine eingegangen werden. Massenbewegungen oder auch weitere geotechnische Versagensmechanismen können



grundsätzlich sowohl durch natürliche als auch anthropogene Einflüsse oder eine Kombination hiervon verursacht werden (siehe auch Arbeitskreis 4.6 „Altbergbau“ der DGGT, 2013).

„**Exogen-geodynamische Prozesse**“ sind natürliche Vorgänge, die ohne Zutun des Menschen stattfinden. Hierzu zählen unter anderem auch die verschiedenen Formen der Verwitterung, wie physikalische, chemische und biologische Verwitterung. Unter den hiesigen klimatischen Bedingungen überwiegen in der Regel die Prozesse der physikalischen Verwitterung. Die physikalische Verwitterung verursacht eine Rissbildung bzw. Auflockerung des Gesteins, so dass der schädliche Einfluss von Wasser verstärkt wird. Diese Auflockerung kann durch Wurzeldruck, Salzsprengung, Quellung bzw. Volumenveränderung infolge der Einwirkung von Wasser oder Wärme bzw. mechanische Verwitterung verursacht werden. Zu letzteren gehört insbesondere die Frostsprengung. Das Gefrieren von Wasser ist mit einer Volumenzunahme um 9 % und entsprechendem Sprengdruck verbunden. Die Frostsicherheit hängt insbesondere von der Porosität bzw. von Inhomogenitäten, wie Rissen und Trennflächen, dem Wasseraufnahmevermögen und der Festigkeit ab. Trennflächen sind Schicht- und Schieferungsflächen sowie Klüfte und Störungen. Häufig ist auch ein zusätzlicher Einfluss durch Pflanzenbewuchs schadensursächlich. Hierzu gehören hauptsächlich Auflockerungen durch Wurzeln, die wiederum die Möglichkeit für verstärkte Wasserzutritte schaffen können.

Massenbewegungen können außerdem durch „**anthropogen-geodynamische Prozesse**“, also durch menschliche Tätigkeiten, verursacht werden. Hierzu gehören beispielsweise unsachgemäße bauliche Eingriffe des Menschen, wie nicht angepasste Böschungsanschnitte, Auffüllungen, schädliche Veränderungen der Abflussverhältnisse oder auch dynamische Einwirkungen, wie verkehrsbedingte Erschütterungen.

#### 2.4.2. Festigkeiten

Art und Ausmaß der in Kapitel 2.4.1. genannten geodynamischen Prozesse bestimmen den Umfang der hierdurch bedingten Verwitterung des Gesteins. Da die Prozesse über sehr lange Zeiträume wirken, ist für alle an der Erdoberfläche anstehenden Gesteine mit einer fortschreitenden Verwitterung und damit einhergehenden Festigkeitsabnahme zu rechnen, bis schließlich das „Versagen“ eintritt.

Der Umfang der Verwitterung, das heißt der Verwitterungsgrad, geht in der Regel proportional mit einer Abnahme der Festigkeit des Gesteins einher. Zum besseren Verständnis sind zunächst die Gesteinsfestigkeit und die Gebirgsfestigkeit zu definieren:

- Die **Gesteinsdruckfestigkeit**  $q_u$  wird an intakten Probekörpern bestimmt und berücksichtigt keine Klüftung oder Störungen des Gesteins.
- Die **Gebirgsfestigkeit**  $q_r$  gibt die Festigkeit der Gesteine im Verband einschließlich der darin enthaltenen Trennflächen, wie Schichtung, Schieferung und Klüftung und ggfs. wirksame Verwitterungseinflüsse an. Die Gebirgsfestigkeit ist somit geringer als die Gesteinsfestigkeit.

Nach einschlägigen Erfahrungen und Literaturangaben weisen unverwitterte Tonschiefer des Rheinischen Schiefergebirges charakteristische einachsiale Druckfestigkeiten im Bereich von etwa  $q_u = 50$  bis  $150 \text{ MN/m}^2$  auf (Gesteinsfestigkeit). Im Mittelrheintal stehen die Tonschiefer in der Regel mit Schluff- und Sandsteinen in Wechsellagerung, so dass die genannten Werte eher die Untergrenze der tatsächlichen Druckfestigkeiten für intaktes Gestein darstellen.

Der Parameter **Geological Strength Index (GSI)** definiert die Gebirgsfestigkeit in Abhängigkeit von der Struktur der Klüfte und der Qualität der Oberflächen. Mit Hilfe der Abb. 7 kann die Gebirgsfestigkeit empirisch aus der Gesteinsdruckfestigkeit abge-

<p>Bei der Ermittlung soll nicht mit übertriebener Genauigkeit gearbeitet werden: eine Auf- oder Abrundung auf 5 ist ausreichend.                  In Bezug auf die freigelegte Felsböschung oder den Hohlraum ungünstig einfallende Gleitflächen bestimmen das Verhalten des Gebirges.                  Bei mittelmäßigem bis sehr schlechtem Fels sollte bei Durchfeuchtung die Qualität nach rechts verändert werden. Der Wasserdruck wird über die effektiven Spannungen berücksichtigt.</p>		<p><b>OBERFLÄCHENSCHAFFENHEIT</b></p> <p>SEHR GUT sehr rauhe, frische unverwitterte Oberfläche</p> <p>GUT - Rauhe, leicht angewitterte, mit Eisenoxid belegte Oberfläche</p> <p>MITTEL - Glatte, moderat angewitterte und veränderte Oberfläche</p> <p>SCHLECHT - Harnischflächen, stark verwitterte Oberfläche mit durchgehendem Belag oder Fällung oder kantigen Stücken</p> <p>SEHR SCHLECHT - Harnischflächen, stark verwitterte Oberfläche mit weichem Tonbelag oder Fällung</p>		
<p><b>STRUKTUR</b></p>		<p>abnehmende Qualität →</p>		
<p>UNGESTÖRT ODER INTAKT – intakte Felsproben oder Felsmassive in situ mit wenigen Diskontinuitäten mit großem Abstand</p>	<p>abnehmende Verzahnung der Felsstücke ↓</p>	90		
<p>BLOCKIG – gut verzahnter, ungestörter Fels der aus kubischen Blöcken besteht, die durch drei sich schneidende Klufflächenscharen gebildet werden.</p>		80	70 60 50	
<p>SEHR BLOCKIG – verzahnte, teilweise gestörter Fels, der von eckigen Blöcken mit vielen Oberflächen gebildet wird, die durch 4 oder mehr Klufflächen begrenzt sind.</p>			A 40 30	
<p>GESTÖRT/RISSIG/BLOCKIG – gefalteter Fels mit eckigen Blöcken, von vielen Diskontinuitätsflächen begrenzt. Vorhandensein von Schichtflächen oder Schieferung.</p>			B C D E 20	
<p>ZERSETZT – schlecht verzahnter, stark gebrochener Fels mit einer Mischung eckiger und runder Felsstücke</p>				F 10
<p>GESCHICHTETE/GESCHERT – Fehlen von Blöcken infolge eng liegender Scher- und Schieferungsflächen.</p>				G H
<p>A. Sehr blockiger Sandstein. Einfluss tonigen Kluffbelags durch die Felsmasse minimiert. Bei flachen Tunnel oder Böschungen Gefährdung durch instabile Klufflächen möglich.</p>				
<p>B. Sandstein mit dünnen Schluffstein-einlagerungen</p>	<p>C. Sand- und Schluffstein mit gleichen Anteilen</p>	<p>D. Schluffstein und schluffiger Schiefer mit Sandsteinlagen</p>	<p>E. Weicher Schluffstein oder Tonschiefer mit Sandsteinlagen</p>	
<p>C, D, E und G können gefaltet sein, beeinträchtigt die Scherfestigkeit nicht. Tektonische Beanspruchung und Verlust des Zusammenhalts bewirken Übergang zu F und H.</p>		<p>F. Tektonisch verformt, gefaltet, gescherter Ton- und Schluffschiefer, chaotische Struktur</p>		
<p>G. ungestörter Schluff- oder Tonschiefer, evtl. mit dünnen Sandsteineinlagerungen</p>		<p>H. Tektonisch verformter Schluff- oder Tonschiefer mit unregelmäßiger Struktur</p>		

Abb. 7: Tabelle des GSI (Geological Strength Index) für geklüfteten Fels (SOOS & ENGEL 2008).



schätzt werden (SOOS & ENGEL 2008). Wechselgelagerte Tonschiefer und Schluffsteine mit Sandstein-Lagen, wie sie häufig im Mittelrheintal vorkommen, können etwa der Gesteinsgruppe D in der Abb. 7 zugeordnet werden. Die Gebirgsfestigkeit solcher Gesteine beträgt etwa 30 bis 40 % der Druckfestigkeit des intakten Gesteins. Bei einer gewählten

- Gesteinsfestigkeit des Tonschiefers von  $q_{\text{u}} = 80 \text{ MN/m}^2$  beträgt somit die rechnerische
- Gebirgsfestigkeit des unverwitterten Tonschiefergebirges etwa  $q_{\text{r}} = 24 \text{ bis } 32 \text{ MN/m}^2$ .  
Durch Verwitterungsprozesse nehmen die Qualität und damit auch die Gebirgsfestigkeit ab. Hier kann (zunächst) eine Druckfestigkeit von etwa 15 bis 25 % der Druckfestigkeit des intakten Gesteins abgeleitet werden, so dass daraus rechnerisch eine
- abgeminderte Gebirgsfestigkeit von etwa  $q_{\text{r,red}} = 12 \text{ bis } 20 \text{ MN/m}^2$  resultiert.

### 3. Erschütterungsmessungen

#### 3.1. Vorbereitende Arbeiten und Messmethodik

Zur Untersuchung eines möglichen Zusammenhangs zwischen Bahnerschütterungen und Hanginstabilitäten hat das LUWG Schwingungsmessungen entlang von zwei

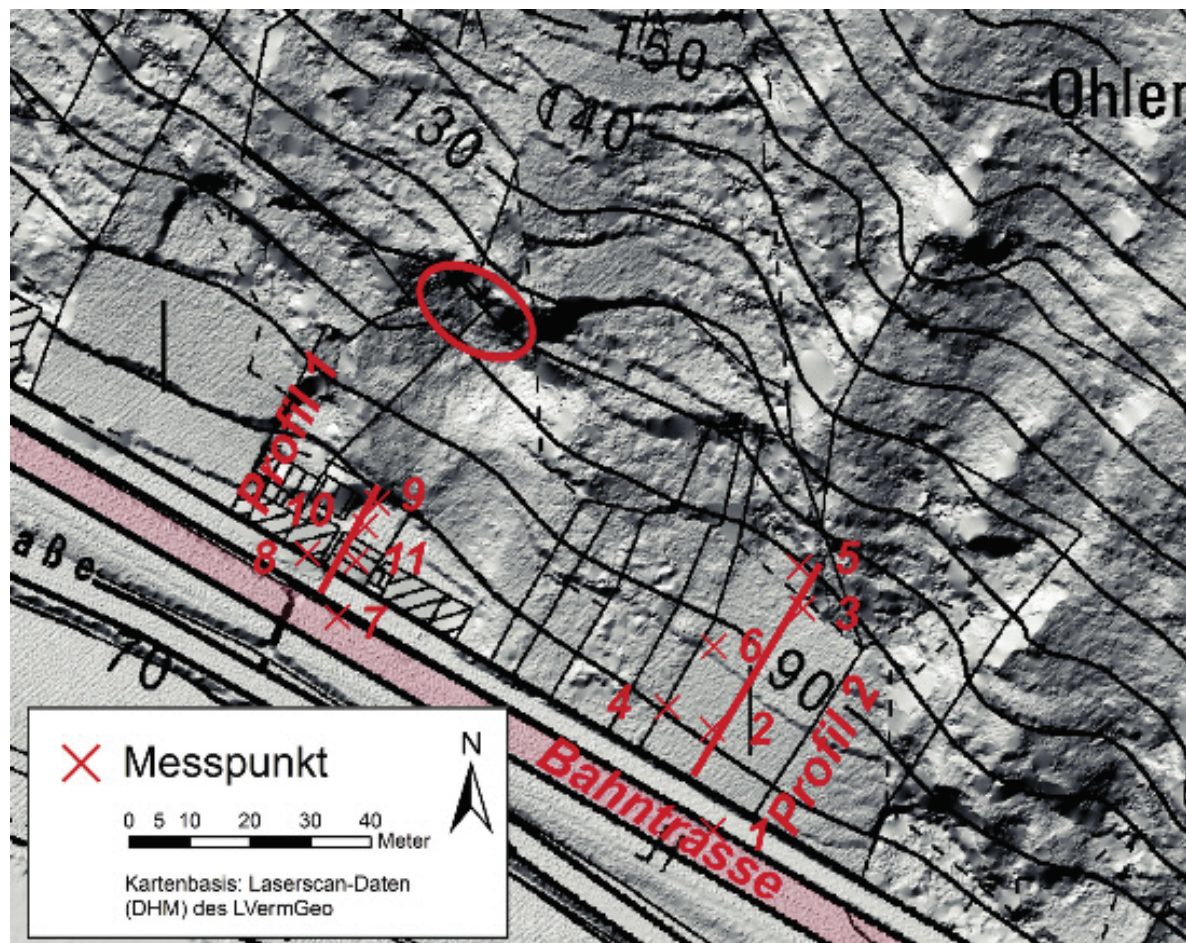


Abb. 8: Lageplan mit Markierung der Messpunkte (Kreuze) und Messprofile (Linien) nordöstlich der Bahntrasse in St. Goarshausen. Das Oval gibt die Ausbruchsstelle des Felssturzes vom 05.01.2012 an (Kartengrundlage: Digitales Höhenmodell auf Basis der Laserscan-Daten des Landesamtes für Vermessung und Geobasisinformation Rheinland-Pfalz; Datenaufbereitung und Grafik LGB).



Abb. 9: Blick von Südost nach Nordwest auf den Weinberg, in dem das östliche Messprofil ausgelegt wurde. Links sind die Bebauung des westlichen Profils und der darüber liegende Fangzaun zu erkennen. Im Vordergrund verläuft die Bahnlinie. Die Messprofile erstreckten sich von der Bahntrasse bis zur hangseitigen Felswand (Foto: WEHINGER vom 21.05.2013).

Profilen durchgeführt (Abb. 8 und 9). Die Profile wurden so angeordnet, dass diese  $\pm$  in Falllinie des Hanges bzw. senkrecht zur Gleisachse verlaufen. Dabei wurde darauf geachtet, den Einfluss verschiedener Untergrundarten zu berücksichtigen.

- (1) **Profil 1:** Das erste Profil wurde zwischen den Häusern, deren Grundstücke von dem Felssturz betroffen waren, ausgelegt. Das Profil 1 umfasst die Messpunkte MP 7 bis MP 11.
- (2) **Profil 2:** Das zweite Profil wurde in dem bewirtschafteten Weinberg etwa 60 m südöstlich des ersten Profils gelegt. Das Profil 2 umfasst die Messpunkte MP 1 bis MP 6.

Die drei verschiedenen Untergrundarten **Bauteil**, **Lockergestein** und **Festgestein** verteilten sich wie folgt auf die Messpunkte:

- **Bauteil:** MP1, MP 7, MP 8, MP 10
- **Lockergestein:** MP 2, MP 4, MP 6, MP 11
- **Festgestein:** MP 3, MP 5, MP 9

Um eine ebene Aufstandsfläche für die Aufnehmer zu erhalten mussten insbesondere die Messpunkte im Festgestein vorab präpariert werden. Hierzu wurden Metall-





Abb. 10: Fotodokumentation verschiedener Messpunkte für die Erschütterungsmessungen: Bild oben links: Profil 2 – MP 1: Messpunkt auf der Mauer neben dem Gleis (Bauteil); Bild oben rechts: Profil 2 – MP 2: Messpunkt im Weinberg (Erdspieß im Lockergestein); Bild unten links: Profil 2 – MP 5: Messpunkt auf einen präparierten Felssims (Festgestein) oberhalb des Weinbergs; Bild unten rechts: Profil 1 – MP 8: Messpunkt auf dem Fundament (Keller; Bauteil) (Fotos: LUWG vom 06.08. und 07.08.2013).

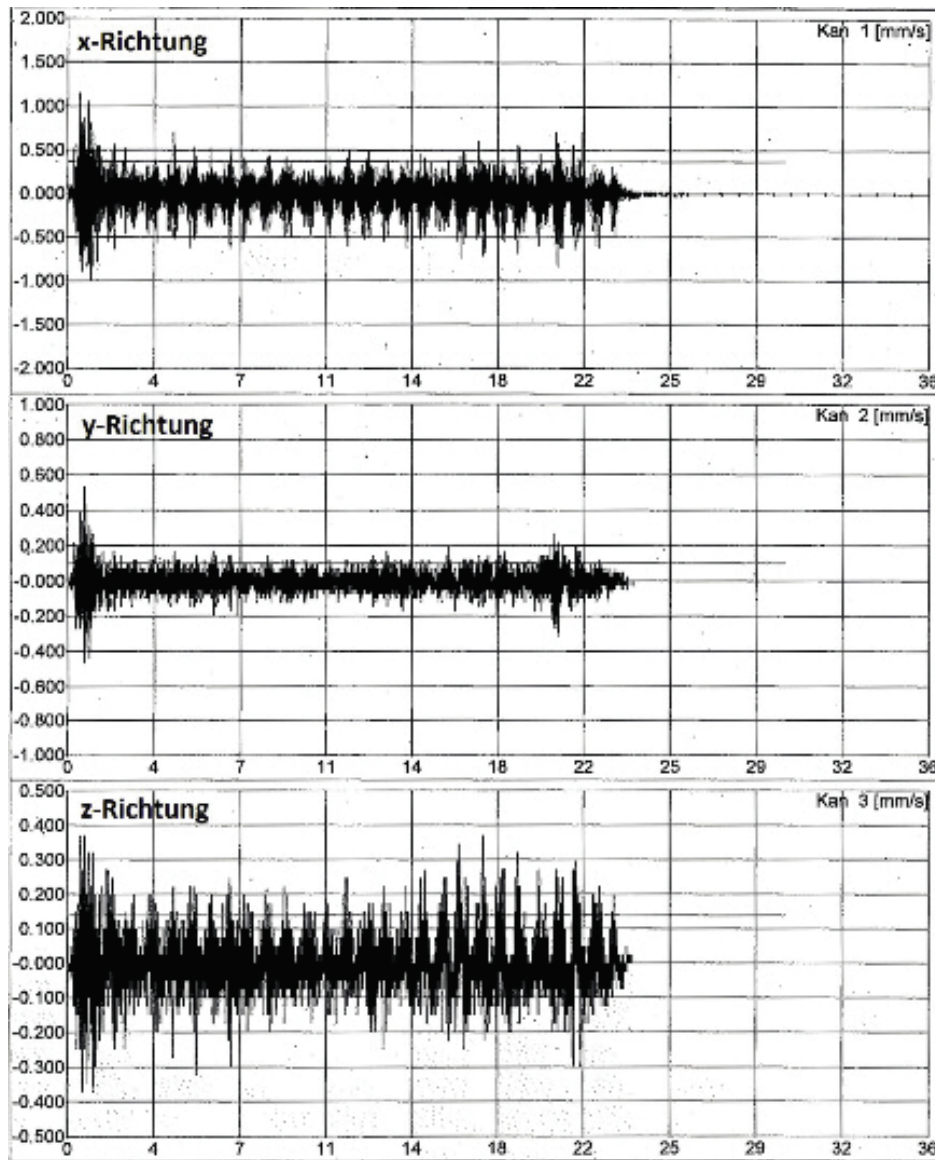


Abb. 11: Beispiel für eine Erschütterungsmessung am Messpunkt 1 während einer Zugdurchfahrt. Die Grafik zeigt den Schwinggeschwindigkeitsverlauf  $v_i$  [mm/s] für die drei Raum-Richtungen x, y und z. Die hier ermittelten maximalen Schwinggeschwindigkeiten betragen  $v_x = 1,155$  mm/s,  $v_y = 0,536$  mm/s und  $v_z = 0,372$  mm/s (LUWG).

platten auf Ausgleichsestrich verlegt. Die Messungen im Lockergestein wurden auf Metallplatten, die den Kopf von Erdspießen bildeten, durchgeführt. Bei den Bauteilen konnten die Aufnehmer direkt auf den horizontalen Flächen aufgelegt werden.

Die Messungen wurden am 06.08.2013 von 10:30 Uhr bis 13:30 Uhr und am 07.08.2013 von 9:30 Uhr bis 11:45 Uhr durch das LUWG durchgeführt (Abb. 10). Insgesamt wurden für 40 vorbeifahrende Züge je eine Messung für je 3 Messpunkte durchgeführt. Für 33 Messungen je 3 Messpunkte konnte eine Auswertung vorgenommen werden. Durch triaxiale Messwertgeber konnten die Erschütterungen für die drei Richtungen im Raum (x, y, z) bestimmt werden (KATTLER 2013).



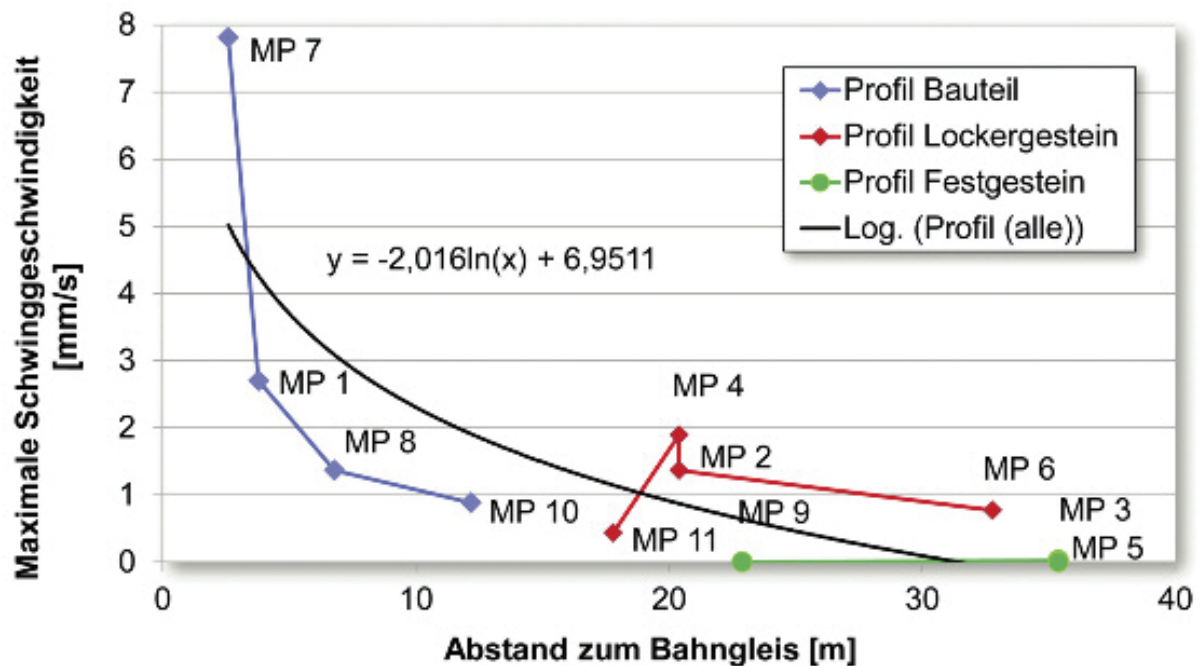


Abb. 12: Graphische Darstellung der maximalen Schwinggeschwindigkeiten in Abhängigkeit vom Abstand des jeweiligen Messpunktes zum Bahngleis (Grafik: LGB). Auf Basis aller dargestellten Messpunkte wurde eine logarithmische Trendlinie berechnet. Die exakten Daten sind in den Spalten 9 und 10 der Tab. 1 dokumentiert.

Zur Messung, Registrierung und Auswertung der Schwingungsaufzeichnungen wurden folgende Messgeräte und Aufnahmersysteme eingesetzt:

- Schwingungsmesssystem des Herstellers Marlen Beitzer und des Typs System 9800 U
- Schwinggeschwindigkeitsaufnehmer (Triaxiale Messwertgeber) des Typs Geophon PE 6 B
- Betriebssoftware System 9000, Version 14.08.2012

Das eingesetzte Schwingmesssystem entspricht laut Herstellerangabe der DIN 45.669-1. Zur Beobachtung des Schwingungsverlaufes wurde eine oszilloskopische Darstellung aller Messkanäle im Zeitraum von 10 Sekunden gewählt. Die Messungen wurden ohne Triggerschwelle von Hand ausgelöst, wobei die maximale Aufnahmezeit pro Messung 300 Sekunden dauern konnte. Der Arbeitsfrequenzbereich war auf 1 bis 80 Hz eingestellt. Als Messgröße wurde die Schwinggeschwindigkeit  $v_i$  in mm/s ermittelt (KATTLER 2013).

### 3.2. Auswertung

Die Erschütterungsmessungen wurden sowohl nach der Entfernung von der Quelle der Erschütterungen (Gleisanlage) als auch der Art des Untergrundes (Bauteil, Lockergestein, Festgestein) differenziert ausgewertet. Die Dateninterpretation erfolgte durch das LGB (WEHINGER 2013). Zur Risikoabschätzung wurde bei jedem Messpunkt die maximale Schwinggeschwindigkeit mit dem Abstand zum Bahngleis korreliert. Die maximale Schwinggeschwindigkeit entspricht dem Maximalwert sämtlicher Messrichtungen (Abb. 11).

In der Tab. 1 sind die Ergebnisse der Erschütterungsmessungen zusammengefasst. Zusätzlich sind die Koordinaten der Messpunkte (UTM32) und insbesondere der Ab-

Tab. 1: Zusammenfassung der Ergebnisse der Erschütterungsmessungen aus dem Messbericht des LUWG (KATTLER 2013). Die Tabelle zeigt in Fettdruck die maximale Schwinggeschwindigkeit für jeden Messpunkt. Mit Ausnahme des Messpunktes MP 10 handelt es sich dabei um die Geschwindigkeit in X-Richtung. Hierzu werden die zugehörigen Geschwindigkeiten in Y- und in Z-Richtung genannt. Beim Messpunkt MP 10 wurde die maximale Schwinggeschwindigkeit in Z-Richtung ermittelt.

Messpunkt, Messung	Ostwert	Nordwert	Höhe	MP	V <sub>x</sub> max	V <sub>y</sub> max	V <sub>z</sub> max	V max	Abstand zu Gleis	Frequenz f	Beurteilungs- schwingstärke KB	Schätzwert des gleitenden Effektivwertes KB <sup>max</sup>
Einheit	[-]	[-]	[+ m NN]	[-]	[mm/s]	[mm/s]	[mm/s]	[mm/s]	[m]	[Hz]	[-]	[-]
MP 1, Am Gleis 1, Profil 2, Messung 3, lfd. Nr. 27	406918	5558332	74,28	1	2.702	0,658	0,173	2.702	3,8	39,0	1,891	1,513
MP 2, Im Weinberg 1, Profil 2, Messung 1, lfd. Nr. 8	406917	5558349	81,56	2	1,368	0,430	0,277	1,368	20,4	43,0	0,959	0,767
MP 3, Am Fels 1, Profil 2, Messung 1, lfd. Nr. 7	406932	5558369	94,23	3	0,024	0,000	0,000	0,024	35,4	30,0	0,017	0,013
MP 4, Im Weinberg 2, Profil 2, Messung 3, lfd. Nr. 27	406910	5558353	80,77	4	1,891	0,955	0,353	1,891	20,4	50,5	1,329	1,063
MP 5, Am Fels 2, Profil 2, Messung 2, lfd. Nr. 15-22	406932	5558376	96,80	5	0,000	0,000	0,000	0,000	35,4	-	-	-
MP 6, Im Weinberg 3, Profil 2, Messung 3, lfd. Nr. 27	406918	5558363	87,92	6	0,768	0,340	0,123	0,768	32,8	34,5	0,536	0,429
MP 7, Am Geländer, Haus, Profil 1, Messung 2, lfd. Nr. 37	406855	5558368	74,16	7	7,811	1,950	4,109	7,811	2,6	38,5	5,466	4,373
MP 8, Garage Außenwand, Profil 1, Messung 1, lfd. Nr. 30	406850	5558378	74,62	8	0,821	0,334	0,680	0,821	6,8	37,5	0,574	0,459
MP 9, Treppe 4. Stufe, Profil 1, Messung 1, lfd. Nr. 28-34	406862	5558386	76,86	9	0,000	0,000	0,000	0,000	22,9	-	-	-
MP 10, Terrasse, Abfluss, Profil 1, Messung 2, lfd. Nr. 37	406858	5558377	74,97	10	0,199	0,191	0,982	0,882	12,2	38,0	0,617	0,494
MP 11, Garten, Profil 1, Messung 2, lfd. Nr. 37	406860	5558383	76,28	11	0,432	0,316	0,123	0,432	17,8	23,0	0,297	0,237

Untergrund  Festgestein  Lockergestein  Bauteil



Tab. 2: Auswertung der aus den Messergebnissen abgeleiteten Trendkurve (1). Die Wertepaare geben die rechnerischen Schwinggeschwindigkeiten  $v_i$  in Abhängigkeit vom Abstand  $x$  von der Gleisanlage an.

Abstand von der Gleisanlage	Rechnerische Schwinggeschwindigkeit
$x = 1 \text{ m}$	$V_i = 6,95 \text{ mm/s}$
$x = 5 \text{ m}$	$V_i = 3,71 \text{ mm/s}$
$x = 10 \text{ m}$	$V_i = 2,31 \text{ mm/s}$
$x = 20 \text{ m}$	$V_i = 0,91 \text{ mm/s}$
$x = 30 \text{ m}$	$V_i = 0,09 \text{ mm/s}$
$x = 32 \text{ m}$	$V_i = 0,00 \text{ mm/s}$

stand der Messpunkte von der Gleisanlage und die maximalen Schwinggeschwindigkeiten über alle Messungen aufgenommen.

Zur Veranschaulichung der Messergebnisse wurden diese in den Abb. 12 und 14 grafisch dargestellt. Für die in der Abb. 12 dargestellten Messwerte wurde mit dem Programm MS-EXCEL eine **logarithmische Trendlinie ermittelt (schwarze Linie)**.

Die Linie kann durch die Funktion

$$(1) y = -2,016 \times \ln(x) + 6,9511$$

beschrieben werden. Für einen statistisch besser abgesicherten Zusammenhang wären prinzipiell mehr Messwerte wünschenswert. Allerdings ist auch bei wesentlich mehr Messungen nicht mit einem qualitativ anderen Ergebnis zu rechnen.

In der Tab. 2 werden aus der genannten Funktion (1) abgeleitete Wertepaare angegeben. Demnach kann rechnerisch ab einer Entfernung von 32 m von der Erschütterungsquelle (Bahntrasse) bereits messtechnisch keine Erschütterungen mehr erfasst werden. Dies wird im Falle der Messpunkte MP 3 und MP 5 auch bestätigt. Beim Messpunkt MP 6 wurde eine maximale Schwinggeschwindigkeit  $v_{\max} = 0,768 \text{ mm/s}$  gemessen.

Zum Vergleich: In der DIN 4150-1 (Abschnitt 5.3.2) wird angegeben, dass der im Rahmen der Norm zu berücksichtigende Einwirkungsbereich von Schienenverkehrserschütterungen erfahrungsgemäß mit maximal 80 m Entfernung vom Ausgangsort angenommen werden kann. In der Abb. 4 wurden die in der Rutschungsdatenbank Rheinland-Pfalz dokumentierten Ereignisse entsprechend den vorgenannten Grenzentfernungen von 32 m bzw. 80 m eingeteilt.

#### 4. Beurteilung der Messergebnisse

##### 4.1. Einwirkung auf bauliche Anlagen – Anwendung der DIN 4150-3

Zur Beurteilung der Wirkung von Erschütterungen auf bauliche Anlagen werden die Messergebnisse in Bezug zur DIN 4150-3 gesetzt. Die durch den Schienenverkehr verursachten Erschütterungen gelten im Sinne der DIN 4150-3 als Dauererschütterungen (LUWG 2011). Die Tabelle 3 der DIN 4150-3 nennt Anhaltswerte für die Schwinggeschwindigkeit  $v_i$  (siehe Tab. 3). Gemäß DIN 4150-3 (Punkt 6.1 Absatz 2) gilt: „Werden die Anhaltswerte eingehalten, treten Schäden nach den bisherigen Erfahrungen nicht auf. Werden diese Werte überschritten, so folgt daraus nicht, dass Schäden auftreten müssen.“ In der Risikobewertung wurden Anhaltswerte für normale Wohngebäude (5 mm/s) und erschütterungsempfindliche Gebäude (3 mm/s), zum Beispiel unter Denkmalschutz stehend, berücksichtigt.

Tab 3: Tabelle 3 der DIN 4150-3. Anhaltswerte für die Schwinggeschwindigkeit  $v_i$  zur Beurteilung der Wirkung von kurzzeitigen Erschütterungen auf Bauwerke.

Zeile	Gebäudeart	Anhaltswerte für die Schwinggeschwindigkeit $v_i$			
		Fundament Frequenzen			Oberste Deckenebene, horizontal Alle Frequenzen
		1 bis 10 Hz	10 bis 50 Hz	50 bis 100 *) Hz	
1	Gewerblich genutzte Bauten, Industriebauten und ähnlich strukturierte Bauten	20 mm/s	20 bis 40 mm/s	20 bis 40 mm/s	40 mm/s
2	Wohngebäude und in ihrer Konstruktion und/oder Nutzung gleichartige Bauten	5 mm/s	5 bis 15 mm/s	15 bis 20 mm/s	15 mm/s
3	Bauten, die wegen ihrer besonderen Erschütterungsempfindlichkeit nicht denen nach Zeile 1 und Zeile 2 entsprechen und besonders erhaltenswert (z.B. unter Denkmalschutz stehend) sind	3 mm/s	3 bis 8 mm/s	8 bis 10 mm/s	8 mm/s

\*) Bei Frequenzen über 100 Hz dürfen mindestens die Anhaltswerte für 100 Hz angesetzt werden.

Beim Vergleich der vorgenannten Anhaltswerte von 5 mm/s bzw. 3 mm/s mit den maximalen Messwerten der Messungen vom 06.08. und 07.08.2013 ergeben sich je nach Standort bzw. Untergrund folgende Ergebnisse:

- (1) **Mauer neben Gleisanlage:** An den beiden an der Mauer unmittelbar neben der Gleisanlage gelegenen Messpunkten MP 1 und MP 7 wurden mit Abstand die höchsten Schwinggeschwindigkeiten von  $v_{max} = 2,702$  mm/s bzw.  $v_{max} = 7,811$  mm/s ermittelt. Bei Berücksichtigung der bei der Messung ermittelten Frequenz von 38,5 Hz ergibt sich im Sinne einer Fundamentmessung ein Anhaltswert nach Tabelle 1 der DIN 4150-3 von 12,1 mm/s. Dieser Anhaltswert wird nicht erreicht. Die Messpunkte MP 1 und MP 7 sind nur etwa 4 m bzw. 3 m von der Gleisanlage entfernt.
- (2) **Wohngebäude:** Bei den an einem Wohngebäude (Fundament, Terrasse) angebrachten Messpunkten MP 8 und MP 10 wurden maximale Schwinggeschwindigkeiten von  $v_{max} = 0,821$  mm/s bzw.  $v_{max} = 0,882$  mm/s gemessen. Diese Schwingungen sind vom Menschen spürbar, liegen jedoch deutlich unterhalb der vorgenannten Anhaltswerte für bauliche Anlagen. Die Messpunkte MP 8 und MP 10 weisen eine Entfernung von etwa 7 m bzw. 12 m von der Gleisanlage auf.
- (3) **Lockergestein:** Für die auf dem Lockergesteinsuntergrund angeordneten Messpunkte MP 2, MP 4, MP 6 und MP 11 wurden maximale Schwinggeschwindigkeiten von  $v_{max} = 0,432$  mm/s bis  $v_{max} = 1,891$  mm/s ermittelt. Auch diese Schwingungen sind spürbar, die Anhaltswerte werden aber nicht erreicht.
- (4) **Festgestein:** Bei den Messpunkten auf dem Fels MP 3, MP 5 und MP 9 wurden keine oder keine nennenswerten Schwinggeschwindigkeiten ermittelt (0,000 mm/s bzw.  $v_{max} = 0,024$  mm/s). Das heißt, dass bei den lediglich ca. 25 m bzw. 33 m von der Gleisanlage entfernten Felsstandorten keine relevanten Schwingungen infolge des Bahnverkehrs ermittelt wurden.

Bei den Messungen wurde festgestellt, dass die Güterzüge in Richtung Koblenz (bergseitiges Gleis) wesentlich höhere Schwinggeschwindigkeiten verursachen als die auf dem von den Messpunkten weiter entfernten Bahngleis in Richtung Mainz (rheinseitiges Gleis). Ebenso ist das Schwingverhalten der Personenzüge deutlich geringer als das der Güterzüge.



#### 4.2. Einwirkungen auf Menschen in Gebäuden – Anwendung der DIN 4150-2

Die Beurteilung der gemessenen Erschütterungen, die auf Menschen in Gebäuden einwirken, ist nicht der eigentliche Zweck der Messungen gewesen. Eine entsprechende Auswertung und Bewertung mit abschließendem Charakter zu dieser Frage kann daher nicht durchgeführt werden. Allerdings wurde das im Abschnitt 7 der DIN 4150-2 angegebene Näherungsverfahren zur Ermittlung der Beurteilung aus direkten Erschütterungsregistrierungen angewandt. In der Abb. 13 sind die zugehörigen Formeln zur Ermittlung der Beurteilungsschwingstärke  $KB$  und des Schätzwertes des gleitenden Effektivwertes  $KB^*_{Fmax}$  abgedruckt.

$(2) \quad KB = \frac{1}{\sqrt{2}} \times \frac{v_{max}}{\sqrt{1+(f_0/f)^2}}$ $(3) \quad KB^*_{Fmax} = KB \times c_F$	<p><i>Mit</i></p> <p><math>v_{max}</math> maximale Schwingschnelle [mm/s]</p> <p><math>f</math> maßgebende Frequenz [Hz]</p> <p><math>f_0</math> 5.6 Hz (Grenzfrequenz des Hochpasses)</p> <p><math>c_F</math> Konstante nach Tabelle 3</p> <p><math>KB^*_{Fmax} = KB \cdot c_F</math>: Schätzwert des gleitenden Effektivwertes</p>
---	--

Abb. 13: Ermittlung der Beurteilungsschwingstärke  $KB$  und des Schätzwertes des gleitenden Effektivwertes  $KB^*_{Fmax}$  nach DIN 4150-2.

Die abgeschätzten Zahlenwerte für die Kenngrößen  $KB$  und  $KB^*_{Fmax}$  sind in den beiden rechten Spalten der Tab. 1 angegeben. Hierbei wurde für die Konstante nach Tabelle 3 der DIN 4150-2 ein Wert  $c_F = 0,8$  eingesetzt. Für die Beurteilung relevant sind die in einem Gebäude angebrachten Messpunkte MP 8 ( $KB^*_{Fmax} = 0,459$ ) und MP 10 ( $KB^*_{Fmax} = 0,494$ ). Diese Schätzwerte werden mit den Anhaltswerten in der Tabelle 1, Zeile 3 der DIN 4150-2 verglichen:

- Der untere Anhaltswert  $A_u = 0,2$  wurde bei den Messpunkten MP 8 und MP 10 überschritten.
- Für den oberen Anhaltswert  $A_o$  werden in der DIN 4150-2 verschiedene Werte genannt. Für Erschütterungen am Tag gilt  $A_o = 5$ . Für Erschütterungen in der Nacht gilt in der Regel  $A_o = 0,3$ . Für Erschütterungen durch Schienenverkehr gilt unter bestimmten Voraussetzungen  $A_o = 0,6$ . Das heißt, dass je nach Tageszeit und Häufigkeit der Überschreitungen der obere Anhaltswert teils überschritten und teils nicht erreicht wird.

Aufgrund der gemessenen Schwinggeschwindigkeiten, die am Fundament gemessen werden, ist damit zu rechnen, dass in den oberen Vollgeschossen die unteren Anhaltswerte nachts überschritten werden. Für eine verbindliche Beurteilung im Hinblick auf die Einwirkung der Erschütterungen auf Menschen im Gebäude hätten die Messungen an den Stellen, an denen die stärksten Erschütterungen zu erwarten sind, durchgeführt werden müssen. Das ist in der Regel im obersten Vollgeschoß in Deckenmitte der Fall.

#### 4.3. Vergleich mit anderen Messungen

Vom Hessischen Landesamt für Umwelt und Geologie (HLUG) wurden im Jahr 2010 ebenfalls Erschütterungsmessungen im Mittelrheintal (Rüdesheim-Assmannshausen)

durchgeführt. Im Jahresbericht 2010 des HLUg wird ausgeführt: „Die Messergebnisse hinsichtlich der Einwirkungen auf Gebäude ergaben, dass die Erschütterungen durch die Bahn keine Gebäudeschäden im Sinne der DIN 4150-3 verursachen“ (HAKENBERG & BENARIK 2011). Somit bestätigen sich prinzipiell die Erschütterungsmessungen des HLUg und die hier dokumentierten Messungen des LUWG/LGB gegenseitig.

Das Ministerium für Umwelt, Landwirtschaft, Ernährung, Weinbau und Forsten Rheinland-Pfalz berichtet von Erschütterungsmessungen im Jahr 2012, die ein unabhängiges Ingenieurbüro durchgeführt hat (MULEWF 2014; FORST 2012). Demnach wurden in neun von zehn Fällen die Anhaltswerte der DIN 4150-2 und DIN 4150-3 eingehalten. Lediglich an einer Messstelle wurden Überschreitungen festgestellt, die vermutlich auf einen Spalt in der Gleisverbindung zurückzuführen sind (punktuellem Defekt der Gleisanlage). Weiter wird angegeben, dass das Ausmaß der Erschütterungen lokal sehr unterschiedlich sein kann.

#### 4.4. Zuordnung zu den Gesteins- und Gebirgsfestigkeiten

Im Kapitel 2.4.2 wurde eine Gebirgsfestigkeit des unverwitterten Tonschiefergebirges von etwa  $q_r = 24$  bis  $32 \text{ MN/m}^2$  hergeleitet. Die Gesteinsfestigkeit frischen Tonschiefers beträgt etwa  $q_u = 80 \text{ MN/m}^2$ . Diese Werte können mit solchen für „Mauerwerk“ (z. B. aus Naturstein) verglichen werden. Schließlich gibt die DIN 4150-3 Anhaltswerte für Schwinggeschwindigkeiten an, bei deren Einhaltung Schäden im Sinne einer Verminderung des Gebrauchswertes von Bauwerken nicht eintreten (siehe Tab. 3).

Ein handelsüblicher Beton der Druckfestigkeitsklasse C 20/25 nach DIN 1045-2 (alte Bezeichnung B 25) weist eine Druckfestigkeit von  $q_u = 25 \text{ MN/m}^2$  auf. Somit weist der unverwitterte Tonschiefer im Vergleich zu handelsüblichem Beton signifikant höhere Gesteinsfestigkeiten sowie vergleichbare Gebirgsfestigkeiten auf. Ein „Versagen“, das heißt der Abbruch unverwitterter Felsmassen aus Tonschiefer durch bahnbedingte Erschütterungen, ist daher nicht plausibel. Dabei ist für einen Abbruch im Sinne eines Steinschlages oder Felssturzes eine vollständige Durchtrennung des Gesteins erforderlich, was bei Erreichen der Anhaltswerte der DIN 4150-3 für ein Mauerwerk sicher nicht zu erwarten ist.

Ein Steinschlag oder Felssturz kann im Sinn der hier untersuchten Situation nur durch den zunehmenden Verwitterungsgrad, **verursacht** durch die oben genannten natürlichen geodynamischen Prozesse, entstehen. Es kann allenfalls nicht ausgeschlossen werden, dass ein Steinschlag oder Felssturz durch natürliche Erschütterungen, wie z. B. Erdbeben, oder künstliche Anregungen, wie bahnbedingte Erschütterungen, **ausgelöst** wird, sofern im Gebirge bereits ein labiler Gleichgewichtszustand vorhanden ist (Grenzgleichgewicht  $\eta = 1,0$ ).

### 5. Zusammenfassende Beurteilung

Die Ergebnisse der Erschütterungsmessungen zeigen, dass die Anhaltswerte der DIN 4150-3 von  $5 \text{ mm/s}$  bzw.  $3 \text{ mm/s}$  bereits nach wenigen Metern Abstand zur Bahnlinie unterschritten werden (siehe Trendlinie in Abb. 12 sowie Abb. 14). Die von den Messungen erfassten Wohngebäude in  $7 \text{ m}$  bzw.  $12 \text{ m}$  Entfernung zur Bahntrasse weisen an den Messpunkten MP 8 und MP 10 mit etwa  $v_{\max} = 0,8$  bis  $0,9 \text{ mm/s}$  maximale Schwinggeschwindigkeiten im Bereich unterhalb der Anhaltswerte auf, weswegen an den Gebäuden keine direkten wertmindernden Erschütterungsschäden zu erwarten sind. Vor allem im Festgestein, in dem Fallprozesse wie Steinschläge und Felsstürze hauptsächlich vorkommen, sind die gemessenen Schwinggeschwindigkeiten von  $v_{\max} = 0,000$  bis  $0,024 \text{ mm/s}$  nicht nachweisbar bzw. sehr gering.



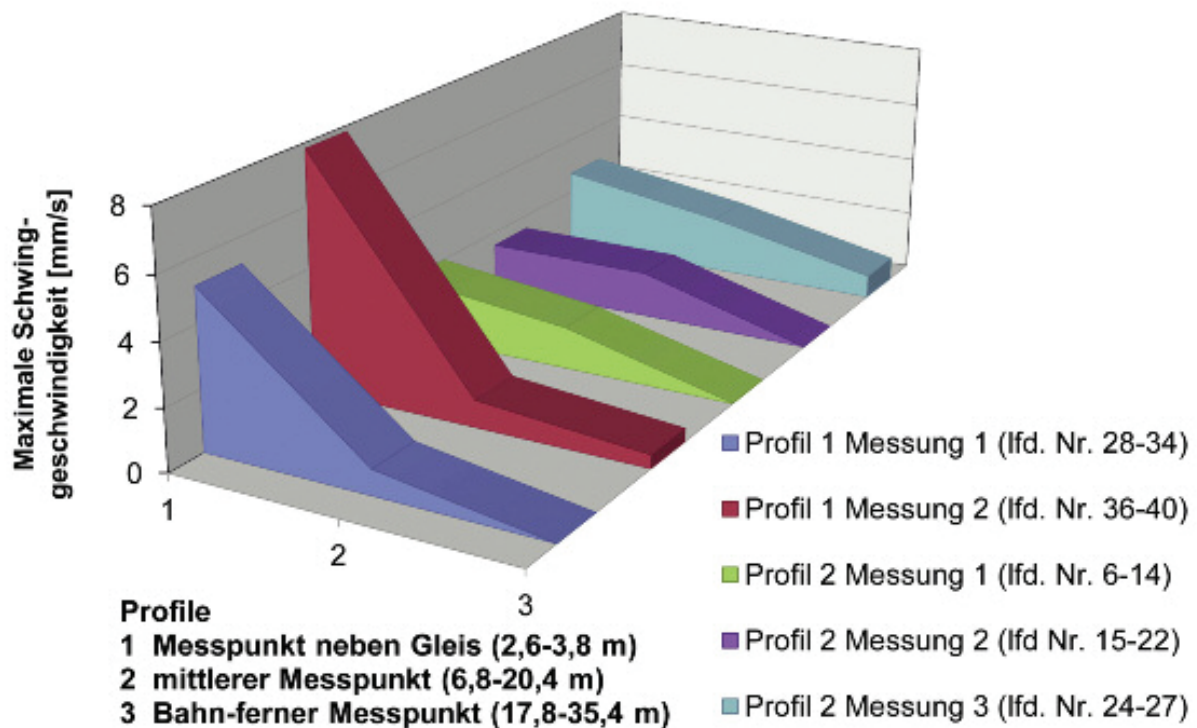


Abb. 14: Graphische Darstellung der maximalen Schwinggeschwindigkeiten für verschiedene Messungen entlang der Profile 1 und 2. Die Grafik zeigt die Abnahme der maximalen Schwinggeschwindigkeit mit zunehmender Entfernung von der Bahn.

Aus den Untersuchungsergebnissen wird die folgende Beurteilung abgeleitet: **Ein ursächlicher Zusammenhang zwischen verkehrsbedingten Erschütterungen und Massenbewegungen (Steinschläge und Felsstürze) am Mittelrhein kann auf der Basis der vorliegenden Messergebnisse und Untersuchungen nicht hergestellt werden.**

**Das Ergebnis wird wie folgt begründet:**

**Schlechte Ankoppelung des Felsens:** Die Erschütterungen werden durch die Lockergesteinsunterlagen unterhalb der Gleise sowie die Bettung der Gleise im Schotter und einer darunter angeordneten Planumsschutzschicht abgedämpft.

**Festigkeit des Tonschieferfelsens:** Dem anstehenden Tonschiefer ist im unverwitterten Zustand eine hohe Festigkeit zuzuschreiben. Dadurch muss es vor einem Felsabbruch in Form eines Steinschlags oder Felssturzes zur Entfestigung durch Verwitterungsvorgänge kommen, um die vollständige Durchtrennung entlang von Trennflächen zu ermöglichen. Bei den Messungen am Fels erreichen die ermittelten Schwinggeschwindigkeiten nicht annähernd die Anhaltswerte der DIN 4150-3.

**Vergleich mit anderen Messungen:** Die Ergebnisse der aktuellen Erschütterungsmessungen werden prinzipiell durch entsprechende Messungen des HLUg und des MULEWF bestätigt.

**Auswertung der Rutschungsdatenbank Rheinland-Pfalz:** Die räumliche Verteilung der in der Rutschungsdatenbank für den Raum St. Goarshausen dokumentierten Massenbewegungen zeigen keine signifikante Häufung entlang der Bahnstrecke. Die Steinschläge und Felsstürze treten ebenso in Nebentälern ohne bahnbedingte Erschütterungen bzw. in größerer Entfernung von den Bahntrassen auf. Statt auf an-

thropogene Einflüsse sind die Massenbewegungen in den rheinland-pfälzischen Mittelgebirgen im Allgemeinen eher in der natürlichen Verwitterung infolge exogendynamischer Prozesse zurückzuführen.

### Schriften

- Arbeitskreis 4.6 „Altbergbau“ der DGGT (Deutsche Gesellschaft für Geotechnik), (2013): Empfehlung „Geotechnisch-markscheiderische Bewertung und Sanierung von altbergbaulich beeinflussten Gebieten hinsichtlich ihrer baulichen Nachnutzung“. Anhang S. 1–15. – In: MEIER, G. et al (Hrsg.): 13. Altbergbau-Kolloquium vom 07. bis 09. November 2013 an der TU Bergakademie Freiberg. (Wagner) Nossen.
- BOCK, B. & WEHINGER, A. & KRAUTER, E. (2012): Hanginstabilitäten in Rheinland-Pfalz – Ergebnisse der Rutschungsdatenbank Rheinland-Pfalz. – Mainzer geowiss. Mitt., 40, S. 147–180, Mainz.
- DIN 1045-2 (2008-08): Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton – Teil 2: Beton – Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität – Anwendungsregeln zu DIN EN 206-1. 62 S., (Beuth) Berlin.
- DIN 4150-1 (2001-06): Erschütterungen im Bauwesen – Teil 1: Vorermittlung von Schwingungsgrößen. 40 S., (Beuth) Berlin.
- DIN 4150-2 (1999-06): Erschütterungen im Bauwesen – Teil 2: Einwirkungen auf Menschen im Gebäude. 21 S., (Beuth) Berlin.
- DIN 4150-3 (1999-02): Erschütterungen im Bauwesen – Teil 3: Einwirkung auf bauliche Anlagen. 12 S., (Beuth) Berlin.
- DIN 45669-1 (2010-09): Messung von Schwingungsimmissionen – Teil 1: Schwingungsmesser – Anforderungen, Prüfung. 52 S., (Beuth) Berlin.
- FORST, M. (2012): Erschütterungsmessungen Bahnlinie Mittelrheintal – Messbericht M 4511-01/0312-1 vom 14.09.2012.- 29 S., Ingenieurbüro Schütz, Büro Lahn-Mosel, Brandscheid. [[http://mulewf.rlp.de/fileadmin/mufv/img/inhalte/laerm/Erschuetterungsmessungen\\_Rheintal\\_2012\\_anonymisiert.pdf](http://mulewf.rlp.de/fileadmin/mufv/img/inhalte/laerm/Erschuetterungsmessungen_Rheintal_2012_anonymisiert.pdf) (abgerufen Juni 2014)].
- FRANKE, W.R. (1998): Geologische Übersichtskarte 1 : 100 000, Blatt C 5910 Koblenz. (Geologisches Landesamt Rheinland-Pfalz) Mainz.
- HAKENBERG, B. & BENARIK, T. (2011): Lärm und Erschütterungen im Mittelrheintal.– In: Hessisches Landesamt für Umwelt und Geologie(Hrsg.): Jahresbericht 2010, S. 83–88, 8 Abb., Wiesbaden.
- KATTLER, R. (2013): Überprüfung der Schwingungseinwirkungen durch bahnbedingte Erschütterungen in St. Goarshausen. Bericht Nr. 456, 18 S., Landesamt für Umwelt, Wasserwirtschaft und Gewerbeaufsicht Rheinland-Pfalz, Mainz. – [unveröff.].
- LUWG (Landesamt für Umwelt, Wasserwirtschaft und Gewerbeaufsicht Rheinland-Pfalz)(2011): Messprotokoll Nr. 450 vom Juni 2011 – Erschütterungsimmissionen durch Schienenverkehr im Mittelrheintal an der rechtsrheinischen Bahnstrecke im Ortsbereich 56340 Osterspai. 16 S., 2 Anl., Mainz. [[http://www.mulewf.rlp.de/laerm/Schienenverkehrs-laerm/Messprotokoll\\_Nr\\_450\\_anonymisiert\\_Osterspai\\_1\\_-2.pdf](http://www.mulewf.rlp.de/laerm/Schienenverkehrs-laerm/Messprotokoll_Nr_450_anonymisiert_Osterspai_1_-2.pdf) (abgerufen Juni 2014)]
- MULEWF (Ministerium für Umwelt, Landwirtschaft, Ernährung, Weinbau und Forsten Rheinland-Pfalz )(2014): Schienenverkehrslärm. [<http://www.mulewf.rlp.de/laerm/Schienenverkehrs-laerm/> (abgerufen Juni 2014)].
- SOOS, P.V. & ENGEL, J. (2008): Eigenschaften von Boden und Fels – ihre Ermittlung im Labor. – In: WITT, K.J. (Hrsg.): Grundbau-Taschenbuch, Teil 1: Geotechnische Grundlagen, S. 123–213, 7. Aufl., (Ernst & Sohn) Berlin.



- WEHINGER, A. (2013): Mittelrheintal – Risikoabschätzung für Massenbewegungen – Geotechnischer Bericht zu den Erschütterungsmessungen durch das LUWG. 23 S., Landesamt für Geologie und Bergbau Rheinland-Pfalz, Mainz. – [unveröff.].
- WEHINGER, A. & ALBERTI, M. (2012): Felssturz am 05.01.2012 in der Stadt St. Goarshausen. Geotechnische Stellungnahme des Landesamtes für Geologie und Bergbau Rheinland-Pfalz vom 09.01.2012, 9 S., Mainz. – [unveröff.].

Anschriften der Autoren:

Diplom-Geologe ANSGAR WEHINGER,  
Landesamt für Geologie und Bergbau Rheinland-Pfalz,  
Emy-Roeder-Str. 5, D-55129 Mainz;  
E-Mail: [ansgar.wehinger@lgb-rlp.de](mailto:ansgar.wehinger@lgb-rlp.de) .

Messtechniker REINHARD KATTLER,  
Landesamt für Umwelt, Wasserwirtschaft und Gewerbeaufsicht Rheinland-Pfalz,  
Kaiser-Friedrich-Str. 7, D-55116 Mainz;  
E-Mail: [reinhard.kattler@luwg.rlp.de](mailto:reinhard.kattler@luwg.rlp.de) .

Manuskript eingegangen am 8.7.2014