

6 Geotechnische Beschreibung der ingenieurgeologisch wichtigsten Einheiten

6.1 Auffüllungen

Die in der Regel uneinheitlichen und gering konsolidierten Auffüllungen bestehen aus natürlichen Lockergesteinen (auch Baugrubenaushub, Schlamm der Kieswäscherei, Steinbruchabraum) oder künstlichem Material (Bauschutt, Müll, Schlacke, Straßenaufbruch, Industrieabfälle). Bergwerkshalden sind flächenmäßig unbedeutend (Bergbau auf Kupfer und Wismut bei Neubulach sowie auf Eisen bei Geislingen a. d. Steige, Kuchen und Bad Überkingen). In Neubulach wurden die aus stückigem Material bestehenden Halden bereits weitgehend überbaut.

Bei Bauvorhaben auf Auffüllungen ist eine intensive Erkundung sowohl der Auffüllmassen als auch des tieferen Untergrunds erforderlich. Da letzterer mit Schürfgruben in vielen Fällen nicht erreicht werden kann, sind für Baugrunduntersuchungen oft Bohrungen und Sondierungen (bei steinfreiem Schüttmaterial) erforderlich. Bauwerkslasten werden in der Regel auf den tragfähigen „gewachsenen“ Boden unterhalb der Auffüllung abgetragen. Bei geringmächtigen Schüttungen genügen Fundamentvertiefungen mit Magerbeton oder ein Bodenersatz aus verdichtetem Kiessand oder Mineralbeton im Lastausbreitungsbe- reich der Fundamente. In anderen Fällen werden die Auffüllmassen mit Brunnen Gründungen oder Pfählen durchstoßen.

Wenn die Auffüllmassen aus anorganischem, verdichtbarem Material bestehen, sind auch Baugrundverbesserungen durch Einrütteln eines Steinskeletts oder Bodenverdichtungen mit Tiefenrüttlern möglich. Kleinere, setzungsunempfindliche Bauwerke können unter bestimmten Voraussetzungen (geringe Boden- druck, steife Bauwerkskonstruktion, Nachweis der Grundbruchsicherheit, Setzungsberechnungen) auch auf Auffüllungen gegründet werden. Sollte das aufgeschüttete Material organische Substanzen enthalten, muss mit Langzeitsetzungen infolge der allmählichen Verrottung oder Entwässerung dieser Substanzen gerechnet werden.

Am Konstanzer Hafen erreichen die Auffüllmassen eine so große flächenhafte Ausdehnung, dass sie in die geologische Übersichtskarte i. M. 1 : 200 000 eingetragen werden konnten. Weitere großflächige, mehrere Meter mächtige Auffüllungen wurden im Bereich anderer Bodenseestädte angeschüttet, um einerseits die Tragfähigkeit des Untergrunds zu erhöhen und andererseits vor Wasserhochständen des Bodensees geschützt zu sein. Unter diesen Auffüllungen lagern meist weiche, wassergesättigte Sedimente (Ton, Schluff oder Schlick).

Räumlich begrenzt sind dagegen vor allem Verfüllungen von Flussaltarmen, Stadtgräben, Steinbrüchen und Kiesgruben.

Fallbeispiel: Damm der Bundesstraße 32 bei Hechingen

Auffüllungen gelten allgemein als ungünstiges Substrat zur Abtragung von Bauwerkslasten. Bei sorgfältiger Verdichtung im Bereich des optimalen Wassergehalts, wie sie z. B. bei Schottermatten (Bodenaustauschkörpern) vorgenommen wird, bilden Auffüllungen einen setzungsarmen Baugrund. Ähnliches gilt für die Eignung von Lockergesteinen als Erdbaumaterial. Hier sind Bauschäden bei der Verwendung von bindigen Böden und veränderlich festen Gesteinen nur bei sorgfältigem Einbau unter Berücksichtigung aller natürlichen Gegebenheiten zu vermeiden, wie das folgende Fallbeispiel zeigt.

Selbst bei offenbar vorschriftsmäßig ausgeführter lagenweiser Verdichtung einer Dammschüttung können starke Setzungen auftreten, die Wellenbildung auf der Fahrbahn und Stufen in der Fahrbahnoberfläche an den Übergängen zu einem setzungsfrei gegründeten Brückenbauwerk zur Folge haben. Solche Absenkungen ereigneten sich am 160 m langen und bis 8 m hohen Erddamm der Bundesstraße 32 bei einer Brücke über die Eisenbahn am ost-südöstlichen Ortsrand von Hechingen (LEMP 1979). Die Gesamtsetzungsbeträge konnten nicht mehr ermittelt werden, da Setzungsmessungen erst nach mehreren Fahrbahnausbesserungen vorgenommen wurden. Örtlich setzte sich der Damm 3 cm im Monat.

Der Dammuntergrund wird von Tonsteinen des Mitteljuras (Opalinuston-Formation) und einer darüber folgenden Decke aus etwa 2 m mächtigem plastischem Verwitterungslehm mit Brocken aus Oberjura-Kalksteinen gebildet. Die lehmigen Deckschichten wurden vor der Aufschüttung des Damms teilweise abgeschoben. Die Dammschüttung besteht zu etwa zwei Dritteln aus unverwittertem, bröckeligem, örtlich gefrästem Tonstein des Opalinustons, ein weiteres Drittel aus plastischem Verwitterungslehm, der den Opalinuston in einem benachbarten Straßeneinschnitt überlagerte. Das Material wurde im Winter 1973 ohne Zwischenlagerung eingebaut; die Zwischenplanien des Damms lagen bei schlechter Witterung jedoch tagelang offen. Bei zu starker Durchfeuchtung des Planums wurde ungelöschter Kalk aufgebracht.

Durch geotechnische Untersuchungen war zu klären, ob die Dammschüttung ordnungsgemäß verdichtet

worden ist oder ob sich die bodenmechanischen Eigenschaften des ursprünglich unverwitterten Dammbaustoffs nach dem Einbau verändert haben.

Äußerlich waren Struktur und Entfestigungsgrad von Proben der Dammschüttung identisch mit Proben aus bergfrischem Opalinuston, die mechanisch zerkleinert und im Proctorgerät verdichtet wurden. Wassergehaltsbestimmungen der Proben zeigten dagegen deutliche Unterschiede: Das Dammschüttungsmaterial besaß Wassergehalte zwischen 16 und 22 %, die optimal verdichteten Proctorproben aus bergfrischem, zerkleinertem Tonstein jedoch 8 bis 13 %. Es kann ausgeschlossen werden, dass die Dammschüttung bereits beim Einbau so hohe Wassergehalte besessen hat, die geforderten Tragwerte wären mit solchem Material nicht zu erreichen gewesen. Offenbar hat die Dammschüttung in den drei Jahren nach ihrem Einbau Wasser aufgenommen. Grundwasser wird dem Dammfuß vom nördlich gelegenen Hang zugeführt. Das im Hanglehm und Hangschutt sowie auf Klüften im Opalinuston abfließende Wasser durchsickert auch das untere Drittel des Dammkörpers und durchfeuchtet diesen Bereich. Die Wasserzufuhr konnte durch die am bergseitigen Dammfuß verlegte Dränung nicht verhindert werden. LEMPP diskutiert mehrere Faktoren, die für den Tragfähigkeitsrückgang verantwortlich sein könnten: Trocknungs-Befeuchtungszerserfall der Tonsteinbröckchen, Ausschwemmung von Tonanteilen, Plastifizierung der Kanten von Tonsteinbröckchen infolge der mechanischen Beanspruchung durch den Verkehr sowie Verringerung der Reibung zwischen den Materialkomponenten bei Durchfeuchtung.

Setzungsschäden sind nach den vorliegenden Untersuchungsergebnissen vermeidbar, wenn Wasserzutritte zu veränderlich festem Dammschüttungsmaterial verhindert werden. Dies erreicht man durch eine intensive Verdichtung und eine Minimierung des Porenanteils. Auch nach den Erdbaumaßnahmen muss eine sorgfältige und dauerhafte Entwässerung des Dammauflagers gewährleistet sein.

6.2 Stark setzungsfähige Ablagerungen

Feinkörnige, wasserreiche Sedimente (Ton, Schluff, organisches Lockergestein) reagieren bei Belastung oft mit erheblichen Setzungen, da keine für die Konsolidierung notwendige Auflast durch überlagernde Gesteine vorhanden war. Diese bindigen, wegen ihres hohen Wassergehalts oft weichen, breiigen

oder gar flüssigen Lockergesteine bilden in vielen Fällen den Untergrund in vermoorten Senken, Talauen und verlandeten Seeabschnitten. Bei **Schlick und Torf** übersteigen die organischen Anteile (meist unter Sauerstoffabschluss verrottete Pflanzenreste) oft die Gehalte an mineralischem Ton, Schluff oder Feinsand. Reiner Faulschlamm und Torf bestehen fast vollständig aus organischer Substanz. Diese Sedimente werden in Altarmen von Flüssen, in ehemaligen Stadtgräben, in den ausgedehnten Mooren Oberschwabens und in kleinen Toteislöchern angetroffen, die vermoorte Mulden in Kiesfeldern oder Moränen bilden. Bei Bauvorhaben im Bereich der oberschwäbischen Moore sollten die vom Landesvermessungsamt herausgegebenen „Moorkarten von Baden-Württemberg 1 : 50 000“ (Blätter L 7526 Günzburg, L 7922 Saulgau und L 7924 Biberach an der Riß) berücksichtigt werden, die detaillierte Informationen über die Verbreitung und Mächtigkeit der Torfe enthalten.

Zu den **anorganischen bindigen Lockergesteinen** mit hoher Setzungsfähigkeit gehören Seekreide, Seeton, Beckensediment (SIMON 1972) und weicher Auenlehm. Bei Setzungsmessungen an Neubauten wurden oftmals nicht nur starke Gesamtsetzungen, sondern – trotz einheitlich erscheinendem Untergrund – auffallend hohe Setzungsdifferenzen festgestellt.

Bei Radolfzell setzte sich ein achtgeschossiges, mit einer Platte auf Beckensediment gegründetes Hochhaus in 8 Monaten auf einer Seite um 12 cm und auf der anderen Seite um 20 cm. An einem Fabrikgebäude, das mit einer Bodenpressung von nur 65 kN/m² mit breiten, plattenartigen Fundamenten auf Beckensediment gegründet ist, wurden im Verlauf von 5 Jahren Setzungsbeträge zwischen 4 und 30 cm gemessen (SCHREINER 1973).

In allen stark setzungsfähigen Ablagerungen ändern sich die Zusammensetzung, der Wassergehalt und die ingenieurgeologischen Eigenschaften oft innerhalb kurzer Entfernungen in horizontaler und vertikaler Richtung. Bodenmechanische Untersuchungen von Bodenproben ergeben daher meist sehr unterschiedliche Bodenkennziffern (Beispiele für den Seeton bei SCHERZINGER 1991). Bei Bauvorhaben ist ein engmaschiges Netz von Baugrundaufschlüssen erforderlich, wobei sowohl die Mächtigkeit und die bodenmechanischen Eigenschaften des setzungsfähigen Lockergesteins als auch die Beschaffenheit der unterlagernden tragfähigen Schichten erkundet werden müssen. Die Entscheidung, ob Bauwerkslasten (z. B. mit einer Plattengründung) auf die setzungsfähigen Sedimente selbst oder einen tiefer liegenden

vor Beginn der Brückenbauarbeiten geschüttet (in manchen Fällen sogar überhöht geschüttet) und somit die Setzungen und Bodenverformungen weitgehend vorweggenommen. Anschließend erfolgte eine Kontrolle des Setzungsverlaufs mit Messpegeln. Eine Verstärkung der Längsbewehrungen sicherte die Pfähle gegen mögliche Horizontalbelastungen. Negative Mantelreibungen als Folge der Setzungen bindiger Talablagerungen wurden durch eine Verminderung der zulässigen vertikalen Pfahlbelastungen um etwa 20 % berücksichtigt.

Fallbeispiel: Setzungen im Stadtgebiet von Ulm

Das Flussbett der Blau lag im Stadtgebiet von Ulm bis zur letzten Eiszeit nördlich des heutigen Flusslaufs; es führte von Söflingen über den Bereich des Blaubeurer Tors zum Karlsplatz und zum Alten Friedhof. Nach der Plombierung des Blautals während der letzten Eiszeit östlich der Stadt nahm die Blau ihren heutigen Verlauf. Im ehemaligen Flussbett lagerten sich 8–10 m mächtige, stark setzungsfähige Lockergesteine (Torf, Schlick und lockerer Süßwasserkalk) ab. Seit den Jahren 1900 und 1910 wurden in diesem Bereich sowie auf den angrenzenden Schotterflächen Höhenfestpunkte an Gebäuden eingemessen. Auf den Schotterflächen blieb die Lage der Höhenfestpunkte unverändert; über den jungen Talablagerungen der Blau sanken die Festpunkte in der Mitte des ehemaligen Flussbetts um 10 bis 40 cm in etwa 40 Jahren ab. Zahlreiche Rohrbrüche waren die Folge, sie ereigneten sich vorwiegend im Bereich der höchsten Setzungsbeträge, also in der Achse des alten Flussbetts, ferner an den ehemaligen Talrändern, wo die setzungsfähigen Lockergesteine an dicht gelagerte Schotter angrenzen. Zur Vermeidung von Wasserverlusten und Ausspülungen von Bodenteilchen wurden in diesen Bereichen flexible Verbindungen der Versorgungs- und Abwasserleitungen installiert (GROSCHOPF 1951).

Fallbeispiel: Gründung des Postamts Konstanz

Die geotechnischen Probleme bei der Gründung des Postamts Konstanz schildern GÜDEHUS et al. (1987). Unmittelbar neben dem alten, auf einer Betonplatte bei 3,5 m u. G. im Seeton gegründeten Postgebäude sollte ein Neubau mit Tiefgarage erstellt werden. In den bis 60 m tiefen Untersuchungsbohrungen wurden folgende geologische Einheiten erschlossen:

- 0 – 2 m Auffüllung, steinig
- 20 m Ton, schluffig, schwach feinsandig, weich oder breiig (Seeton)

- 50 m Schluff, feinsandig, schwach tonig, steif oder halbfest, konsolidiert (Bodensee-Sediment)
- ab 50 m kiesige Moräne

Die planmäßige Gründungssohle des Neubaus lag im Seeton, der aus schluffigem Ton mit dünnen Feinsandlagen besteht. Sedimentationsbedingungen und Kornverteilung des nacheiszeitlich gebildeten Seetons entsprechen etwa denen eines eiszeitlichen Beckensediments (vgl. Abb. 10), jedoch besitzt das geologisch ältere Beckensediment meist geringere Wassergehalte. Der unkonsolidierte, stark wasserhaltige, weiche oder breiige Seeton setzt sich bei Belastung in außergewöhnlich hohem Maß. Als Beispiel seien die weitgehend abgeschlossenen Setzungen der Ecktürme des oben erwähnten alten Postgebäudes genannt, die nach überschlägiger Berechnung bei einer Sohlpressung von 180 kN/m² über 0,5 m betragen. Die Planung des Neubaus sah deshalb eine Lastabtragung mit bis 38 m langen Bohrpfählen auf den tragfähigen Schluffhorizont vor. Wegen des etwa 1 m hohen Geländesprungs zwischen der Gründungssohle des bestehenden Postgebäudes und der Baugrubensohle für die Tiefgarage sowie als Maßnahme zur Verhinderung von Hebungen dieser Sohle wurde die östliche Baugrubenwand mit maximal 38 m langen Bohrpfählen (Durchmesser 1,2 m, Achsabstand 2,1 m) gesichert. An der südlichen und südwestlichen Baugrubenwand war wegen der geringen Entfernung der Nachbarbauwerke eine überschnittene 25,5 m lange Bohrpfahlwand vorgesehen. Ramppfähle wurden nicht zugelassen, um stärkere Erschütterungen zu vermeiden. Dennoch zeigten sich schon während der Herstellung der ersten Pfähle durch Setzungen des Untergrunds verursachte Schäden an den umliegenden, flach gegründeten Gebäuden. Als auslösender Faktor konnte ein Bodenentzug bei der Pfahlherstellung ausgeschlossen werden, da hierfür der bis 40 m betragende Abstand der betroffenen Gebäude von der Baustelle zu groß war. Eine Grundwasserabsenkung kam nach einer Auswertung der Protokolle von Grundwassermessstellen gleichfalls nicht in Betracht. Somit blieb als einzig plausible Erklärung die Möglichkeit, dass durch die Erschütterungen während des Baubetriebs ein Porenwasserüberdruck im Boden entstand, dessen Abbau mit einer Konsolidierung und Setzung des Seetons verbunden war (s. GÜDEHUS et al. 1990). Zur Dämpfung der Erschütterungen wurde ein 1 m starkes Kiespolster auf das Bohrplanum geschüttet. Mantel- und Fußverpressungen erhöhten die Tragfähigkeit der Pfähle, die Einbindestrecke in den Schluffhorizont konnte deshalb um 9 m verringert werden. In dem auf diese Weise verkürzten Zeitraum

für die Pfahlherstellung betragen die Setzungen des unmittelbar anschließenden alten Postgebäudes nur etwa 0,7–1,0 cm. In der Folgezeit, während der Herstellung einer Hochdruckinjektionswand zur Abdichtung der Baugrubenwände, dem abschnittsweisen Ausheben der Baugrube und dem Betonieren der Sohlplatte waren die Setzungsbeträge noch erheblich geringer. Am Ende der Gründungsarbeiten klangen die Setzungen nahezu aus, die oben beschriebenen Maßnahmen zur Reduzierung der Setzungen des Seetons waren also erfolgreich.

Über ähnliche Erfahrungen bei der Gründung eines Geschäftshauses mit Tiefgarage am Konstanzer Fischmarkt berichten GOLDSCHIEDER & GUDEHUS (1989). Hier setzten sich die auf Seeton flach gegründeten Nachbargebäude um bis 10 cm.

Fallbeispiel: Absenkung einer Tiefgarage in Konstanz

Zusätzliche geotechnische Schwierigkeiten ergeben sich bei Flachgründungen auf uneinheitlich mächtigem, setzungsfähigem Seeton. Im Bereich einer inzwischen fertiggestellten Tiefgarage an der

Oberen Augustinergasse in Konstanz folgt unter einer geringmächtigen Auffüllung breiiger Seeton, der im Nordwesten des Baugeländes etwa 2 m, im Südosten etwa 12 m mächtig ist. Der Seeton wird von dicht gelagertem schluffigem Feinsand sowie kiesiger Moräne unterlagert (Abb. 14). Nach SCHWALD & SCHNEIDER (1991) sah der Bauentwurf eine Garage mit kreisförmigem Grundriss und einem Durchmesser von 51 m vor. Der offene Betonzylinder (Wandstärke 65 cm) sollte als Senkkasten 27 m tief in den Untergrund abgesenkt werden. Entlang der Innen- und Außenwand des Zylinders waren Bentonitschlitzte vorgesehen, um sein Eindringen in den Boden zu erleichtern.

Nach einer Absenkung um 6,8 m und einem Teilaushub stürzte der innere Bentonitschlitz ein. Die ständigen Kontrollmessungen ergaben zudem, dass der Betonzylinder auf der Südseite im weichen Beckenton tiefer eingesunken war als im dicht gelagerten schluffigen Feinsand auf der Nordwestseite. Bei einer weiteren Absenkung mit Hilfe der Bentonitschlitzte wurden eine zunehmende Schiefstellung des Zylinders (über die bereits vorhandene Neigung von 1° hinaus) sowie Spannungen, Verformungen und Risse in der Tiefgaragenwand befürchtet.

Nord-
westen

Süd-
osten

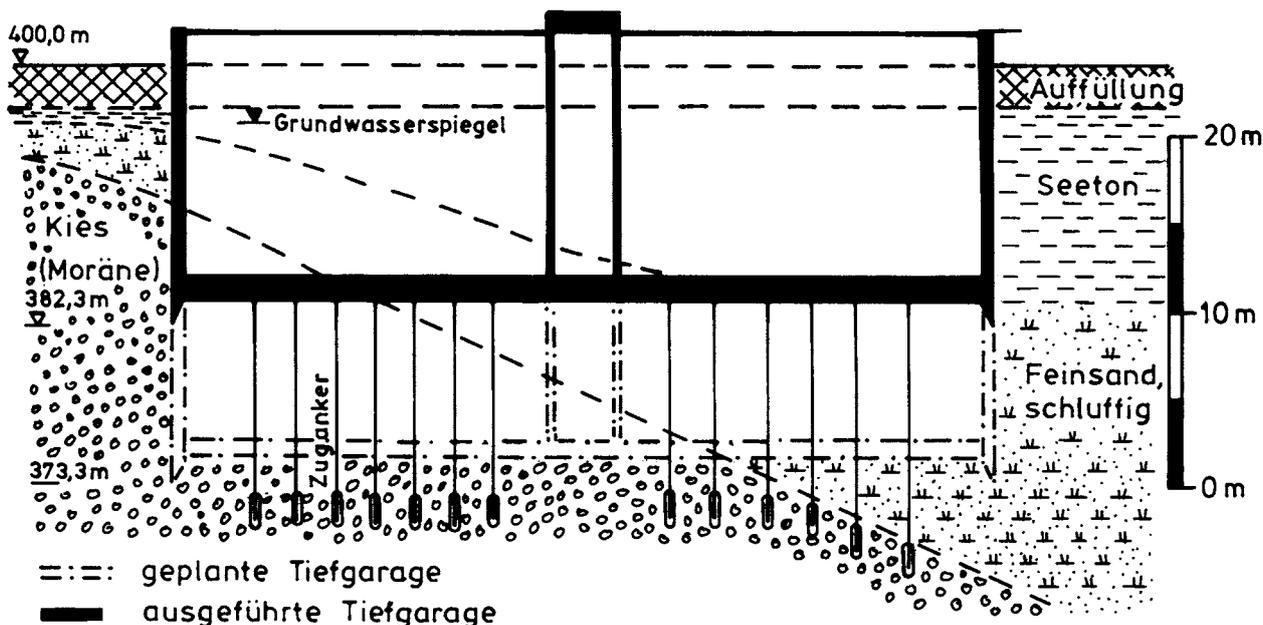


Abb. 14: Schematischer geologischer Schnitt durch eine Tiefgarage in Konstanz (umgezeichnet nach SCHWALD & SCHNEIDER 1991)

Das Absenkverfahren wurde daher durch eine besser steuerbare Methode ersetzt. Mit 56 Zugankern, die mit getrennt regulierbaren hydraulischen Pressen an der Oberkante des Betonzylinders verbunden waren, konnte die Zylinderwand bei ständiger vermessungstechnischer Überwachung kontrolliert in den Untergrund eingedrückt werden. Die Absenktiefe wurde jedoch von 27 auf 17 m reduziert, da im schluffigen Feinsand und vor allem in der kiesigen Moräne ein zu hoher Einpresswiderstand zu erwarten war. In diesen dicht gelagerten Sedimenten war ein Eindringen des Zylinders örtlich erst nach dem Abteufen von Auflockerungsbohrungen möglich. Die Grundbauarbeiten schlossen mit der Herstellung einer Unterwasser-Betonsohle ab. Zur Sohlverankerung wurden auch die bereits bestehenden Zuganker verwendet.

6.3 Zu Rutschungen oder Felsstürzen neigende Gesteine

Geologisch junge, wenig verfestigte, tonig-schluffige Gesteine sind nicht nur stark setzungsfähig, sondern neigen auch in besonderem Maß zu Rutschungen. Diese Bodenbewegungen erfassen oft große Areale. Die Sanierung von Rutschungen, die durch Baumaßnahmen ausgelöst wurden, gehört zu den aufwändigsten geotechnischen Arbeiten. Potenzielle Rutschgebiete müssen daher vor Baubeginn erkannt werden.

Bei Tonen und Schluffen mit hohen Wassergehalten und weicher oder breiiger Konsistenz ist die Gefahr des Abrutschens oder Ausfließens (auch an künstlichen Böschungen wie Straßeneinschnitten oder Baugruben) offensichtlich. Wenn ursprünglich harte Ton- und Mergelsteine Wasser aufnehmen, hat dies eine Entfestigung und deutliche Verschlechterung der Scherparameter zur Folge, man spricht in diesen Fällen von „veränderlich festen Gesteinen“. Die Durchfeuchtung findet naturgemäß vor allem im oberflächennahen Verwitterungsbereich statt, der bei entsprechender Hangneigung entweder langsam („Bodenkriechen“), oder aber mit hoher Geschwindigkeit als großflächige **Hangmure** auf dem unterlagernden festeren Ausgangsgestein abgleitet. Bei diesen plötzlich abscherenden, breiten und flachgründigen **Translationsrutschungen** erhöht sich der Wassergehalt der Lockergesteinsdecke nach heftigen oder lang anhaltenden Niederschlägen so stark, dass der Boden „verflüssigt“ wird (Erniedrigung des Winkels der Inneren Reibung, Aufhebung der Kohäsion, Strö-

mungsdruck im Lockergestein) und als Suspension talwärts gleitet. Wegen der geringen Eindringtiefe des Niederschlagswassers ereignen sich solche Bodenbewegungen während oder unmittelbar nach heftigen Niederschlägen (in dieser Hinsicht gleichen sie den **Muren**, die jedoch den Taleinschnitten folgen und deshalb eine geringe Breite besitzen).

Besonders rutschgefährdet sind Wechselfolgen von klüftigen, wasserführenden Kalksteinen, Sandsteinen oder Konglomeraten mit wenig wasserdurchlässigen Tonsteinen (vgl. WAGENPLAST 2004b). Typische Beispiele für ausgedehnte **Schichtflächenrutschungen**, die sich in Wechselfolgen von kompetenten und inkompetenten Gesteinen ereigneten sind quartäre Nagelfluh über tertiärem Tonstein (Schloß Zeil), Oberjura über Mitteljura (Hausen an der Fils; Mössingen), Angulatusandstein über Knollenmergel (zahlreiche Rutschungen im Neckargebiet), Kieselsandstein über Unteren Bunten Mergeln (Urbach im Remstal), Schilfsandstein über Gipskeuper (Wildenberg bei Weinsberg) und Oberer Muschelkalk über Mittlerem Muschelkalk („Felsengärten“ bei Hessigheim). Hier bildete sich jeweils an der Obergrenze der Tonsteine eine Gleitfläche, die von Schichtwasser aus den überlagernden geologischen Einheiten ständig durchfeuchtet wird. Die hangenden Gesteinsfolgen können auf dieser aufgeweichten Tonschicht abgleiten. Auf entsprechende Weise entstanden Rutschungen im Beckenton oder in stark tonigen Moränensedimenten, wenn diese bindigen Ablagerungen von eiszeitlichem Decken- oder Terrassenschotter überlagert werden.

In mächtigen bindigen Sedimenten treten bevorzugt **Rotationsrutschungen** mit schaufelförmiger Gleitfläche auf, so z. B. im Mittleren Muschelkalk, Gipskeuper, Opalinuston und Beckenton. Da die Gleitflächen großer Rutschschollen oft weit unter der Geländeoberfläche liegen und das Niederschlagswasser eine lange Sickerstrecke bis zur Gleitfläche zurücklegen muss, besteht meist ein erheblicher zeitlicher Abstand zu den auslösenden Niederschlagsereignissen. Bei der als Fallbeispiel beschriebenen Großschollenrutschung im Gipskeuper des Wildenbergs erhöhte sich die Verschiebungsgeschwindigkeit auf der 20 bis 45 m u. G. verlaufenden Gleitfläche erst etwa 3 Wochen nach extrem starken Niederschlägen.

In vielen Fällen lassen sich Massenbewegungen nicht eindeutig einem bestimmten Rutschungstyp zuordnen, da sie oft räumlich und zeitlich „fließend“ ineinander übergehen. So können sich mehrere kleine Rutschschollen oder eine Translationsrutschung



beim Erreichen eines Taleinschnitts zu einer Mure entwickeln und flache Schuttrutschungen können durch Änderungen der Gleichgewichtsbedingungen am Hang das Abgleiten großer Gesteinsschollen auslösen.

Der Einfluss des **Grundwassers** auf die Entstehung von Rutschungen beschränkt sich nicht auf die Durchfeuchtung und Aufweichung von Locker- und Festgesteinen. Ein Ansteigen des Grundwasserspiegels hat in Festgesteinen die Erhöhung des Kluftwasserdrucks und in Lockergesteinen eine Zunahme des Porenwasserdrucks (hydrostatischen Drucks) auf einer potenziellen Gleitfläche zur Folge. In Lockergesteinen bewirkt der erhöhte Wassergehalt eine Gewichtszunahme, welche das Abgleiten begünstigt. Schadensereignisse durch Rutschungen häufen sich daher, wie bereits dargelegt wurde, in auffälliger Weise nach lang anhaltenden Niederschlägen und nach der Schneeschmelze. In sehr vielen Fällen werden Bodenbewegungen durch künstliche **Zufuhr von Oberflächenwasser** ausgelöst. Die Ursachen sind defekte (verstopfte oder im Bereich von Gleitflächen abgescherte) Drainagen oder starke Wasserzutritte an Tiefpunkten von asphaltierten Verkehrswegen, von denen das Fahrbahnwasser nicht ordnungsgemäß abgeleitet wurde.

Viele Hänge im Bereich von tonig-schluffigen Gesteinen befinden sich in einem **Gleichgewichtszustand** zwischen antreibenden und haltenden Kräften, der durch geringfügige Vergrößerung der Scherspannungen oder durch Verminderung der Scherfestigkeit der Gesteine gestört werden kann. Die **Scherspannungen** werden durch natürliche oder künstliche Abtragung am Hangfuß (Erosion, Einschnitte, Baugruben), Aufschüttungen im Hangbereich, Geländemodellierungen bei Flurbereinigungen sowie durch Erschütterungen (Erdbeben, Sprengungen, dynamische Belastungen infolge Bautätigkeiten oder Verkehr) vergrößert. Eine Verminderung der **Scherfestigkeit** resultiert aus der Wasseraufnahme und Verwitterung eines Gesteins sowie aus einer Zunahme des Porenwasserdrucks. Der Porenwasserdruck kann bei statischen und dynamischen Belastungen ansteigen (Porenwasserüberdruck). In geologisch bedingten Schwächezonen, wie im Grenzbereich zwischen verwittertem und unverwittertem Gestein, auf Schichtflächen, tektonischen Störungen oder fossilen Gleitflächen, ist die Scherfestigkeit im Vergleich zum Nebengestein stark vermindert.

Die **Geländeneigung**, bei der Bodenbewegungen eintreten, hängt von der Gesteinsart und der

Durchfeuchtung ab. Im Verwitterungston des Opa-linustons ereignen sich kleine Rutschungen nach EINSELE (1959) bereits bei Neigungen ab 6°. Oft werden Rutschungen durch künstliche Versteilung der Geländeoberfläche bei Erdbaumaßnahmen ausgelöst.

Felsstürze ereignen sich häufig während Frostperioden, wenn Klüfte durch gefrierendes Kluftwasser erweitert werden (Volumenvermehrung beim Gefrieren um 9 %).

In Baden-Württemberg besteht in zahlreichen **geologische Einheiten** auf Grund ihrer Gesteinszusammensetzung und Schichtenfolge die Gefahr von Rutschungen oder Felsstürzen:

An den Flanken der steil eingeschnittenen Täler des **Grundgebirges** im Schwarzwald und Odenwald ereigneten sich örtlich Felsstürze. Nach heftigen Niederschlägen, wie sie in Mittelgebirgen häufig auftreten, glitt in mehreren Fällen die Verwitterungsdecke über dem Grundgebirge ab, wobei flache Schuttrutschungen, Rotationsbewegungen in mächtigen Schuttmassen am Hangfuß und vor allem Muren entstanden (ROHN & RUFF 2005).

Gering verwitterter **Buntsandstein** ist im Regelfall standfest, wie zahlreiche nahezu senkrechte Felsböschungen und Steinbruchwände zeigen. Im Oberen Buntsandstein enthält die Sandsteinfolge jedoch mehrere fossile Bodenhorizonte, die feinsandig-schluffig verwittern und in denen sich kleine, flachgründige Rutschungen bilden können. Über Hohlkehlen, die durch rückwitternde Tonsteinlagen entstehen, können sich Felspartien lösen. Auch in den Röttonen finden örtlich kleine Rutschungen statt.

Nach heftigen Gewittern im niederschlagsreichen Schwarzwald kann der wassergesättigte Verwitterungsschutt des Buntsandsteins vor allem im Niveau der ECK-Formation über dem unverwitterten Sandstein abrutschen und in Bachrissen Muren bilden (Abbildung eines Murgangs im Ehlenbogener Tal, Lkr. Freudenstadt, bei WEIDENBACH 1965).

Der **Mittlere Muschelkalk** streicht vielerorts im Tal des Neckars und seiner Seitentäler am Hangfuß aus. Bei der Eintiefung dieser Flüsse im Pleistozän gelangte der Mittlere Muschelkalk zunehmend in den Bereich des den Flussläufen zuströmenden Grundwassers, wobei die oberflächennahen Steinsalz-, Gips- und Anhydritpartien teilweise oder vollständig aufgelöst wurden. Die Reduzierung der Mächtigkeit um mehrere Dekameter hatte zur Folge, dass die überlagernden Kalksteinbänke des **Oberen**

Muschelkalks am Talrand nachsackten und zum Tal hin abkippten. Mit diesem Vorgang waren eine starke Zerklüftung und Zerrüttung dieser Kalksteine und damit eine Erhöhung der Wasserwegsamkeit verbunden. Das auf Klüften des Oberen Muschelkalks absinkende Grundwasser staute sich auf der geneigten Fläche der tonig-schluffigen Auslaugungsrückstände des Mittleren Muschelkalks und weichte diese auf. Das Hanggleichgewicht wurde vor allem in der niederschlagsreichen Nacheiszeit (Atlantikum) und auch während des Pleistozäns gestört, als die Flusseintiefung wegen der spärlichen Vegetation besonders in tektonischen Hebungsgebieten (z. B. im Bereich des Hessigheimer Sattels) rasch voranschritt. Große zusammenhängende Schollen aus Hauptmuschelkalk glitten über den Mittleren Muschelkalk talwärts und liegen heute am Hangfuß (Abb. 15). Bei Baugrunduntersuchungen für Brückenbauwerke, z. B. für die Neckartalbrücke der Bundesautobahn A 81 am Bahnhof Eyach, wurden solche fossilen Großschollen erkannt (EISSELE & KOBLER 1973). Bauvorhaben in diesen Bereichen erfordern wegen der intensiven Auflockerung des abgerutschten Gesteins und der Gefahr der Reaktivierung fossiler Gleitbahnen besonders sorgfältige Baugrunderkundungen sowie eine Berücksichtigung der geologischen Verhältnisse bei den Gründungsmaßnahmen. Im Fall der Neckartalbrücke Eyach wurden Pfeilergründungen auf den Rutschschollen vermieden; der gesamte südliche Talhang wurde mit einem einzigen Brückenfeld überspannt. Weitere Beispiele werden von VOLLRATH (1977) aus der Umgebung von Geislingen am Kocher beschrieben. Die Bergstürze an der Lobenhauser Mühle im Jagsttal nordwestlich Crailsheim in den Jahren 1953 und

1955 zeigen, dass sich auch heute noch Rutschungen im Grenzbereich Mittlerer/Oberer Muschelkalk ereignen. Das in einem Kalksteinbruch oberhalb des Rutschgebiets einsickernde Niederschlagswasser hat hier entscheidend zur Auslösung der Bergstürze beigetragen (CARLÉ 1980). Felsstürze ereigneten sich z. B. auch im Wutachtal am Rümmelesteg sowie an den Wutachflühen bei Fützen.

Im **Gipskeuper** führten die Gipsauslaugung, die eiszeitliche Taleintiefung und die starke Grundwasserzufuhr aus dem überlagernden klüftigen Schilfsandstein zum Abrutschen von **Großschollen**. Bei Bauvorhaben im Stadtgebiet von Stuttgart und bei Rebflurbereinigungen in der Umgebung von Heilbronn und im Remstal wurden mehrere dieser Schollen lokalisiert. Im Bereich dieser Großschollen fehlen meist die für flachgründige Rutschungen charakteristischen Gelände- und Vegetationsformen, z. B. kuppige Geländeoberflächen, Risse im Boden und säbelwüchsige Bäume. Jung- und nacheiszeitlich abgerutschte Schollen besitzen meist morphologisch gut ausgeprägte Abrisskanten im Grenzbereich Schilfsandstein/Gipskeuper, örtlich sogar in den Oberen Bunten Mergeln. Wasserzuflüsse aus dem klüftigen Schilfsandstein begünstigen die Bildung von Gleitflächen im Gipskeuper. Bei Rebflurbereinigungen wurden fossile Gleitflächen durch die Massenumlagerungen, das Entfernen der Bestockung (Stabilisierung durch das Wurzelwerk und Wasserverbrauch der Rebstöcke entfallen) sowie das tiefe Eindringen des Niederschlagswassers in die bei den Geländemodellierungen aufgelockerten Gesteine mobilisiert. Das Hanggleichgewicht ist nach diesen Maßnahmen sowohl hinsichtlich der Hangmorphologie als auch des Wasserhaushalts

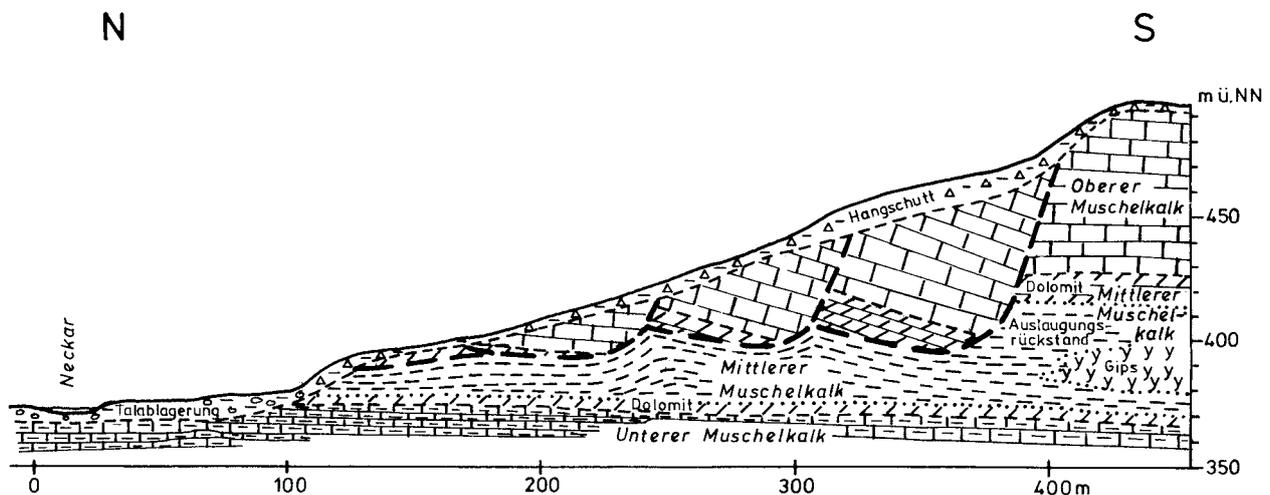


Abb. 15: Fossile Großschollenrutschungen im Muschelkalk bei der Neckartalbrücke der Bundesautobahn A 81 am Bahnhof Eyach (umgezeichnet nach EISSELE & KOBLER 1973)

gestört. Die Hauptgleitflächen liegen bis zu mehrere Dekameter unter Gelände und streichen oft im Niveau der Talauflage aus. Sie verlaufen in vielen Fällen horizontal oder nur schwach ansteigend im Niveau des (ausgelaugten) Mittleren Gips Horizonts und steigen dann steil zur Abrisskante an (s. Fallbeispiel „Wildenberg“). Bei älteren Rutschungen erschweren später abgelagerte Lössüberdeckungen das Erkennen von Rutschschollen.

Ein andersartiger Bewegungsablauf ohne schaufelförmige oder hangparallele Gleitflächen hatte unter der Stiftskirche von Herrenberg in einem Zeitraum von 500 Jahren Setzungsdifferenzen von etwa einem Meter sowie Horizontalverschiebungen von mehreren Dezimetern zur Folge. Die Bodenbewegungen fanden hier auf einem engmaschigen Netz von Schichtflächen und Kleinklüften statt, wobei der Bewegungsablauf einem langsamen Kriechen ähnelt, das mehrfach durch Erdbebenerschütterungen sowie durch ständige Reduzierung des Gesteinswiderlagers infolge Gipsauslaugung verstärkt wurde (STRÖBEL 1969).

In den Tonsteinen der **Unteren und Oberen Bunten Mergel** ereignen sich meist nur kleine Rutschungen. Eine Ausnahme bildet der Nordosten von

Baden-Württemberg. Hier schaltet sich der bis 20 m mächtige Kiesel sandstein zwischen die Oberen und Unteren Bunten Mergel ein. Durch starken Schichtwasserzutritt aus dem klüftigen Kiesel sandstein werden die Unteren Bunten Mergel durchfeuchtet und entfestigt, wobei sich eine Gleitschicht aus Ton bildet. Auf dieser Schicht können Kiesel sandstein schollen abrutschen. Im April 2001 fand bei Urbach (Remstal) eine von WALLRAUCH (2001) beschriebene, 200 m breite Rutschung mit einer 17 m hohen Abrisswand im Kiesel sandstein statt (Abb. 16). Über weitere Beispiele für Bodenbewegungen in den Bunten Mergeln in Ostwürttemberg berichtet EISENHUT (1971a, b, 1972).

Im Ausstrichbereich des **Stubensandsteins** glitten vor allem am Nordhang des Strombergs ausgedehnte eiszeitliche Rutschschollen ab. EISENBRAUN & ROMMEL (1986) sowie BLUME & REMMELE (1989) haben die Ausbildung und Genese dieser Schollen ausführlich beschrieben. Die Gleitflächen liegen vorzugsweise in den basalen Tonsteinlagen des Stubensandsteins, örtlich auch im höheren Bereich der Oberen Bunten Mergel. Auf ihnen sind die Bänke des 1. und 2. Stubensandsteins abgerutscht. Die Abrisskante der größten Rutschscholle am „Rittersprung“ südwestlich



Abb. 16: Bergrutsch im Kiesel sandstein und in den Unteren Bunten Mergeln bei Urbach (Remstal)

Zaberfeld ist 1,5 km lang. Die auffallende Beschränkung der Schollen auf den Nordhang des Strombergs führen BLUME & REMMELE auf klimatische Besonderheiten während den humiden Phasen der pleistozänen Kaltzeiten zurück. Größere Schneemengen, langsames Abschmelzen und damit länger andauernde Durchfeuchtung der Hänge sowie intensive Frostsprengung bewirkten eine besonders tiefgründige Verwitterung des Ton- und Sandsteins. Durch eiszeitliches Bodenfließen (Solifluktion) wurden die Verwitterungsprodukte in das Vorland verfrachtet und teilweise von Bächen abtransportiert. Diese Prozesse führten zusammen mit der Taleintiefung zu einer Versteilung und Destabilisierung vor allem der mittleren und oberen Hangabschnitte und damit zum Abgleiten von Rutschschollen. Im Gegensatz zu diesen fossilen Rutschschollen erreichen junge Bodenbewegungen im Stubensandstein wegen der geringen Mächtigkeit der Tonsteinlagen nur geringe Ausmaße.

Eine besonders weite Verbreitung besitzen die flächenhaften Bodenbewegungen im **Knollenmergel**, dessen Ausstrichbereich häufig die typischen Merkmale der Rutschhänge zeigt: kuppige oder wellige,

mäßig geneigte Hänge, vernässte Bodensenken mit feuchtigkeitsliebenden Pflanzen, Bäume mit geneigten oder säbelförmig gekrümmten Stämmen (Abb. 17). Die Wasserzufuhr erfolgt aus den Sandstein- und Kalksteinbänken des Oberkeupers oder Unterjuras sowie aus dem Hangschutt dieser Gesteine. Meist liegen die Gleitflächen mehrere Meter unter Gelände an der Untergrenze der durchschnittlich etwa 3 bis 4 m mächtigen tonig-schluffigen Verwitterungsschicht, welche die nur schwach verwitterten Tonsteine überlagert. Im Sommer bilden sich in dieser Verwitterungsschicht Trockenrisse, die bis in eine Tiefe von 3 m u. G., nach TRAUZETTEL (1962) örtlich bis zu 6 m u. G. reichen. Nach Niederschlägen baut sich in diesen Rissen ein hydrostatischer Druck auf. Die verwitterten Tonsteine durchfeuchten und weichen auf. Diese Faktoren begünstigen die Entstehung von Bodenbewegungen. Die Rutschungen greifen in vielen Fällen bergwärts und talwärts über den Ausstrichbereich des Knollenmergels hinaus und erfassen örtlich die überlagernden Gesteine des Unterjuras. Besonders mächtige Rutschmassen entstehen, wenn mehrere Rutschkörper aus verwittertem Knollenmergel übereinander liegen. Meist enthalten die Rutschmassen ockergelben, hochplastischen Verwitterungston mit



Abb. 17: Geländeverformungen im Ausstrichbereich des Knollenmergels nahe Birenbach bei Göppingen (Foto REIFF)

Sandstein- und Kalksteinbrocken des überlagernden Rhätsandsteins und Unterjuras.

Die besonders ausgeprägte Rutschneigung des Knollenmergels wird von LIPPMANN & ZIMMERMANN (1983) mit dem Gehalt an quellfähigen Tonmineralen und dem geringen Anteil der Sandfraktion erklärt. Bei Durchfeuchtung mit Grund- oder Niederschlagswasser quillt der oberflächennahe Tonstein stark, wodurch der ursprünglich feste Gesteinsverband völlig zerstört wird.

In der Schichtenfolge des **Juras** lagern mehrfach wasserführende Kalkstein- und Sandsteinkomplexe über Tonsteinhorizonten, in denen sich Gleitflächen bilden können.

In den Ton- und Mergelsteinen des Unterjuras (Obtusus- und Amaltheenton), des oberen Mitteljuras sowie des Oberjuras (Impressa-, Lacunosa- und Zementmergel) finden örtlich kleine Rutschungen statt, die nur den Verwitterungsbereich erfassen. In tiefen Baugruben oder steil geböschten Einschnitten können, vor allem bei ungünstiger Kluffstellung und Grundwasserzutritt, auch in unverwittertem Gestein Felskörper ausbrechen.

Der **Opalinuston** (früher Brauner Jura alpha) ist nahe der Erdoberfläche verwittert und entfestigt. In diesem Verwitterungsbereich ereigneten sich im Albvorland flachgründige, hangparallele Rutschungen, die wegen der großen Mächtigkeit des Opalinustons ausgedehnte Flächen einnehmen. Auch tiefgreifende Rotationsbewegungen fanden im Opalinuston statt. HÖLDER (1953) erwähnt im Hangstreichen bis 50 m lange und senkrecht dazu 10 m breite Schollen von Bad Boll und vom Fuß des Plettenbergs. Besonders ausgedehnte Rutschungen in unterschiedlichen geologischen Formationen befinden sich im Wutachgebiet, weil hier das Flussgefälle nach der Umlenkung des ursprünglich zur Donau fließenden Oberlaufs der Wutach bei Achdorf stark anstieg und sich die Täler der Wutach und ihrer Seitenbäche rasch vertieften. Eine ausführliche Zusammenstellung der Massenbewegungen im Wutachgebiet ist in FRANZ & ROHN (2004) enthalten. Durch eine Rotationsrutschung im Opalinuston wurde hier die Straße Achdorf – Eschach am 6. und 7. Januar 1966 unterhalb des Eichbergs vollständig zerstört (Abb. 18). Nach den Angaben von TANGERMANN (1971) war der Oktober 1965 außergewöhnlich trocken und heiß, worauf zwei Monate mit extrem hohen Niederschlagsmengen folgten



Abb. 18: Rutschung im Opalinuston an der Straße Achdorf – Eschach (Wutachgebiet)

(263 bzw. 299 % des langjährigen Monatsmittels). Solche Witterungsbedingungen begünstigten die Bodenbewegungen in starkem Maße, weil das Niederschlagswasser durch die im Herbst gebildeten Trockenrisse tief in den Untergrund eindringen konnte. Eine Durchfeuchtung potenzieller (möglicherweise fossiler) Gleitbahnen im Opalinuston sowie ein hoher hydrostatischer Druck in den Bodenklüften waren die Folge.

Der **Ornatenton** (Brauner Jura zeta) wird oft durch Kluftwasser aus den Mergel- und Kalksteinen des Oberjuras sowie durch Wasser aus dem Oberjura-Hangschutt durchfeuchtet und aufgeweicht. Die in der Mittleren und Westlichen Alb besonders zahlreichen Rutschungen wurden durch die relativ große Mächtigkeit des Ornatentons (bis 35 m) sowie die Übersteilung der Hänge infolge der intensiven, geologisch jungen Erosion an den Nebenflüssen des Neckars begünstigt. In diesem Gestein liegen daher die Gleitflächen der spektakulärsten Rutschungen (z.

B. an der Achalm) und Bergstürze Baden-Württembergs. Die größten Rutschschollen am Albtrauf mit etwa 100 m hohen und nahezu 1 km langen, weithin sichtbaren Abrisswänden gingen in der letzten Eiszeit bei Hausen an der Fils und am 12. April 1983 am Hirschkopf bei Mössingen nieder (Abb. 19). Auslöser der Massenbewegungen am Hirschkopf waren hohe Niederschläge (Anfang April 130 mm, am Vortag 45 mm nach SCHÄDEL & STÖBER 1988). Zahllose weitere Oberjura-Gleitschollen säumen den Albtrauf, SEIBOLD (1955) nennt daher bei der Beschreibung eines Hangrutsches bei Immendingen den Oberjura einen „Riesen auf tönernen Füßen“.

Durch Bauvorhaben im Grenzbereich von Mittel- und Oberjura können frühere Rutschmassen erneut aktiviert werden. Beim Bau der Bundesautobahn A 81 wurde eine Rutschscholle am „Galgenbuck“ nahe der BAB-Anschlussstelle Geisingen angeschnitten (HAHN & SCHREINER 1976). An der Einschnittsböschung war eine fossile Gleitfläche im erwähnten Grenzbereich



Abb. 19: Bergsturz am Hirschkopf bei Mössingen. Die Felswand besteht aus Impressamergeln und überlagernden Wohlgeschichteten Kalken des Oberjuras



erkennbar. Die Beseitigung des Erdwiderlagers im Zuge von Bauarbeiten löste neue Bewegungen der Rutschmassen aus, die durch Entwässerungsbohrungen sowie den Einbau von Drahtschotterkästen (Gabionen) zum Stillstand gebracht wurden.

Die Kalk- und Mergelsteine des Oberjuras sind am Abtrauf und an den Talhängen der Donau meist mit schluffigem **Hangschutt** aus eckigen Kalk- und Mergelsteinbrocken bedeckt. Das oftmals labile Hanggleichgewicht kann durch Abbau von Kalksteinschutt am Hangfuß oder nach starken Regenfällen durch Wassersättigung des Hangschuttmaterials gestört werden.

Im Donautal ereignete sich an der Bronner Mühle südlich Beuron nach starken Regenfällen am 17.10.1960 ein Bergsturz, der drei Todesopfer forderte. Die Bergsturmassen bestanden nach GERMAN (1961) sowie SCHÄDEL & STÖBER (1988) aus Kalk- und Mergelsteinschollen des **Oberjuras** (Lacunosamer-gel und Untere Felsenkalke) sowie lehmigem Hangschutt. Beim Abrutschen der Felsschollen wurden der auflagernde Hangschutt mitgerissen und die Verwitterungsprodukte am Hangfuß talwärts geschoben. Die 70 bis 80° steile hangparallele Abrissfläche der Hauptscholle war durch eine Hangzerreißungskluft vorgezeichnet, die sich durch einseitige Entspannung der Felsmassen am Talhang bei der Bildung des Donautals öffnete (vgl. KRAUSE 1966).

Eine besonders ausgeprägte Rutschneigung besitzen die Tonsteine der **Tertiär-Sedimente des Oberrheingrabens**. Dies liegt einerseits an der schwachen Verfestigung der Tonsteine und andererseits an den zahlreichen klüftigen und porösen Sandsteinzwischenlagen, in denen den Tonsteinen Grundwasser zugeführt wird.

An Talhängen der Umgebung von Stockach gehören Abrissnischen kleinerer Rutschungen nach ERB et al. (1961) zu den typischen Geländeformen. Hier bilden bunte Tonmergelsteine und Sandsteine der **Unteren Süßwassermolasse** den Untergrund. Der in bergfrischem Zustand harte Tonmergelstein verwittert nahe der Erdoberfläche sehr rasch. Diese Entfestigung wird durch Wasserzufuhr aus klüftigen Sandsteinbänken beschleunigt. Da die Schichtenfolge mehrere Sandsteinhorizonte enthält, sind an Hängen oder in künstlichen Einschnitten oft zahlreiche kleine Wasseraustritte vorhanden, die Bodenbewegungen auf meist schaufelförmigen Gleitflächen verursachen können. An der Straße von Bodman nach Liggeringen warnt ein Verkehrsschild vor Erdrutschgefahr im Ausstrichbereich der Unteren Süßwassermolasse.

GROSCHOPF (1951) beschreibt eine etwa 10 m mächtige, auf verwittertem Tonmergelstein der Unteren Süßwassermolasse abgerutschte Scholle aus Gesteinen der Brackwassermolasse, die am Unteren Kuhberg bei Ulm abgeglitten ist. Das für Rutschschollen charakteristische bergwärtige Fallen der Schichtung (hier 11°) war an den Wänden eines Rohrleitungsgrabens gut erkennbar.

Zwei ausgeprägt rutschgefährdete Bereiche im Liegenden von wasserführenden Sandsteinen beeinflussen die Trassenführung des Rohrstollens der Bodensee-Wasserversorgung im Steilhang zwischen dem Seepumpwerk Sipplingen und dem Filterwerk auf dem Sipplinger Berg (BAUR et al. 1961). Der stratigraphisch tiefere Bereich im Tonmergelstein der **Unteren Süßwassermolasse** wird durch Schichtwasserzufluss aus dem Sandstein der Heidenlöcherschichten (Obere Meeresmolasse) durchfeuchtet. Im höheren Hangbereich des Sipplinger Bergs bildeten sich weitere Rutschungen in den Haldenhof-Mergeln der **Oberen Süßwassermolasse**. Hier sickert Wasser aus den überlagernden Steinbalmen-Sanden zu. Die Steilanstiege des Rohrstollens wurden durch Verschiebung der Trasse in den standfesten Heidenlöchersandstein verlegt. Im Mergelstein, der zu Rutschungen neigt, verläuft die Trasse in nur schwach geneigtem Gelände.

Quellhorizonte und ausgeprägte Rutschgebiete sind an die stratigraphische Grenze zwischen wasserdurchlässigen eiszeitlichen Ablagerungen (Deckenschotter) und Tonmergelsteinen der **Oberen Süßwassermolasse** gebunden (Schlossberg Zeil).

Der tonige Schluff der **Jüngerer Juranagelfluh** neigt zu Rutschungen, wenn er durch Schichtwasser aus den darin eingeschalteten Gerölllagen durchfeuchtet und aufgeweicht wird. An der „Absetze“ bei Engen musste die Einschnittsböschung der Bundesautobahn A 81 durch Hangsicherungsmaßnahmen stabilisiert werden (geologisches Profil bei HAHN & SCHREINER 1976).

Gleichfalls rutschgefährdet sind nach KRANZ (1925) die **Bunten Trümmersmassen im Ries** (Bunte Brekzie) mit tonig-schluffiger Grundmasse.

Sehr markante Gleithorizonte bilden sich an der Obergrenze von **Beckensedimenten**, wenn darüber wasserführende Moränensedimente oder eiszeitlicher Schotter folgen. Auch im Beckensediment selbst sowie im **Seeton** sind die Voraussetzungen für die Bildung von Gleitflächen gegeben; die Bezeichnung „Bänderton“ weist auf die Wechselfolge von dünnen, oft wasserführenden Feinsandlagen und tonig-schluffigen Horizonten hin.

In **Moränensedimenten** sind durch Aufarbeitung von sandigen und tonig-schluffigen Gesteinen an der Basis des ehemaligen Gletschereises Lockergesteine mit unterschiedlicher Wasserdurchlässigkeit und Scherfestigkeit vermengt. Rutschungen ereignen sich vor allem dort, wo tonige Gesteine (Süßwassermolasse, Beckensedimente) vom Gletschereis abgeschürft und als Moräne abgelagert wurden. Die ausgedehnten, immer wieder auflebenden Bewegungen an der Böschung des Eisenbahneinschnitts bei Riehlings südlich Kißlegg erforderten kostspielige Sanierungsmaßnahmen („Millionenloch“). Sie fanden in torfführenden Lagen im Moränensediment statt, die während einer kurzen Wärmeperiode innerhalb der Würmeiszeit entstanden (SCHMIDT & BRÄUHÄUSER 1985).

Wenn durchfeuchteter bindiger **Hangschutt** oder **Fließerde** in Baugruben angeschnitten werden, können Rutschungen ausgelöst werden (EINSELE 1961, EINSELE & SEIBOLD 1961). Dies trifft auch auf Böschungen in wasserführendem Hangschutt über bindigen Verwitterungszonen zu; Gleitflächen bilden sich hier oft in einer dünnen, aufgeweichten, stark tonigen Grenzschicht unmittelbar unter dem Hangschutt.

Baugrunduntersuchungen in Rutschgebieten

Zur Rutschgefahr in einem Baugebiet geben **Geologische Karten, Baugrunderkarten und Baugrund-Gefahrenkarten** erste Hinweise. Bei der Auswertung dieser Karten ist nicht nur auf den Ausstrichbereich von zu Rutschungen neigenden geologischen Einheiten, sondern auch auf die Geländeneigung, den Verlauf der Höhenlinien und auf für Rutschgebiete charakteristische Flurnamen (z. B. Buckelwiesen, Krumme Wiesen, Schlipf, Schliiff) zu achten. Aktive Bodenbewegungen, Hangzerreißungsspalten und fossile Rutschschollen sind durch die Auswertung von Luftbildern erkennbar. Ein ausgezeichnetes Hilfsmittel, auch zur Lokalisierung anderer ingenieurgeologisch wichtiger morphologischer Strukturen wie z. B. Dolinen (selbst wenn diese bereits verfüllt wurden), ist das vom Landesvermessungsamt Baden-Württemberg erstellte **Digitale Geländemodell (DGM)**, das von einem Laserscansystem mit einer Auflösung von 1 m in der Fläche und einer Genauigkeit von etwa 0,15 m in der Höhe aufgenommen wurde.

Bei **Geländebegehungen** sind folgende Gegebenheiten von Bedeutung:

- Gesteinsarten und ihre Verwitterungsbildungen

- Schichtlagerung in Aufschlüssen
- Hangneigung und -exposition
- Hangmorphologie (Kuppen, nischenförmige Abrisse)
- Geländeoberfläche (Spalten, Trockenrisse, abgeschälte oder zusammengeschobene Grasnarbe)
- Wasserführung (Quellen, vernässte Senken, feuchtigkeitsliebende Vegetation)
- Wuchsformen der Bäume (Schrägstellung, Säbelwuchs)
- Risse an Gebäuden, Mauern und Straßenbelägen
- Verschiebungen von Wegen, Gräben oder Grundstücksgrenzen
- frühere Bodenbewegungen (Auskünfte von Einheimischen)

Für eine anschließende detaillierte Baugrunduntersuchung sind **Bohrungen** oder **Schürfgruben** erforderlich. Hierbei werden die Schichtenfolge, die Raumstellung von Trennflächen im Festgestein, die Mächtigkeit und Ausbildung der Verwitterungszone, das Niveau des Grundwasserspiegels und in manchen Fällen die Lage alter oder aktiver Gleitflächen festgestellt. Nach der Entnahme von Bodenproben können im bodenmechanischen Labor Kennziffern ermittelt werden, die für eine ingenieurgeologische Beurteilung oder für Standsicherheitsberechnungen nach DIN 4084 erforderlich sind. Die Untergrenze eines Verwitterungshorizonts oder einer Rutschmasse ist oft auch mit **Sondierungen** zu lokalisieren, wobei die Sondierdiagramme möglichst an den Profilen benachbarter Aufschlüsse geeicht werden.

Zur Überwachung von Bodenbewegungen sind vor allem **Neigungsmesspegel** (Inklinometer) geeignet, in denen die Tiefenlage von Gleitflächen und die Verschiebungsbeträge sehr genau bestimmbar sind, vgl. BAUMANN (1990). Hierbei, wie auch bei geodätischen Überwachungen von Messpunkten zur Ermittlung von Bewegungen an der Geländeoberfläche, ist mit langen Beobachtungszeiträumen zu rechnen.

Bautechnische Maßnahmen in Rutschgebieten

Die meisten Schadensfälle durch Rutschungen sind auf Störungen des Hanggleichgewichts zurückzuführen. **Sicherungsmaßnahmen** vor oder während der Bauzeit verursachen fast immer geringere Kosten als eine nachträgliche Sanierung. Bei Bauvorhaben in potenziellen Rutschgebieten können die Rutschgefahr und Bauwerksschäden durch bautechnische Maßnahmen vermindert werden:

- Sicherung von Baugruben durch Verbau



- abschnittsweises Ausheben und Verbau von Leitungsgräben
- Abfuhr des Baugrubenaushubs
- Gründung auch talseitig auf unverwittertem Gestein
- Ausbildung des Untergeschosses als steifer Kasten
- Aussteifung von in der Falllinie verlaufenden Tragwänden
- Verlegung von Versorgungs- und Abwasserleitungen in der Falllinie
- Flexible Leitungsanschlüsse
- Verfüllen von Leitungsgräben und Arbeitsräumen mit verdichtetem nichtbindigem Material

Eine Störung des Hanggleichgewichts durch Baumaßnahmen muss möglichst vermieden oder auf kurze Zeiträume begrenzt werden (s. Fallbeispiel Schulgebäude in Neckartailfingen).

Sanierungsmaßnahmen bei Rutschungen oder Böschungsbrüchen müssen nach sorgfältiger Untersuchung der Ursachen und des Ausmaßes der Bodenbewegungen geplant werden. Meist ist eine intensive Entwässerung des Rutschgebiets erforderlich, die vor allem den hangaufwärts der Rutschmassen liegenden Bereich erfassen muss, wenn von dort Wasser Zutritt. In vielen Fällen haben sich tiefe Dränungen und in der Falllinie angeordnete Stützkörper aus Schotter oder Mineralbeton bewährt. Oft werden diese Sporne mit Y-förmigem Grundriss angelegt, um oberflächennahes Wasser möglichst großflächig zu fassen und abzuleiten. Flache Dränungen, die nicht bis unter die tiefste Gleitfläche reichen, oder horizontale Drängräben, die sich zu einer Abrisskante entwickeln oder abscheren können, verschlechtern oft die Hangstabilität. Als flankierende Maßnahme können tiefwurzelnde und stark wasseraufnehmende Bäume und Sträucher (z. B. Erlen, Eschen, Pappeln, Birken, Weiden) angepflanzt werden.

Bei kleineren Rutschungen wird das Hanggleichgewicht oft durch das Abtragen von Bodenmassen am oberen, antreibenden Teil des Rutschkörpers oder durch eine möglichst wasserdurchlässige Gegenlast am Fuß der Rutschung („Reibungsfuß“ aus einer Kiesschüttung, einer Schwergewichtsmauer oder aus Drahtschotterkörpern) wieder hergestellt.

Bei sehr mächtigen Rutschmassen sind tiefreichende Entwässerungsmaßnahmen erforderlich. Mit einer höhenlinienparallelen Reihe überschnittener, mit Kiessand verfüllter Großbohrpfähle, die über eine Sohlleitung entwässert werden, ist eine nahezu vollständige Entwässerung des unterhalb eines solchen Tiefdräns liegenden Rutschhangs möglich.

Eine Teilentwässerung erfolgt durch eine aufgelöste Brunnenreihe, die ebenfalls an der Sohle mit einem Dränstrang verbunden ist. Schwer zugänglichen Rutschhängen wird durch Horizontalbohrungen Wasser entzogen. Hier ist die Wirksamkeit der Entwässerung allerdings vom tatsächlich erreichten hydraulischen Anschluss der wasserführenden Schichten, Klüfte oder Gleitflächen an die Bohrungen abhängig. Mit einem engmaschigen Netz von Injektionsbohrungen oder Bohrpfählen ist eine Verdübelung der Rutschmassen mit dem stabilen Untergrund möglich.

Die Bildung von **Muren** in steilen Wildbächen wird durch Verbaumaßnahmen erschwert. Entscheidend ist die Verlangsamung der Abflussgeschwindigkeit mit Hilfe von Schwellen aus Holzbohlen, Mauern oder Drahtschotterkörben quer zur Fließrichtung, wodurch die Strömungsgeschwindigkeit von Hochwässern reduziert wird und das erosionsfördernde Geschiebematerial in den horizontalen Bachstrecken zwischen den Schwellen abgesetzt wird.

Bautechnische Maßnahmen gegen Steinschläge und Felsstürze

Sicherungsmaßnahmen gegen Massenbewegungen im Fels (GRÜNDER & ZÜRL 1979, BRANDL 1982) sind an manchen Steilwänden im Ausstrichbereich des Grundgebirges, Oberen Muschelkalks und Oberjuras (vor allem oberhalb von Siedlungen und Verkehrswegen) erforderlich. Instabile Felspartien werden verankert oder mit Felsnägeln, Stahlgurten, Stahlbetonkorsetten, stützenden Lisenen, Spritzbeton oder Mauern gesichert. Im oberflächennahen Bereich kann der Kraftschluss durch Vermörtelung und Verplombung von Spalten und Klüften wieder hergestellt werden, wobei ein Rückstau des Kluftwassers vermieden werden muss (Gefahr von Frostsprengung). Viele Felsböschungen sind zum Schutz gegen Steinschlag mit Drahtnetzen überzogen; Auffangmulden, Fangmauern oder Steinschlagschutzsysteme (Fangzäune) am Böschungsfuß vermindern ebenfalls die Gefährdung durch Steinschlag. Meist müssen solche Wände in regelmäßigen Abständen von Hand beräumt werden, weil Frostsprengung und Wurzeldruck Klüfte und Schichtfugen aufweiten. Wenn die Ausdehnung der aus dem kompakten Felsverband abgetrennten Felspartien für Sicherungsmaßnahmen zu groß ist, können diese Bereiche durch Sprengungen abgetragen werden. In manchen Fällen besteht die Gefahr, dass durch Sprengungen das benachbarte Gestein zerrüttet wird, hier muss die Abtragung schonend mit hydraulischem Felsspaltgerät erfolgen. Ein Abflachen

der Böschungen oder das Anlegen von Bermen mit Auffangmulden ist wegen den dabei abzutragenden Felsmassen nur selten möglich. Fast alle Sicherungsmaßnahmen bieten keinen absoluten Schutz gegen spätere Felsbewegungen. Steinschläge und Felsstürze sind, ebenso wie Rutschungen, natürliche Erosionsvorgänge. Deren Auswirkungen können durch Sicherungsmaßnahmen minimiert werden, das Restrisiko zukünftiger Massenbewegungen lässt sich jedoch mit wirtschaftlich vertretbarem Aufwand in den meisten Fällen nicht vermeiden.

Fallbeispiel: Felssturz im Wehratal

Im November 2002 ereignete sich im Wehratal (Südschwarzwald) ein Felssturz, der die Landesstraße L 148 und das Bachbett der Wehra mit etwa 1 000 m³ Gesteinsmaterial verschüttete (Abb. 20). Da weitere Felsbewegungen zu befürchten waren, bat das Straßenbauamt Bad Säckingen das Landesamt für Geologie, Rohstoffe und Bergbau um ein Gutachten zur Felssturzgefahr im Wehratal.

Die Standsicherheit der aus Gneis und Granodiorit bestehenden Wände des schluchtartig eingeschnittenen Tals wurde deshalb auf einer Länge von 6 km eingehend geprüft, wobei vor allem auf die Kluffstellung, den Verband der Kluffkörper mit dem Muttergestein, die Wasserführung, die Vegetation und das Alter früher abgestürzter Felsbrocken (Bemoosung) geachtet wurde (RUCH 2003). Dem lokal sehr unterschiedlichen Steinschlag- und Felssturzrisiko entsprechend wurden verschiedenartige Sicherungsmaßnahmen vorgeschlagen. Hierzu gehören vor allem die Abtragung labiler Felsmassen, ihre Sicherung durch 3 bis 4 m lange Felsnägel, Unterfütterungen oder das Auftragen von vernageltem, bewehrtem Spritzbeton. An einem instabilen Felsturm wurde eine geodätische Überwachung angeordnet, um durch regelmäßige Einmessung von Festpunkten kleine Bewegungsbeträge rechtzeitig zu erkennen. Steilwände im Grundgebirge mit ähnlichem Steinschlag- und Felssturzrisiko sind im Südschwarzwald nicht selten (Schluchttal, Albtal, Höllental, Gutachtal).



Abb. 20: Felssturz im Wehratal (Foto RUCH)

Fallbeispiele: Mure und Hangschuttrutschung über Paragneis in Oppenau

Am 27. Juni 1994 ereignete sich in der Umgebung von Oppenau (Renchtal) ein heftiges Gewitter mit Niederschlagsmengen von 177 mm im Zeitraum von 90 Minuten, das zahlreiche Hangbewegungen auslöste (KÜHNLE 1995; KÜHNLE & ROHN 1998). Der in diesem Gebiet über dem Gneis lagernde Hangschutt und die Fließerde sind selten mehr als 3 m, an Steilhängen meist sogar weniger als 2 m mächtig. Der für die Fließerde ermittelte Winkel der Inneren Reibung (33 bis 36°) und die Kohäsion (10 bis 25 kN/m²) deuten nicht auf einen zu Rutschungen neigenden Boden hin, deshalb waren in der Umgebung von Oppenau bislang nur geringfügige Kriechbewegungen und kleine Rutschungen bekannt. Allerdings ergaben die bodenphysikalischen Untersuchungen, dass der Schluff wegen des hohen Sand- und Kiesanteils schon bei einer verhältnismäßig geringen Erhöhung des natürlichen Wassergehalts breiige Konsistenz annimmt. Diese Eigenschaft sowie die Wasserdurchlässigkeit der sandigen Fließerde und vor allem des Hangschutts bewirkt bei intensiver Durchfeuchtung eine „Verflüssigung“ des Lockergesteins und einen

starken Strömungsdruck in diesen Deckschichten. Nach dem Extremniederschlag im Juni 1994 bildeten sich daher zunächst Abbruchnischen an den Bachoberläufen und flachgründige Schuttrutschungen an den steilen Talflanken (Hangneigungen zwischen 30 und 40°). Anrisse entstanden vor allem in Hangmulden und im Bereich von abrupten Änderungen der Hangneigung (Hangkanten). In den Bächen vereinigten sich die wassergesättigten Rutschmassen zu reißenden Murgängen, die nordöstlich von Oppenau ein Haus teilweise verschütteten (Abb. 21). Besonders gravierend waren die Auswirkungen der Bodenbewegungen, wenn sie durch menschliche Eingriffe in das Hanggleichgewicht zusätzlich gefördert wurden. Beim Hausbau an einem Prallhang der Rench in der Straßburger Straße wurde der Hangfuß hinter dem Hang angeschnitten und der übersteilte Hang nicht (wie bei den Nachbarbauwerken) mit einer verankerten Mauer sondern mit einer Trockenmauer gesichert. Ungünstig wirkte sich vor allem ein hangparalleler Fußweg („Panoramaweg“) oberhalb des Baugrundstücks aus, weil dieser in den Hangschutt eingeschnitten wurde und das dabei gewonnene Material auf der Talseite des Wegs angeschüttet wurde. Die auf der Oberfläche des Fußwegs fließenden



Abb. 21: Im Schutt einer Mure begrabenes Haus im Rußdobel („Allmend“) nordöstlich Oppenau (Foto KÜHNLE)

Wassermassen stürzten wie ein Wasserfall bergab, erodierten die talseitige Anschüttung und brachten als Schuttstrom das tiefer liegende Haus zum Einsturz, wobei ein Passant ums Leben kam. Der starke Wasserabfluss hinter dem zerstörten Haus ist in Abb. 22 zu erkennen. Der Schuttstrom ist ein Beispiel dafür, dass oft mehrere destabilisierende Faktoren zur Auslösung einer Massenbewegung beitragen.

Fallbeispiel: Felsstürze in den „Felsengärten“ bei Hessigheim

Bei Hessigheim bildet der Neckar einen etwa 500 m langen und 80 m hohen Prallhang im Oberen Muschelkalk. Im höheren Hangbereich stehen bis zu 18 m hohe Felstürme, die durch eine mehrere Meter breite, begehbare Spalte vom bergseitigen Felsverband getrennt sind (Abb. 23). Die Felspartien neigen sich talwärts. Steinschläge, Felsstürze und neu aufreißende Spalten auf der Hochfläche zeigen, dass die Felsbewegungen weiterhin anhalten. Verschiedene Faktoren sind für die Bildung der Felstürme verantwortlich. Nach dem Einschneiden des Neckars in den Muschelkalk entspannte sich der Fels an den Hängen

zum Tal hin. Die Felsentspannung hatte eine Öffnung von Klüften zur Folge, die hier bevorzugt parallel zum Neckar streichen. Nachdem der Neckar sich durch den Kalkstein des Oberen Muschelkalks bis in den Mittleren Muschelkalk eingeschnitten hatte, begann die Auflösung von Gips durch das in den kiesigen Talblagerungen und im Dolomitstein des Mittleren Muschelkalks fließende Grundwasser (Abb. 24). Die einseitige Gipsauslaugung vom Tal her hatte ein langsames Kippen der Felstürme und schließlich Felsstürze (z. B. 1924, 1973, 1983, 1988 und 2002) zur Folge. Diese Massenbewegungen gefährdeten die unterhalb der „Felsengärten“ liegenden Weinberge, die Kreisstraße K 1677 und die Schifffahrt auf dem Neckar. Aktive Sicherungsmaßnahmen gegen Felsstürze, z. B. Verankerungen, Stahlgurte, Betonkorsagen und Unterfangungen überhängender Felspartien wurden mit Rücksicht auf den Naturschutz soweit wie möglich vermieden. Stattdessen erstellte man unterhalb der landschaftsprägenden Felswände einen Steinschlag-Schutzverbau als passive Schutzmaßnahme. Bei einigen labilen Felspartien mit Massen von jeweils mehreren hundert Tonnen bestand die Gefahr, dass sie beim Absturz wegen ihrer Aufschlagsenergie die Schutzverbau



Abb. 22 : Durch einen Murgang zerstörtes Haus in Oppenau, Straßburger Straße 28 (Foto KÜHNLE)

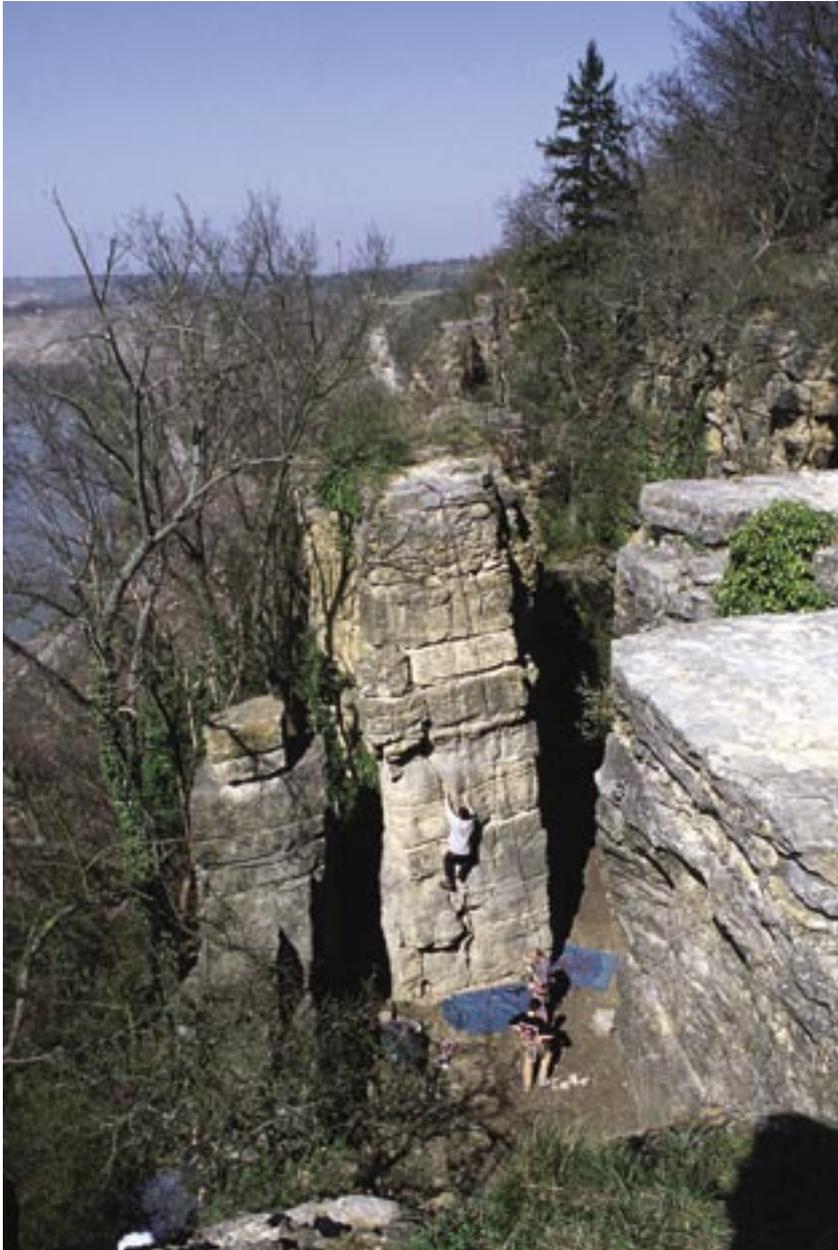


Abb. 23: Ansicht der „Felsengärten“ bei Hessigheim, Blick nach Nordwesten

durchschlagen oder überspringen könnten. Diese Bereiche mussten deshalb kontrolliert abgetragen werden. Von Sprengungen wurde abgeraten, um eine Zunahme der Zerklüftung und Zerrüttung benachbarter Felsbereiche durch Erschütterungen zu vermeiden. Die zweckmäßigste Lösung bestand in einer schonenden Abtragung der instabilen Bereiche mit einem hydraulischen Felsspaltgerät.

Fallbeispiel: Rutschungen in Stuttgart-Feuerbach

Nach anhaltenden Regenfällen ereignete sich am Burghaldenweg und an der Happoldstraße an dem

mit etwa 20° geneigten Nordhang des Killesbergs eine Rutschung, die eine Fläche von 25 000 m² erfasste. Die Bodenbewegungen begannen im März 1988, beruhigten sich darauffolgenden Jahren jeweils im Sommer und lebten im Herbst erneut auf. An Wohngebäuden und Versorgungsleitungen entstanden Risse. Die Bauschäden konzentrierten sich vor allem auf den oberen Abriss (Vertikalversatz bis 30 cm) und die seitliche Begrenzung des Rutschgebiets. Inklinometermessungen zeigten, dass die Gleitfuge bis 16 m unter die Geländeoberfläche reichte. WICHTER et al. (1991) erkundeten die Untergrundverhältnisse und erstellten ein Sanierungskonzept.

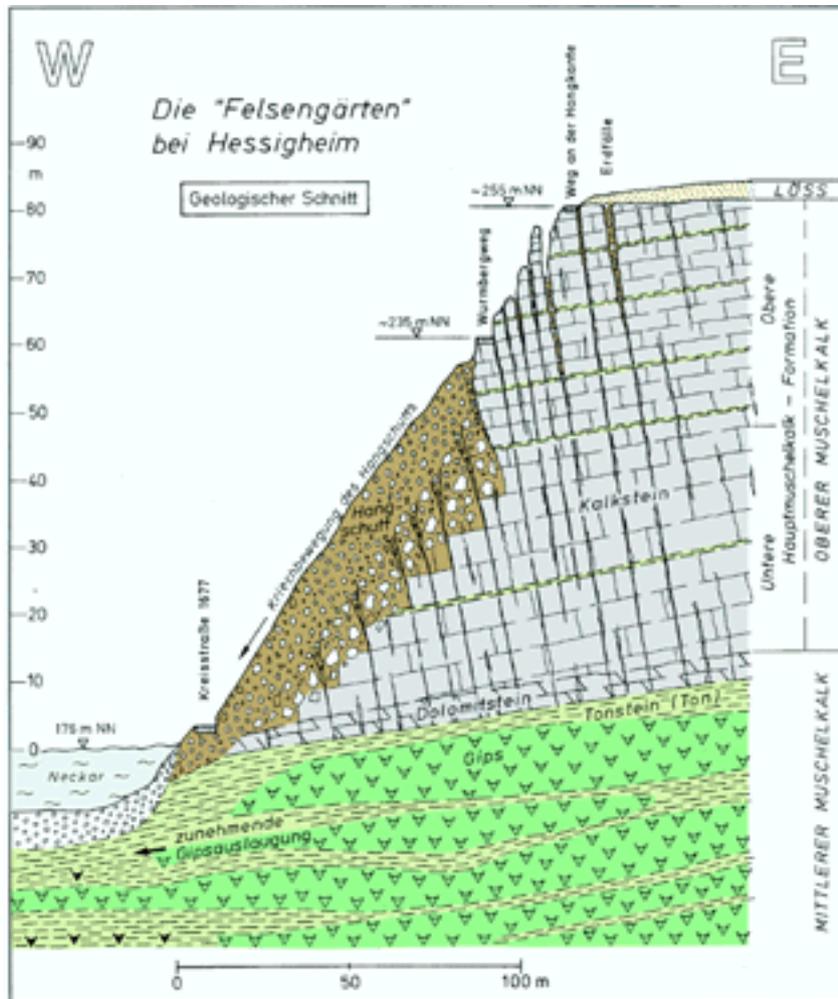


Abb. 24: Geologischer Schnitt im Bereich der „Felsengärten“ bei Hessigheim

Der Untergrund im Bereich der Rutschung besteht aus Schlufftonstein des Gipskeupers. Während der letzten Eiszeit glitten ausgedehnte Keuperschollen talwärts. Diese fossilen Rutschungen wurden durch das eiszeitliche Klima, die Wasserzutritte aus dem überlagernden Schilfsandstein sowie das rasche Einschneiden des Feuerbachs begünstigt. Oberhalb des Rutschgebiets befanden sich im 19. Jahrhundert Steinbrüche, in denen Schilfsandstein abgebaut wurde. Die bis 10 m mächtigen Abraummassen dieser Brüche bedecken Teile des Rutschgebiets (Abb. 25). Durch diese Auflast und Sickerwasserzutritte aus den aufgefüllten Steinbrüchen wurden offenbar die fossilen Gleitflächen im Gipskeuper reaktiviert. Aus dem zeitlichen Verlauf der Bodenbewegungen war erkennbar, dass die Niederschlagsmenge und das vom Killesberggebiet zufließende Hangwasser entscheidenden Einfluss auf die Geschwindigkeit der Rutschung hatten. Eine wirksame Hangentwässerung wurde demzufolge als vordringlichste Sanierungsmaßnahme angestrebt. Entlang der Hapoldstraße und dem Burghaldenweg wurden daher

elf Brunnen mit einem Durchmesser von 5 m und Tiefen zwischen 10 und 17 m bis in den anstehenden Gipskeuper abgeteuft und an der Sohle miteinander verbunden. Von den Brunnen aus in den Berg hinein vorgetriebene Entwässerungsbohrungen sollten möglichst viel Wasser bereits vor dem Eintritt in die Rutschmassen erfassen und ableiten. Die Brunnen dienten nicht nur zur Entwässerung, sondern auch zur Verdübelung der Rutschmassen. Sie wurden mit jeweils vier rückverankerten Bohrpfehlen an der bergseitigen Brunnenwand gesichert. Diese Maßnahmen haben sich zwischenzeitlich bewährt. Während der Bauarbeiten flossen den Brunnen, nahezu unabhängig von den Niederschlagsmengen, zwischen 1 und 2 l/s Wasser zu; die Hangbewegungen sind in der Folgezeit rasch abgeklungen.

Fallbeispiel: Großschollenrutschung am Wildenberg bei Weinsberg

Etwa 1,5 km nordöstlich des Autobahnkreuzes Weinsberg quert die Bundesautobahn A 81 Heilbronn

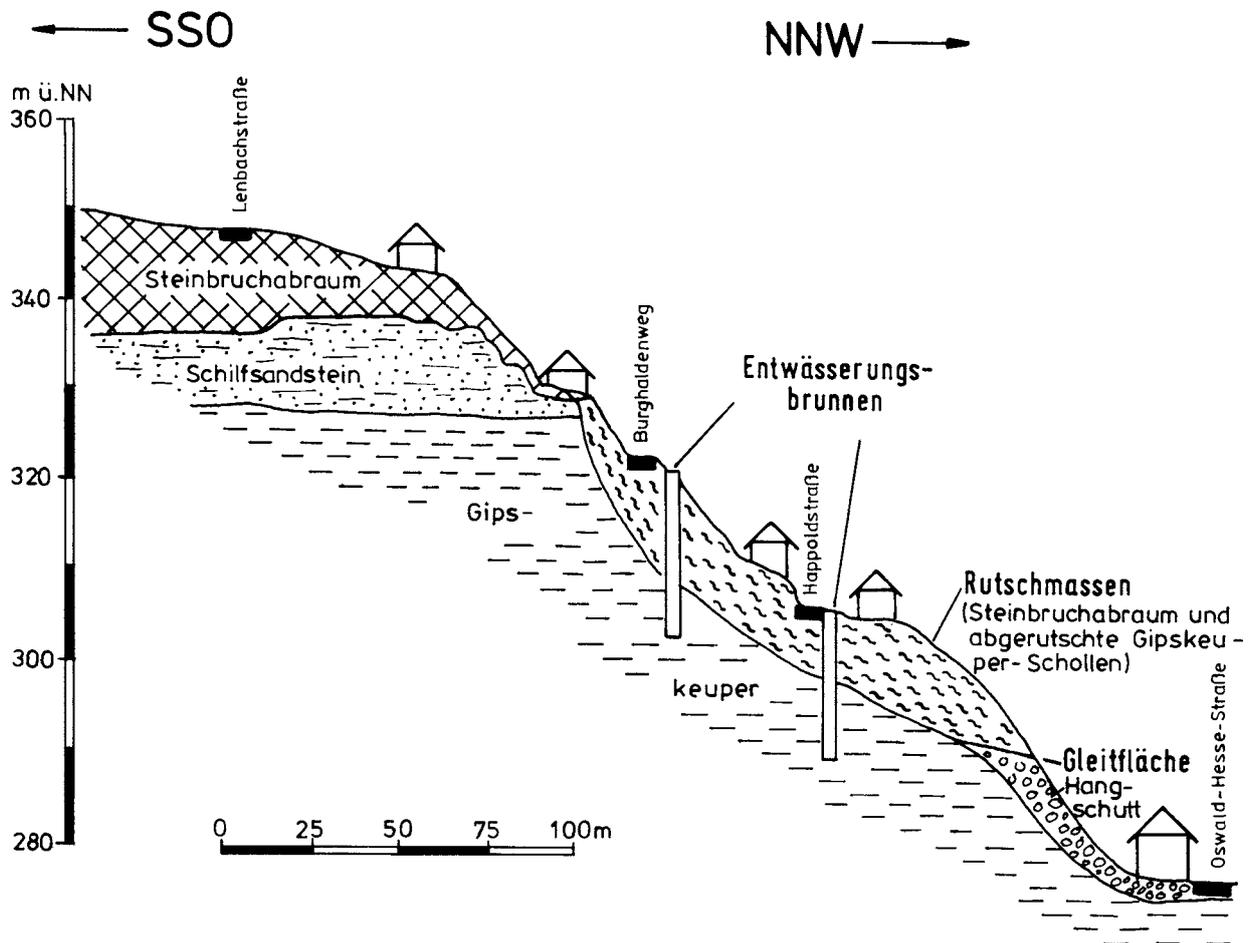


Abb. 25: Schnitt durch ein Rutschgebiet am Nordwesthang des Killesbergs bei Stuttgart (umgezeichnet nach WICHTER, EHRKE & ROGOWSKI 1991)

– Würzburg den nördlichen Hangfuß des Wildenbergs, der beim Bau der Autobahn in den Jahren 1968 bis 1972 angeschnitten wurde. Die topographische und morphologische Situation sowie die Lage der beiden größten Einschnitte sind in Abb. 26 dargestellt. Bereits während der Erdarbeiten traten Böschungsrutschungen auf. Entstehungsgeschichte, Ausmaß und Verlauf dieser Rutschungen sowie die bautechnischen Gegenmaßnahmen wurden von WALLRAUCH (1990) beschrieben.

Der östliche der beiden großen Einschnitte (E1 in Abb. 26) ist etwa 10 m tief, er besaß Einschnittsböschungen mit einer Neigung von 1 : 1,5 und war bergseitig durch zwei Bermen untergliedert. Nach dem Einsetzen der Bodenbewegungen an der bergseitigen Einschnittsböschung wurde diese auf 1 : 2,5 abgeflacht und in bis 15 m tiefen Großschlitzen Drahtschotter-Stützkörper eingebaut. In diesen Schlitzen zeigte die bergwärts einfallende Schichtung sehr deutlich die fossile Rotationsbewegung

einer Gipskeuperscholle (Abb. 27). Die genannten Sanierungsmaßnahmen waren bei dieser Rutschung erfolgreich, weil die fossilen Bewegungsbahnen tief unter den Fahrbahnen liegen und die ins Tal vorspringenden Ausläufer des Hangfußes talwärts der Autobahn ein natürliches Widerlager bilden, das beim Bau der Fernstraße erhalten blieb

Im Einschnitt E2 sind die morphologischen und geologischen Voraussetzungen dagegen ungünstiger. Hier fließt der Eberbach unmittelbar talseitig der Autobahn und die Erosionstätigkeit dieses Bachs führte in der erdgeschichtlichen Vergangenheit zu einer Entlastung am Hangfuß und zu Rutschungen. Die Autobahn liegt hier etwa 10 m tiefer als am Einschnitt E1, weshalb die fossilen Hauptgleitflächen in geringeren Tiefen unter den Fahrbahnen liegen als beim östlichen Einschnitt. Die Entlastung durch den Bodenabtrag verursachte daher eine wesentlich stärkere Störung des natürlichen Gleichgewichts.

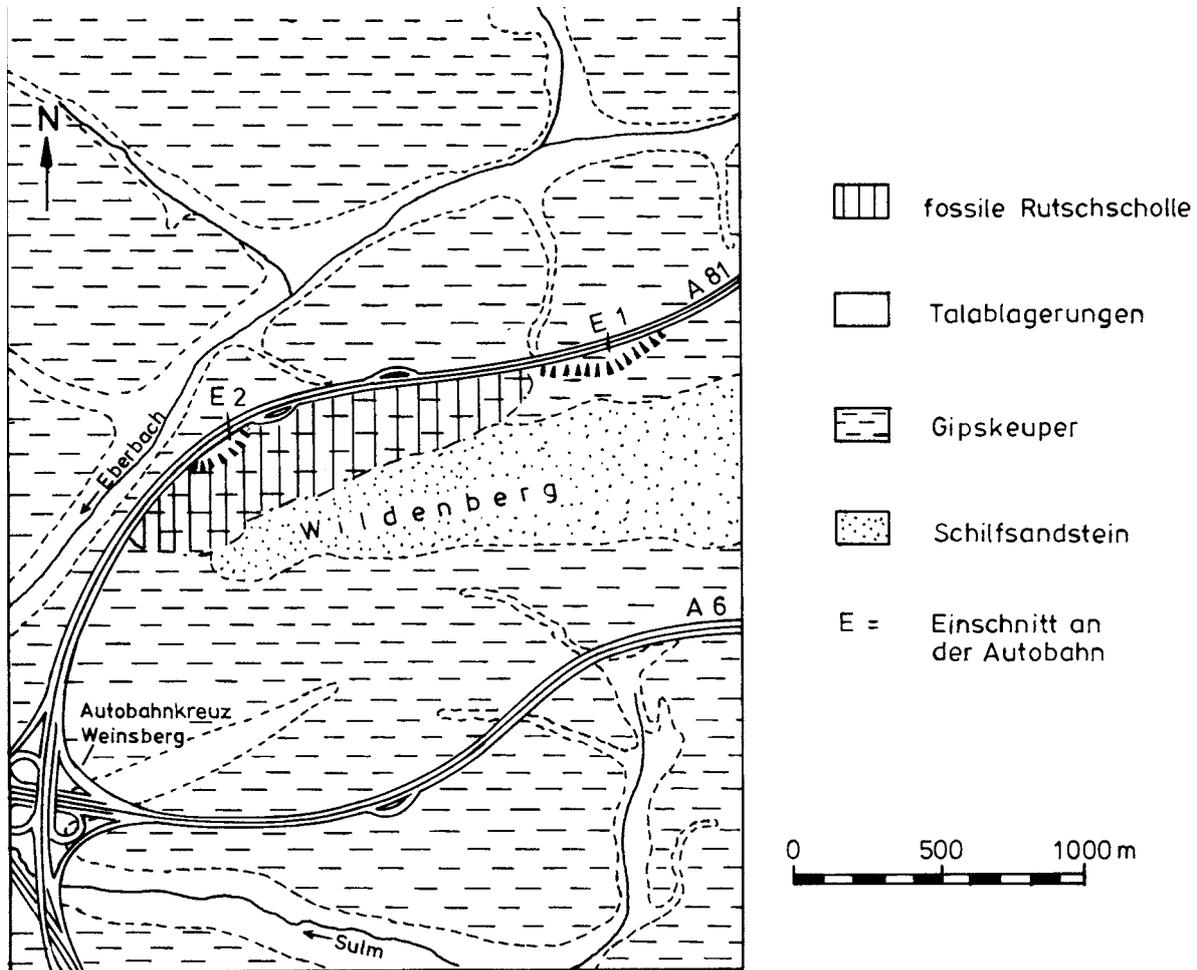


Abb. 26: Schematisierter Ausschnitt aus der Geologischen Karte von Baden-Württemberg 1 : 25 000, Blatt 6821 Heilbronn (umgezeichnet nach BRUNNER 1986) mit Lage der Autobahneinschnitte am Wildenberg

Die Gleitflächen der fossilen Rutschscholle wurden durch die Erdbaumaßnahmen erneut aktiviert. Durch den Einbau von Stützscheiben und die spätere Abflachung der bergseitigen Böschung auf 1 : 2,5 konnten die Bodenbewegungen nicht vollständig zum Stillstand gebracht werden (Abb. 28). Mit Hilfe von Neigungsmesspegeln wurden die Tiefenlagen der Gleitflächen ermittelt. Sie verlaufen im Niveau der Autobahn etwa 200 m lang im Bereich des Mittleren Gipshorizonts nahezu horizontal in den Berg hinein und steigen dann bei Überlagerungshöhen von 20 bis 45 m in Form von mehreren steil geneigten Scherflächen bis zur Geländeoberfläche an. Der Abriss der Scholle ist am höheren Berghang deutlich erkennbar (Abb. 29). Die Horizontalverschiebung lag im Jahresdurchschnitt im Zentimeter- bis Dezimeterbereich. Örtlich wurden mehr als 4 m innerhalb von 20 Jahren gemessen. Interessant ist die zeitliche Verzögerung der Rutschbewegungen in Abhängigkeit von den Niederschlagsmengen: die Verschiebungs-

geschwindigkeit erhöhte sich meist etwa 3 Wochen nach extrem starken Niederschlägen. Die auch nach den Sanierungsmaßnahmen auftretenden geringfügigen Bodenbewegungen beeinträchtigen die Verkehrssicherheit nicht.

Fallbeispiel: Schulgebäude in Neckartailfingen

Ein besonders instruktives Beispiel für eine Knollenmergelrutschung wird von WAGNER & ZIEGLER (1953) sowie TRAUZETTEL (1962) beschrieben. In dem etwa 20 km südlich von Stuttgart liegenden Ort Neckartailfingen waren seit langem Bauschäden im Ausstrichbereich des Knollenmergels (Kelter, Bahnhof, Wasserhochbehälter, Kirchturm) bekannt. Im Herbst des Jahres 1951 wurde ein unter 6° geneigter Hang im Knollenmergel durch eine 3 m tiefe, bergseitig ungesicherte Baugrube für einen Schulhausneubau angeschnitten. Während der Bauzeit setzten die Herbstregen ein. Durch die Schwächung des Erdwi-



Abb. 27: Bergwärts einfallende Schichtung an einer Großschollenrutschung im Gipskeuper des Wildenbergs (Foto BRUDER)



Abb. 28: Ausstrich der Gleitfläche einer Großschollenrutschung im Gipskeuper des Wildenbergs (Foto BRUDER)



Abb. 29: Bergseitiger Abriss einer Großschollenrutschung im Gipskeuper des Wildenbergs (Foto BRUDER)

derlagers am Hangfuß wurde das Hanggleichgewicht gestört. Die einsickernden Niederschläge erhöhten das Gewicht der bergseitigen Erdmassen und verringerten deren Scherfestigkeit. Im Januar des Folgejahres wölbte sich der Untergeschossfußboden des Neubaus etwa 20 cm hoch auf. Die bergseitige, 35 m lange Untergeschosswand wurde eingedrückt, wobei horizontale Bewegungen bis 1,5 m stattfanden. Die parallel zum Gelände verlaufende Gleitfläche der Rutschung lag etwa 4 m tief. Etwa 50 m oberhalb der Baugrube öffneten sich bis 50 cm breite Abrisspalten (Abb. 30). Um die Bodenbewegungen zum Stillstand zu bringen, wurde der Standort aufgegeben und die Baugrube verfüllt.

Fallbeispiel: Albrauf am Winkelgrat bei Albstadt-Laufen

Am Winkelgrat südwestlich von Laufen im Zollernalbkreis sind bereits seit Jahren aktive Kriechbewegungen am Albrauf und auf der benachbarten Albhochfläche bekannt. Tiefreichende Hangzerreißungsklüfte (Abb. 31) haben die Oberjura-Kalksteine am Felsrücken des Winkelgrats in einzelne Bruchschollen zerlegt. Einige dieser Schollen lassen Bewegungen erkennen, die nach Osten zum Steinbachtal gerich-

tet sind und damit die dort verlaufende Kreisstraße K 7145 gefährden. Geodätische Feinvermessungen zeigen ein allmähliches Absinken der Felsschollen bei gleichzeitiger ostwärtiger Drift. Der Bewegungsablauf wird im Rahmen eines von RUCH (2002) ausgearbeiteten Überwachungsprogramms ständig gemessen. Zusätzlich zu den bisherigen Messungen an den Spalten wurde ein elektronisches Überwachungs- und Warnsystem installiert. Mit fünf hochempfindlichen Messinstrumenten werden die Bewegungen der Teilschollen kontinuierlich aufgezeichnet. Durch laufende computergesteuerte automatische Prüfabfragen sollen Bewegungsbeschleunigungen frühzeitig erkannt werden. Beim Überschreiten eines bestimmten Bewegungsgrenzwerts löst das Überwachungssystem selbsttätig Alarm aus und veranlasst die Sperrung der Kreisstraße im Steinbachtal. Auf diese Weise wird versucht, eine Gefährdung des Verkehrs auf der Kreisstraße durch einen Fels- oder Bergsturz zu verhindern. Die Messergebnisse zeigen, dass die Bewegungen derzeit gleichmäßig anhalten. Massenbewegungen dieser Art gehören am Albrauf zum natürlichen Gefahrenpotenzial, sie sind mit wirtschaftlich vertretbaren Mitteln wegen ihrer flächenhaften Ausdehnung und Tiefe (die Klüfte reichen bis zur Obergrenze des Mitteljuras) nicht aufzuhalten.

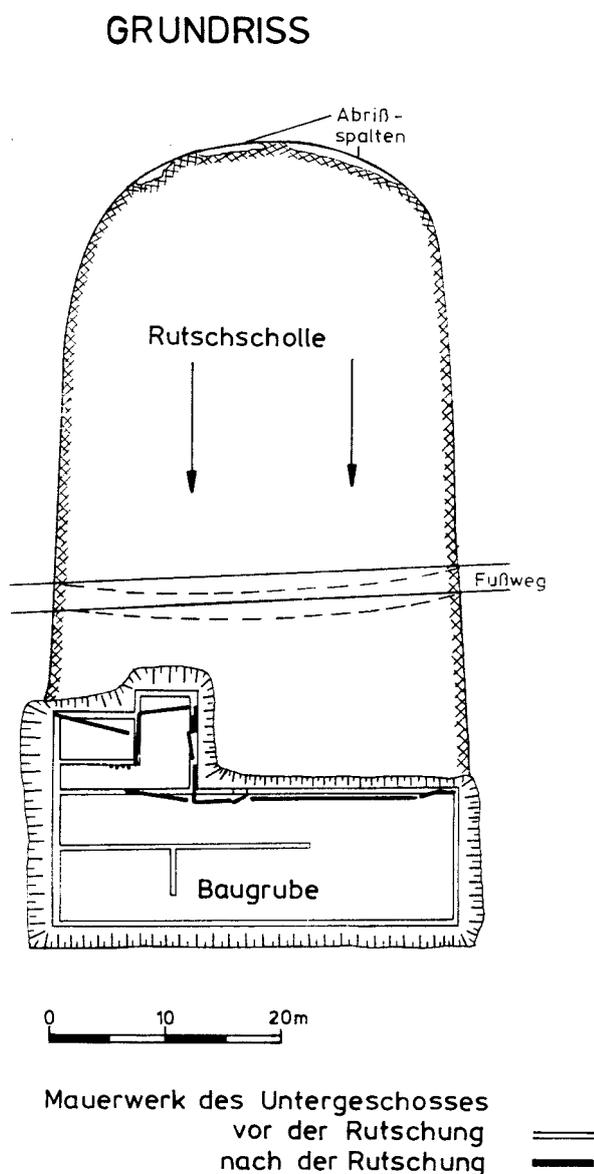


Abb. 30: Rutschung im Knollenmergel in der Baugrube des Schulhauses Neckartailfingen (Grundriss, umgezeichnet nach TRAUZETTEL 1962)

Fallbeispiel: Einschnitt der Bundesautobahn A 98 bei Lörrach

Die Bundesautobahn A 98 quert das **Röttler Tal** in einem 250 m langen Einschnitt. Diese Talmulde setzt sich bergwärts mit einer Neigung von 18 bis 20° fort. Der Untergrund besteht hier aus oligozänen Ton- und Tonsteinschichten (Graue Mergel-Formation), die Sand- und Sandsteinlagen (Elsässer Molasse) enthalten. Die Schichtenfolge ist unter etwa 50° nach Westen geneigt und mit fossilen (im Pleistozän gebildeten) Rutschschollen und Talablagerungen

überdeckt. In Anbetracht dieser ungünstigen geologischen Verhältnisse wurde der bergseitige, 15 bis 25 m hohe Anschnitt entsprechend den Vorschlägen von KOERNER (1985) bereits während des Baus mit etwa 5 bis 10 m tiefen, mit Kiessand gefüllten Drain- und Stützschnitten gesichert. Nachdem der größte Teil des Anschnitts ausgehoben war, setzte sich trotz dieser Maßnahmen eine 350 m lange und 150 m breite Masse aus fossilen Rutschschollen und der Talfüllung in Bewegung, wobei Verschiebungsbeträge von mehreren Metern erreicht wurden. Zusätzliche Aufschlussbohrungen zeigten, dass örtlich unter Tonlinsen gespanntes Grundwasser vorhanden war, das in den Bohrungen bis zur Geländeoberfläche anstieg. An der bergseitigen Abrissfuge der Rutschung wurde daraufhin eine Tiefdrainage angelegt. In der Längsachse der Rutschung wurden 20 m tiefe, bis in den anstehenden Tonstein reichende Kies- und Betonpfähle abgeteuft und parallel dazu zwei Blöcke mit Injektionsverdübelungen im Abstand von 1,5 bis 2 m erstellt. Nach Abschluss dieser stützenden Maßnahmen verminderten sich die Bewegungen auf tolerierbare Beträge von wenigen Millimetern im Jahr.

Der bergseitige Hang eines weiteren, maximal 23 m tiefen Einschnitts westlich dieser Talmulde bei **Röttelweiler** wurde mit einer staffelförmigen Stützmauer gesichert, bei der die jeweils 5 m hohen Mauern durch 2 m breite Berme bergwärts versetzt sind. Die Stützmauern wurden mit maximal 30 m langen vorgespannten Ankern rückverhängt. Nach der Fertigstellung der Stützwand riss ein Ankerkopf ab und einzelne Mauerteile bewegten sich bis zu 10 cm weit talwärts. Eine daraufhin in situ vorgenommene Ermittlung der Winkel der Inneren Reibung ergab im oligozänen Ton Werte zwischen 4 und 19°. Unter Ansatz dieser Werte ergibt sich eine Standsicherheit der Stützwand von lediglich 0,7. Durch den Einbau von weiteren 170 Ankern kamen die Bewegungen nahezu zum Stillstand.

Auch bei **Auggen** im Markgräfler Land ereigneten sich Rutschungen in oligozänen Wechselfolgen von Ton-, Sand- und Kalksteinbänken, hier in der Streifigen Mergel-Formation des Unteroligozäns (KOERNER 1988). Bei Geländemodellierungen im Rahmen von Rebflurbereinigungen rutschte vor allem der maximal 5 bis 6 m mächtige Verwitterungston über den anstehenden Streifigen Mergeln ab. Die Bewegungen wurden durch die Wasserführung im Grenzbereich der beiden geologischen Einheiten sowie den relativ niedrigen Winkel der Inneren Reibung (15 bis 18°) des Verwitterungstons verursacht. Zur Entwässerung der Rutschmassen und des Verwitterungstons wur-



Abb. 31: Hangzerreißungsspalte am Albtrauf beim Winkelgrat, Albstadt-Laufen (Foto RUCH)

den zahlreiche in der Falllinie verlaufende Drainagestränge angelegt, die dem Niveau der Grenzfläche zwischen dem Verwitterungston und den Streifigen Mergeln folgten. Die erfolgreiche flächenhafte Sanierungsmethode bleibt allerdings nur bei einer ständigen Wartung der Entwässerungsleitungen (Druckspülungen, Entfernen von Sinterkalkkrusten) wirksam.

Fallbeispiel: Rutschungen am Schlossberg Zeil

Das Schloss Zeil bei Leutkirch steht auf einem nach Süden in das Tal der Wurzacher Ach vorspringenden Höhenrücken. Der Bergsporn besteht aus Tonmergelstein der Oberen Süßwassermolasse und überlagerndem Deckenschotter der Günzeiszeit, der zu Nagelfluh verkittet ist. An der Ost- und Westseite des Schlossbergs ziehen 20 bis 30 m tiefe Schluchten nach Norden. In diesen Tobeln schritt die Erosion rasch fort, wodurch die Hänge übersteilt wurden. Die widerstandsfähigen Nagelfluhbänke an den Hangschultern wurden unterschritten und glitten als Schollen talwärts. Im Juni 1876 verstärkten sich die Bodenbewegungen nach anhaltenden Niederschlä-

gen und gefährdeten die Schlossgebäude sowie Häuser im Weiler Brunnentobel. In Schürfschlitzen wurde festgestellt, dass die Gleitflächen der Rutschungen in stark aufgeweichtem Tonmergelstein (Obergrenze der Molasse) liegen. Dieser Bereich wird durch Wasserzuflüsse aus der überlagernden, infolge Zerklüftung durchlässigen Nagelfluh durchfeuchtet. An der Basis der Nagelfluh entspringen daher mehrere Quellen. Unterhalb des durchfeuchteten und entfestigten Grenzbereichs ist der Tonmergelstein trocken und hart (WEIDENBACH 1965).

Als Sanierungsmaßnahme wurde an der Westseite des Schlossbergs ein 62 m langer Entwässerungstollen im obersten Tonmergelstein vorgetrieben, aus dem 30 l/min Wasser ausfließen. An der Westseite wurden ferner Sickerschlitze mit einer Gesamtlänge von 750 m ausgehoben und mit Holzdohlen, Steinpackungen und Faschinen verfüllt. In diesen Gräben fließen weitere 110 l/min Wasser ab. Eine Wassermenge von 30 l/min entströmt einem alten Stollen an der Ostseite des Bergsporns. Das Wasser wurde also schon im 19. Jahrhundert als auslösender Faktor bei der Entstehung von Rutschungen erkannt.

Fallbeispiel: Talbrücke der Bundesautobahn A 96 über die Obere Argen

Bei Wangen im Allgäu quert die Bundesautobahn Memmingen–Lindau (A 96) das Tal der Oberen Argen mit einer 730 m langen und maximal 40 m hohen Brücke. Im Bauwerksbereich liegt im höheren Abschnitt des südwestlichen Talhangs ein kleines Hangmoor, dem mehrere Quellen entspringen. Die unruhige Geländeoberfläche im mittleren Hangbereich unterhalb des Moores sowie schräg stehende Bäume und die aufgerissene Grasnarbe am Ufer der Oberen Argen (Abb. 32) ließen auf junge Rut-

schungen schließen. Mit ingenieurgeologischen Untersuchungen im Bauwerksbereich wurden die Schichtenfolge sowie Richtung und Stärke der Bodenbewegungen erkundet (SCHAAK & WAGENPLAST 1985): Der felsige Untergrund besteht aus Tonmergelstein und einzelnen feinkörnigen Sandsteinlagen der Oberen Süßwassermolasse. Darüber folgen 3 bis 5 m mächtige eiszeitliche Schmelzwassersedimente (Kies) sowie bis 30 m Beckensediment, das in einem eiszeitlichen Stausee entstand. Ein nachfolgender Gletschervorstoß bedeckte das Gebiet mit Moränensediment, das am südwestlichen Talhang ebenfalls bis 30 m mächtig ist (Abb. 33).



Abb. 32: Rutschung im Beckensediment am Ufer der Oberen Argen bei Wangen im Allgäu

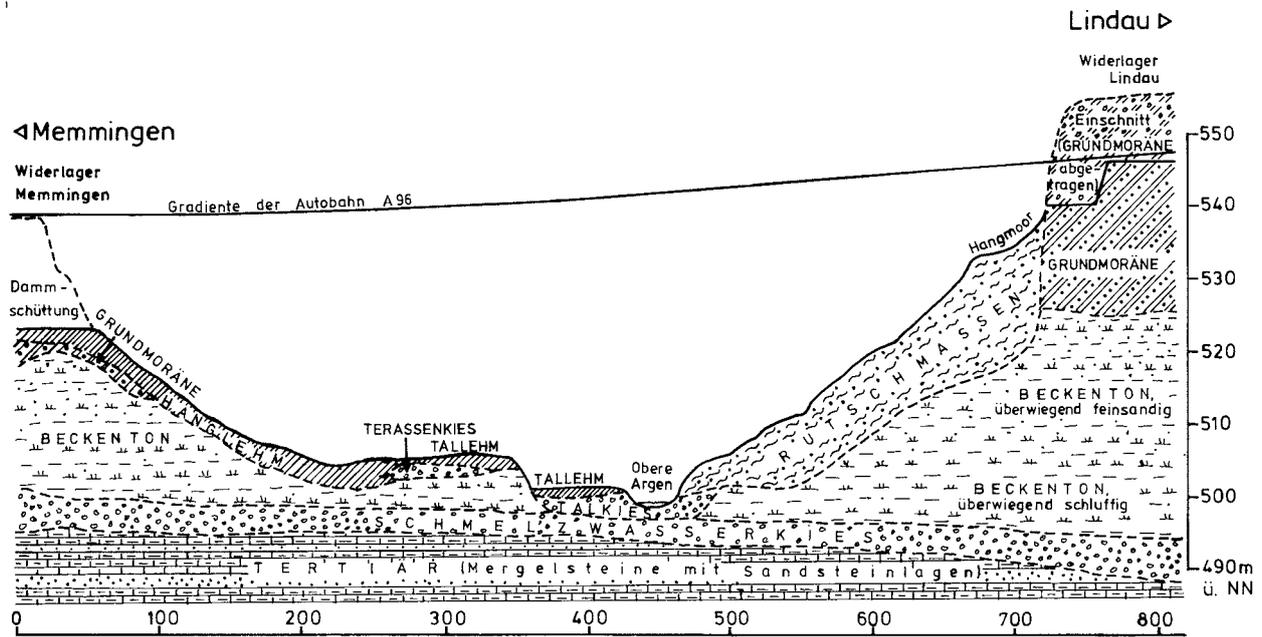


Abb. 33: Geologisches Profil im Bereich der Talbrücke der Bundesautobahn A 96 über die Obere Argen (nach SCHAAK & WAGENPLAST 1985)

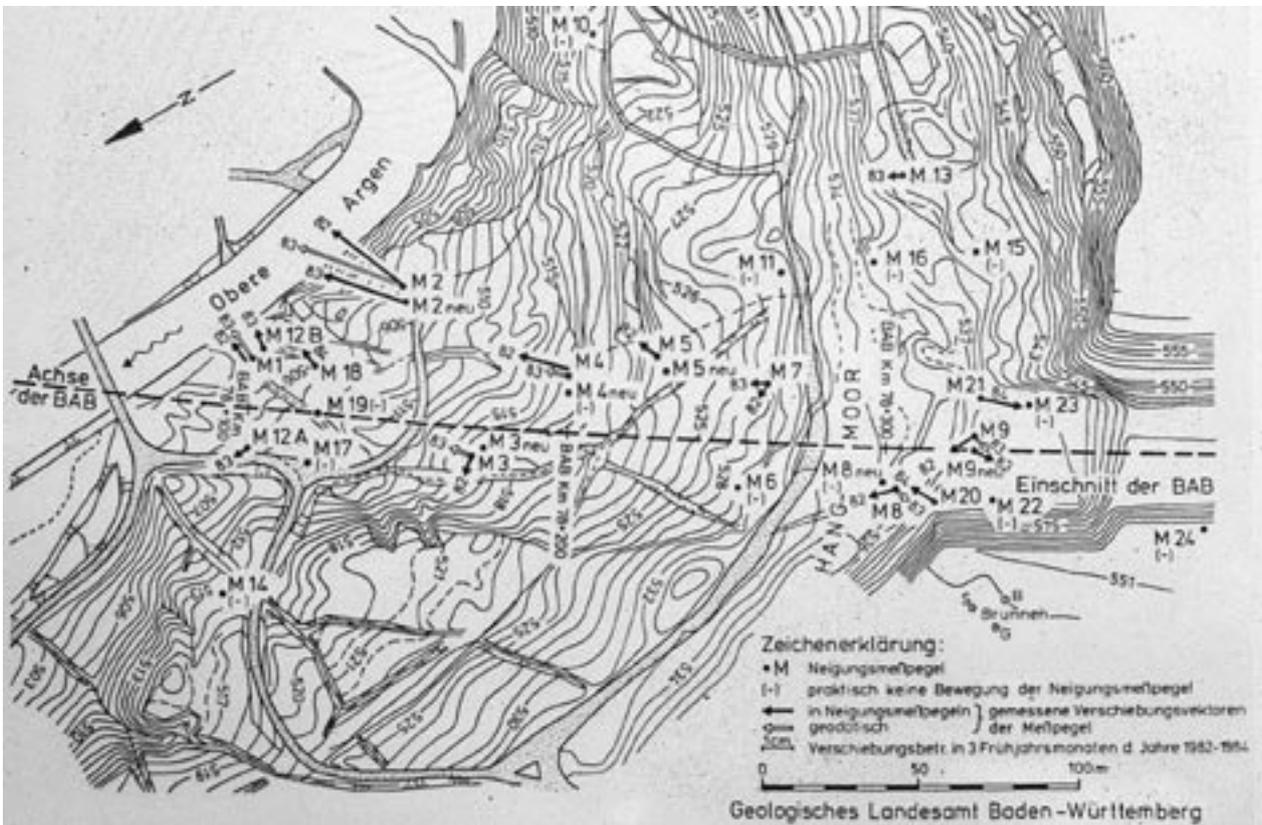


Abb. 34: Lage der Neigungsmesspegel sowie Richtung und Stärke der Bodenbewegungen am südwestlichen Talhang der Oberen Argen (nach SCHAAK & WAGENPLAST 1985)

Seit etwa 10 000 Jahren schneidet sich die Obere Argen nach dem Abschmelzen des Gletschereises rasch in diese Schichtenfolge ein. Dadurch wurde die vom Gletschereis geformte Landschaft mit flachwelligem Relief in eine von Flusserosion geprägte Tallandschaft umgewandelt. Die übersteilten Prallhänge des nacheiszeitlichen Flusssystemes sind instabil. Am südwestlichen Argenhang liegen wasserführende Moränensedimente (Grundmoräne) über wasserstauendem Beckensediment (Beckenton). Während des Einschneidens der Oberen Argen bildeten sich schaufelförmige Gleitflächen im Beckensediment, wobei Schollen von halbfestem oder festem Moränensediment mit dem Beckensediment abrutschten und den Talhang mit bis 16 m mächtigen Rutschmassen bedeckten. Diese Gleitschollen werden von Quellaustritten im Hangmoor unterhalb der steilen Abrisskante durchfeuchtet und kriechen noch heute langsam talwärts.

Zur Ermittlung der Verschiebungsbeträge und der Bewegungsrichtung der Rutschmassen wurden zahlreiche Inklinometer eingebaut. Eine fortlaufende Kontrolle der Bewegungen über Jahre hinweg war jedoch meist nicht möglich, da die Messrohre durch Korrosion oder Abscheren in einigen Fällen schon nach einigen Monaten unbrauchbar wurden. Deshalb wurde der Verschiebungsbetrag der Messpunkte auch mittels geodätischer Messungen bestimmt. Richtung und Größe der Hangbewegungen sind in Abb. 34 eingetragen. Die Angaben beziehen sich auf jeweils 3 Frühjahrsmonate der Jahre 1982 bis 1984 (in den trockenen Monaten waren die Hangbewegungen deutlich geringer).

Die Tiefenlage des Gleithorizonts ist, wie die Neigungsmessungen ergaben, durch die geologischen Verhältnisse festgelegt. Die hangparallele Gleitfläche liegt im obersten Bereich des Beckensediments, wenige Meter unterhalb der Grenze zu den Rutschmassen, die nahezu ausschließlich aus abgeglittenem Moränensediment bestehen. Diese Lage ist durch den im Beckensediment niedrigeren Reibungswinkel bedingt.

Von den im ursprünglichen Entwurfsplan vorgesehenen elf Pfeilern der Talbrücke lagen vier im Bereich des etwa 250 m langen Rutschhangs. Infolge der großen Mächtigkeit der Rutschmassen konnte keine der während der Bauwerksplanung diskutierten technischen Maßnahmen (z. B. Verankerung, Vernagelung, Injektion der Rutschmassen oder der Bau von Schutzschächten um die Pfeilerfundamente) die Standsicherheit der Brückenpfeiler gewährleisten. Eine dauerhafte, tiefreichende Entwässerung des Rutschgebiets, insbesondere die vollständige Ablei-

tung des unter starkem artesischem Druck stehenden Grundwassers im Beckensediment, war wegen der geringen Durchlässigkeit des Untergrunds (Durchlässigkeitsbeiwert der Grundmoräne $k = 5 \times 10^{-7}$ m/s, des Beckensediments 1×10^{-7} m/s) mit wirtschaftlich vertretbarem Aufwand nicht möglich. Aus diesen Gründen wurde eine Brückenvariante gefordert, die den Rutschhang ohne Zwischenunterstützung frei überspannt. Über diesem instabilen Bereich wurde daher eine Schrägseilbrücke aus Stahl mit einem Pylon am südwestlichen Widerlager erstellt. Am Nordosthang schließt eine Spannbetonbrücke mit sieben Feldern an (BECKER 1985, HOFMANN & BECKER 1987). Nach dem Aushub der Pfeilerbaugruben im letztgenannten Brückenabschnitt (nordöstlicher Talhang) ereigneten sich auch dort Rutschungen im Beckensediment an den bergseitigen Baugrubenwänden, die sich hangaufwärts fortsetzten und erst nach der Schüttung einer Auflast aus verdichtetem Wandkies am Fuß der Rutschungen zum Stillstand kamen.

6.4 Verkarstungsfähige Gesteine

Gesteine, die überwiegend aus den Mineralen Steinsalz, Gips (Anhydrit), Calcit oder Dolomit bestehen, sind wasserlöslich. Es bestehen jedoch erhebliche Unterschiede bezüglich der Löslichkeit dieser Mineralien: Gips ist etwa hundertmal, Steinsalz sogar etwa achtzehntausendmal leichter löslich als Calcit. Zur Aufrechterhaltung des Lösungsvorgangs ist ein ständiger Abtransport des gelösten Materials erforderlich; ohne Grundwasserzufuhr oder in gesättigten Lösungen kommt die Verkarstung zum Stillstand.

Karstformen

Die Auflösung von Steinsalz beginnt mit dem Zutritt von Grundwasser, der im humiden Klimabereich weit unterhalb der Geländeoberfläche einsetzt. Bei natürlicher Ablaugung wurden in den ausgedehnten, aber flachen Senkungsmulden an der Erdoberfläche bislang keine signifikanten Bauschäden festgestellt. Im Gips oder Kalkstein konzentrieren sich die Lösungsvorgänge häufig auf Klufflächen oder Schichtfugen. An der Geländeoberfläche deuten oberflächlich abflusslose Bodensenken mit rundlichem Umriss auf Lösungsvorgänge von Gips oder Kalkstein im Untergrund hin. Sie sind auf topographischen Karten meist als „Erdfälle“ eingetragen. Diese Bezeichnung trifft vor allem auf die **Einsturzdolinen** zu, die durch Verbrauch der Gesteinsdecke eines unterirdischen Hohlraums entstehen. Oft wandert die Auflösungsfront des Gesteins von der Obergrenze

des verkarstungsfähigen Horizonts aus langsam in die Tiefe. Auf diese Weise entstehen in verkarstem Gestein, das an der Geländeoberfläche ausstreicht, **Lösungsdolinen**. Auslaugungsvorgänge finden auch unter einer Überdeckung mit jüngeren Festgesteinen oder Verwitterungslehm statt. Durch Nachsacken der Deckschichten bilden sich **Schwunddolinen** vor allem an Stellen, wo Oberflächenwasser das Deckgestein durchsickert und das unterlagernde Gestein angreift. Das Nachsacken von Lockergestein kann durch Ausschwemmung von feinkörnigen Bestandteilen der Überdeckung in die Klüfte der verkarsteten Basisschicht verstärkt werden (Abb. 35). Alle Dolinen haben die Tendenz, sich zu vergrößern, weil das Wasser in wasserwegsame Felspartien auf kürzestem Weg und mit großer Geschwindigkeit einströmt, wodurch Hohlformen ständig ausgeweitet und vertieft werden.

In diese oberirdischen Karstformen sickert das Wasser vertikal ein. Horizontale Karstgerinne besitzen im Kalkstein oft große Durchmesser und sind dann begehbar. Bei der Entstehung dieser meist an Schichtfugen oder Klüfte gebundenen **Höhlen** wirken Korrosion und Erosion durch fließende Höhlengewässer zusammen. Ein eindrucksvolles Beispiel für die Verkarstung ist der unterirdische Abfluss des Donauwassers, das bei Immendingen und Fridingen versickert und in Karstgerinnen und Klüften des Oberjuras zur 12 km entfernten Aachquelle strömt.

Eine geologische Besonderheit, von WEIDENBACH (1953) als „Pseudo-Karst“ bezeichnet, sind Erdfälle im Beckenton südlich Tannau. Sie entsprechen im Erscheinungsbild den Dolinen, besitzen jedoch meist einen elliptischen Grundriss. Wie bei vielen echten Dolinen sind an der tiefsten Stelle dieser trichterförmigen Senken „Schlucklöcher“ vorhanden, in denen einfließendes Wasser und Bodenteilchen weggeführt werden. Die Abflussröhren werden dadurch örtlich stark erweitert und brechen schließlich ein, wobei kleine Erdfälle entstehen. Ähnliche Nachbrüche können sich im Löss bilden, der dem Beckenton in Kornverteilung, Kalkgehalt und Standfestigkeit ähnelt (Lösssubrosion).

Steinsalzkarst

Im östlichen Baden-Württemberg werden im **Mittleren Muschelkalk** Steinsalzlager angetroffen. Ortsnamen wie „Sulz“ und „Hall“ (Sulz am Neckar, Sulz am Eck, Sulzbach, Sulzdorf, Schwäbisch Hall) deuten auf Steinsalz im Untergrund hin. Die Auslaugung dieses Salzes findet in großen Tiefen statt. Wenn die Deckschichten aus Muschelkalk und Unterkeuper unversehrt und wenig geklüftet sind, beginnt die Auslaugung tiefer als etwa 120 bis 150 m u. G. Hierbei bilden sich weitgespannte Senkungsmulden mit langsamer Senkungsgeschwindigkeit als typische Karstform. Durch künstliche Ablaugung von Steinsalz beim Betrieb von Salinen verstärkt sich die Absenkung

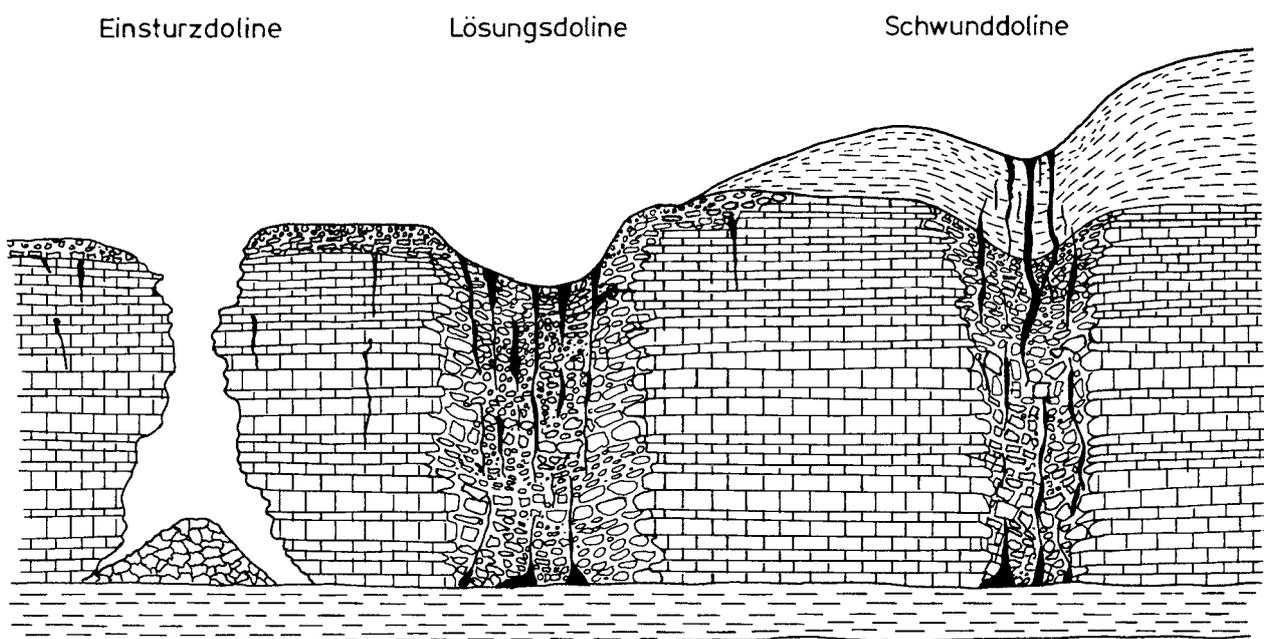


Abb. 35: Dolinentypen in Karstgebieten

(„Bergsenkung“). Bei Bad Friedrichshall-Jagstfeld wurden Senkungen bis zu einem Meter als Folge der 140 Jahre betriebenen Solung gemessen (WAGNER 1952, CARLÉ 1968). Ähnlich hohe Senkungsbeträge wurden über der ab 1901 betriebenen Soleförderung bei Heilbronn-Frankenbach im „Solefeld II“ gemessen, wo über 8 Mio. t Salz gewonnen wurden. Nach Zeitungsberichten aus dem Jahr 1953 entstanden dadurch Erdfälle, Risse in Wohngebäuden und eine Neigung des Kirchturms nach Westen um einen Betrag von 40 cm. Diese Schäden veranlassten 1960 die Einstellung des Solebetriebs. Aber auch nach Beendigung der Soleförderung wurden im Bereich des Solefelds entlang des Leintals Setzungen zwischen 3 und 8 mm im Jahr gemessen, die möglicherweise auf natürliche Auslaugung des etwa 180 m u. G. liegenden Steinsalzlagers zurückzuführen sind (DACHROTH 1983). Wegen der großen Ausdehnung der Setzungsmulde sind die Setzungsdifferenzen innerhalb eines Gebäudegrundrisses jedoch derzeit gering. Dennoch sollten im Senkungsgebiet bei Neubauten flexible Rohrverbindungen, vor allem bei Zu- und Ableitungen an Gebäuden, installiert werden (KOCH & WAGENPLAST 2005).

Gipskarst

Bei höherer Überdeckung liegen die Sulfatgesteine des Mittleren Muschelkalks und der Gipskeuper-Formation als Anhydrit vor. Im Grundwasserbereich wandelt sich dieses Mineral unter Wasseraufnahme in Gips um. Danach folgt die Auflösung des Gipses, die bevorzugt an Klüften und Schichtfugen einsetzt. Die Auslaugungsvorgänge finden zwar fast ausschließlich unterhalb der Erdoberfläche statt (Subrosion), die Überdeckung aus Verwitterungslehm oder entfestigten Tonsteinen ist jedoch oft nur wenige Meter, in Ausnahmefällen wenige Dezimeter mächtig. Massiger Gips wird meist von oben her korrodiert, wobei tiefe Spalten und Schlotten entstehen; bankige Gipslagen werden auch flächenhaft ausgelaut. Höhlenartige Karstgerinne sind selten. Besonders intensiv ist die Auslaugung unter Talsohlen, wo starke Grundwasserströme fließen. Hier ist in vielen Fällen die Auslaugung bereits abgeschlossen.

Der **Mittlere Muschelkalk** streicht am Hangfuß der Täler des Neckars und einiger Nebenflüsse aus. Durch Auflösung des Gips- und Steinsalzanteils verringerte sich die Mächtigkeit dieser leicht löslichen Gesteine von etwa 65 m auf 30 bis 35 m. Die Auslaugungsrückstände (Schluff mit Tonsteinbröckchen sowie Dolomitsteinbrocken) bilden den flachen Hangfuß der Täler. Im überlagernden Oberen Muschelkalk entstanden dagegen steile Talflanken,

oft mit markanten Felsenkränzen (z. B. bei Hessigheim, Ludwigsburg, Horb und im Wutachgebiet). Die Auslaugungsvorgänge hatten ein Nachsacken der Kalksteine des Oberen Muschelkalks, eine intensive hangparallele Zerklüftung (Hangzerreißungsspalten im Bereich der Hangschulter) sowie örtlich ein Abgleiten großer Rutschschollen zur Folge.

Auslaugungshohlräume im Mittleren Muschelkalk brechen in Einzelfällen durch den gesamten, nahezu 100 m mächtigen Oberen Muschelkalk bis zur Geländeoberfläche hoch, wie das „Eisinger Loch“ bei Pforzheim (MORLOCK 1978) zeigt. WOLFF (1987) beschreibt den Einbruch eines über 50 m tiefen Erdfalls im Jahr 1869 nördlich Ingelfingen. Durch mehrfache Nachbrüche erweiterte sich der Erdfalldurchmesser an der Geländeoberfläche auf 8,5 m und erfasste auch die Straße von Ingelfingen nach Eberstal. Heute ist dieser Hohlraum verfüllt.

An der Basis des **Gipskeupers** liegt ein kompaktes, 12 bis 16 m mächtiges Gipslager (Grundgips), weitere Gipsbänke bilden im Wechsel mit Tonsteinlagen den etwa 35 m starken Mittleren Gipschizont im zentralen Abschnitt der Schichtenfolge. Auslaugungshohlräume sowie Einsturz- und Schwunddolinen entstehen vor allem in den Grundgipschichten (Abb. 36, 37). Die Gipslösung schreitet nicht nur von oben nach unten fort, sondern findet auch an der Basis des Gipslagers statt, weil der hohlraumreiche Grenzdolomit des Unterkeupers häufig gespanntes Grundwasser führt, das in den Grundgips eindringt und ihn auflöst. Der Auslaugungsrückstand besteht meist aus verstütztem, bröckeligem Tonstein mit einzelnen Gipsknollen und Auslaugungsschluff. Besonders charakteristisch sind millimeterdünne Schichten aus hellgrauem oder rötlichem Quarzschluff, dem unlöslichen Rückstand ehemaliger Gipsbänke.

Im Einflussbereich des Talgrundwassers führte die intensive Auslaugung zur Bildung von breiten, oft sumpfigen Subrosionssenken und Talverbreiterungen (Heilbronner Mulde, Ammertal, Neckartal bei Stuttgart-Bad Cannstatt und zwischen Tübingen und Rottenburg). Unter den Talflanken ist dagegen bei geringerer Grundwasserführung oft noch unausgelauter Gips (oder Anhydrit) erhalten. Die früher und örtlich auch heute noch abgebauten Gipslagerstätten von Schwäbisch Hall und Umgebung, Leonberg, Stuttgart-Untertürkheim, Entringen, Kayh, Empfingen und Owingen liegen in dieser topographischen Situation. Im Übergangsbereich zwischen völliger Auslaugung und kompaktem Gips im unteren Hangbereich erreicht die aktuelle Auslaugungstätigkeit und Hohlraumbildung meist ein Maximum (Abb. 38), hier werden daher oft besonders ungünstige

Untergrundverhältnisse (Dolinen, unterschiedlich setzungsfähiger Untergrund, Hohlräume) angetroffen. Gelegentlich kommt es in diesem Bereich zu plötzlichen Einbrüchen solcher Hohlräume, so z. B. in Stuttgart im Gebiet des Katharinenhospitals und der Tarnowitzer Straße (Bad Cannstatt). An einer Straße bei Dauchingen (nördlich Schweningen) warnt ein Verkehrsschild vor Erdrutschen mit dem Hinweis „besondere Vorsicht bei Nacht“. SCHAAF (1925) beschreibt das Versinken eines Ochsespanns beim Einbruch eines 13 m tiefen Erdfalls in der Nähe von Gaildorf. Er erwähnt das typische glockenförmige, sich nach unten erweiternde Profil des Hohlraums.

Diese Form entsteht durch allmähliches Nachbrechen des Deckgebirges über dem ausgelaugten Gips, wobei sich ein natürliches Gewölbe als Dach des Hohlraums bildet.

Karbonatkarst

Die Löslichkeit von Kalk- und Dolomitsteinen wird hauptsächlich durch den Kohlendioxidgehalt des Wassers bestimmt. Bereits in der Atmosphäre nimmt der Regen Kohlendioxid auf. Beim Durchsickern der Humusschicht erhält das Wasser aus der Bodenluft weiteres Kohlendioxid, das aus der Atmung der Bo-

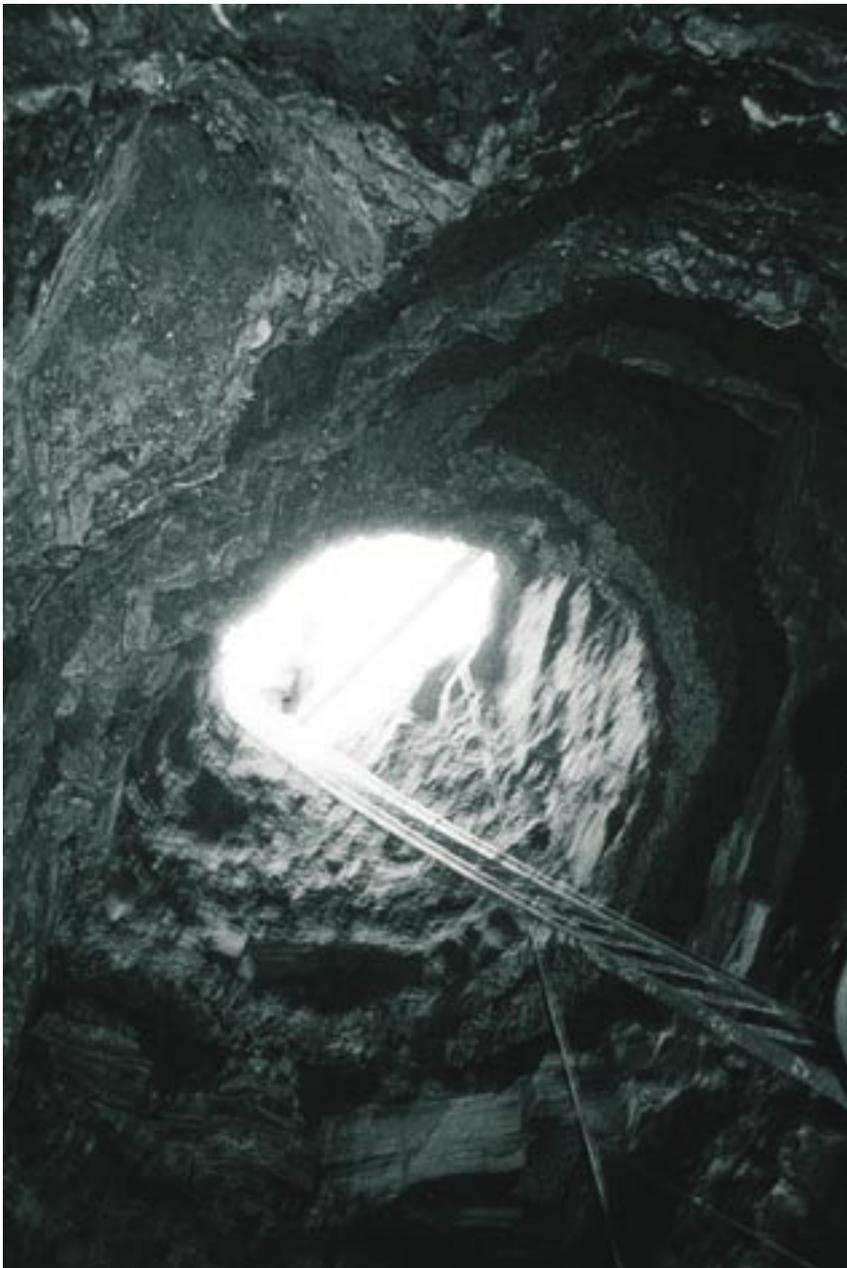


Abb. 36: Auslaugungshohlraum im Grundgips des Gipskeupers in Asperg, Panoramastraße (Foto HOYDEM)



Abb. 37: Schwunddoline im Grundgips des Gipskeupers, Gipsbruch Obersontheim bei Schwäbisch Hall (Foto SIMON)

denlebewesen und dem Abbau organischer Substanz stammt. Kalkangreifendes Kohlendioxid wird auch bei der Mischung von Grundwässern mit unterschiedlichen Kalkgehalten oder verschiedener Temperatur frei (Mischungskorrosion). Wenn der Tonanteil in kalkigen Gesteinen etwa 30 % überschreitet (Impressa-, Lacunosa- und Zementmergel), kommt die Verkarstung wegen der generell schlechten Wasserdurchlässigkeit des Gesteins und vor allem des tonigen Lösungsrückstands weitgehend zum Stillstand.

In baden-württembergischen Karbonatgesteinen bildeten sich nahezu ausschließlich Schwund- und

Lösungsdolinen. Wegen der Standfestigkeit und der geringen Löslichkeit dieser Gesteine sind Einsturzdolinen dagegen selten. Diese Gesteinseigenschaften begünstigten andererseits die Erhaltung der ausgedehnten Höhlensysteme der Schwäbischen Alb.

Der **Untere Muschelkalk** ist im Bauland, Taubergrund und Jagsttal (zwischen Dörzbach und Krautheim) stark verkarstet, wie Dolinen, Trockentäler und Bachschwinden zeigen (SCHÖBER & SIMON 2005). Bei Eberstadt (Neckar-Odenwald-Kreis) wurde bei einer Steinbruchspregung eine Höhle freigelegt, die heute für Besucher zugänglich ist.

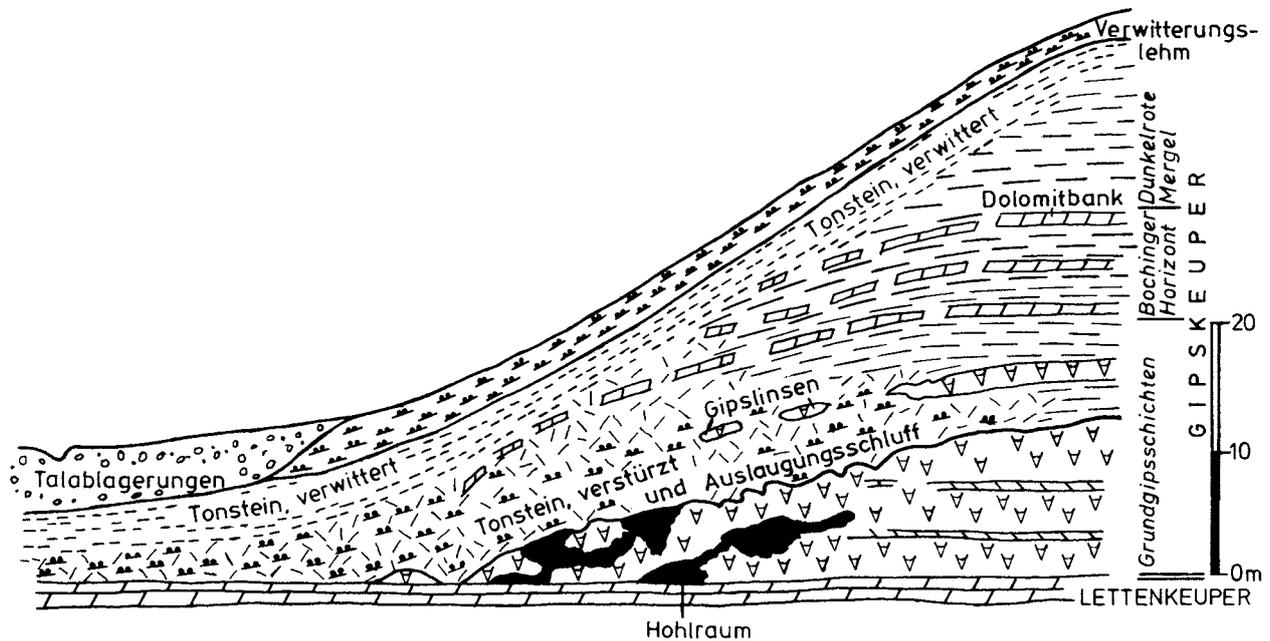


Abb. 38: Schematische Darstellung der Auslaugung eines Gipskeuperhangs (umgezeichnet nach SCHÄLICHE 1972)



Abb. 39: Erdfall im Oberen Muschelkalk mit Nachbruch im Auenlehm des Maubachs, südlich Backnang. Der Bach versickerterte vollständig im Oberen Muschelkalk und wurde deshalb in provisorischen Rohrleitungen über die Versickerungsstelle geführt

Im **Oberen Muschelkalk** häufen sich Dolinen an der Grenze zum Unterkeuper und am Beginn von Trockentälern. In beiden Fällen versickern auf kurzer Strecke verhältnismäßig große Wassermengen im Kalkstein und führen dort zu intensiven Lösungsvorgängen. Die Konzentration des Wasserzuflusses an der Unterkeupergrenze ist geologisch bedingt. Das Wasser sammelt sich auf den gering durchlässigen Tonsteinen des Unterkeupers und sickert beim Erreichen des wasserwegsameren Muschelkalks in die Tiefe. In den Trockentälern begünstigt dagegen die Morphologie die verstärkte Wasserzufuhr zu den Talsenken. Häufig versickern Bäche im Übergangsbereich zwischen Gesteinen des Unterkeupers und Oberen Muschelkalks in Schlucklöchern von Dolinen und kommen talabwärts wieder zum Vorschein. Das bekannteste Beispiel einer Bachschwinde im Oberen Muschelkalk ist die Wutachversickerung oberhalb des Rümmelestegs. Ähnliche Versickerungsstellen liegen im Kochenhardtgraben, etwa 6 km südlich von Herrenberg (s. Fallbeispiel). An Bachläufen und in nur gelegentlich wasserführenden Trockentälern ereignen sich örtlich plötzliche Einbrüche von Lockergestein in Hohlräume des unterlagernden

Kalksteins (Bildung von Schwunddolinen), so z. B. im Maubach südlich Backnang (Abb. 39, Erdfall vom März 2005). Solche Neueinbrüche und auch Nachbrüche im Bereich von bereits bestehenden Dolinen mit Schlucklöchern finden erfahrungsgemäß nur bei starker Wasserführung statt.

Oftmals sind Dolinen an Klüfte (oder Kluftkreuze) und Verwerfungen im Untergrund gebunden. Dies ist vor allem im Trigonodusdolomit des Hauptmuschelkalks der Fall, der besonders ausgeprägt senkrecht geklüftet ist. Auf diesen Klüften, oder auch in Zerrüttungszonen, ist die Wasserdurchlässigkeit im Vergleich zu benachbarten ungestörten Bereichen erhöht. In manchen Fällen sind Dolinen perschnurartig an einer Störung aufgereiht. Auf ähnliche Ursachen ist die Häufung von Dolinen an den Hangschultern tief eingeschnittener Täler zurückzuführen. Dieser Bereich zeigt oft eine besonders starke Zerklüftung infolge der Entlastung und Entspannung des Gebirges an den Talflanken.

Die Dolinen und Karstfelder im württembergischen Muschelkalk wurden von BRÜNNER (1937) in Karten eingetragen.



Abb. 40: Einsturzdoline (Erdfall) im Massenkalk (Oberjura) bei Bühlenhausen, südöstlich Laichingen (Foto UFRECHT)

Entsprechende Karstformen finden sich auf der Albhochfläche. Hier treten Dolinen in den Kalk- und Dolomitsteinen des **Oberjuras** auf (Abb. 40), vor allem an der Grenze zu wenig wasserdurchlässigen Gesteinen (Residualton, vulkanischer Tuff). Massenkalk und Dolomitsteine des Oberjuras sind, da keine Tonlagen den vertikalen Wasserdurchfluss hemmen, meist stärker verkarstet als geschichtete Kalksteine oder gar Mergelsteine. Optimale Voraussetzungen für die Verkarstung sind im „zuckerkörnigen Lochfels“ vorhanden, der zahlreiche bis etwa faustgroße, oft miteinander verbundene Hohlräume besitzt. Eine zusammenfassende Beschreibung und Kartendarstellung der Dolinen im Oberjura wurde von FRIESE (1933) vorgelegt.

Am Südrand der Schwäbischen Alb bildeten sich Dolinen in Kalksteinen der **Unteren** und **Oberen Süßwassermolasse**.

Baugrunduntersuchungen in Karstgebieten

Geologische Übersichts- und Spezialkarten geben erste Hinweise auf verkarstungsfähige Gesteine im Untergrund. Auf topographischen Karten deuten abflusslose Senken und Dolinen („Erdfälle“) auf lösliche Gesteine im Untergrund hin. Auf älteren Karten sind oftmals Dolinen eingetragen, die später verfüllt worden sind und daher auf neueren Karten nicht mehr erscheinen. Verfüllte Dolinen können in vielen Fällen auf Luftbildern und digitalen Geländemodellen erkannt werden. Oftmals liefern Landwirte oder Förster wertvolle Informationen über ehemalige Dolinen.

Der Untergrund im Bereich größerer Bauvorhaben wird bei geringmächtiger Lockergesteinsbedeckung über dem verkarsteten Fels mittels Schürfruben, bei mächtiger Überdeckung mit Kernbohrungen erkundet. Im letztgenannten Fall geben die Aufzeichnungen des Bohrwiderstands, Bohrfortschritts und Spülverlusts Hinweise auf Hohlräume im Untergrund. Eine optische Bohrlocherkundung lässt verkarstete Bereiche erkennen. Nur selten werden geophysikalische Verfahren (Refraktionsseismik, Geoelektrik, Gravimetrie) zur Unterscheidung von kompaktem und durch Lösungsvorgänge entfestigtem Gestein oder zur Ortung großer Hohlräume (Durchschallung) verwendet. Zur Erkundung des Untergrunds im Bereich von geplanten Tunnel- oder Stollenbauwerken eignen sich in der Hohlraumachse angelegte Horizontalbohrungen erheblich besser als senkrechte Bohrungen. Letztere durchfahren in der Regel nur den unverkarsteten Fels außerhalb der sporadisch auftretenden vertikalen, schlot- oder spaltenförmigen

Karsthohlräume und lassen daher das tatsächliche Ausmaß der Verkarstung nicht erkennen.

Bautechnische Maßnahmen in Karstgebieten

Die Verkarstung von **gipsführenden Gesteinen** schreitet wegen der hohen Löslichkeit des Gipses rasch voran. Bachufer im Gips des südlichen Harzvorlands werden örtlich um mehrere Dezimeter im Jahr zurückverlegt. Die Gipslösung findet in Baden-Württemberg meist mehrere Meter oder Dekameter unter der Erdoberfläche statt, weshalb Bauwerke durch Hohlräume im Untergrund oder einbrechende Erdfälle örtlich gefährdet sind. Nach BÜCHNER (mündl. Mitt.) besitzen diese Erdfälle meist Durchmesser zwischen 2 und 5 m. Bereiche mit zahlreichen Erdfällen sollten entweder von der Bebauung ausgenommen oder nur mit Einschränkungen bebaut werden. Setzungsempfindliche, statisch komplizierte oder großflächige Gebäude reagieren bei Bodensenkungen mit erheblichen Bauwerksschäden. Eine sichere, jedoch aufwändige Bauwerksgründung ist die Abtragung der Lasten mit Brunnengründungen oder Pfählen auf den unverkarsteten Untergrund, wenn dieser in bautechnisch akzeptabler Tiefe ansteht. Bei Erdfallgefahr sollten großflächige, möglichst steif ausgebildete Fundamente (bewehrte Fundamentrost oder Platten) verwendet werden, um den statistisch ermittelten wahrscheinlichen Durchmesser der Hohlräume überbrücken zu können. Dies kann z. B. auch durch Verlängerung von Streifenfundamenten (als Teilen eines Gitterrosts) über den Gebäudegrundriss hinaus erreicht werden. Aus wirtschaftlichen Gründen ist, wie bei Rutschungen, oftmals nur eine Teilsicherung (keine Personenschäden!) möglich. Eine Vollsicherung, die auch Gebäudeschäden ausschließt, ist meist nur mit unverhältnismäßig hohem Aufwand zu gewährleisten. Einzelfundamente und Brückengründungen sind bei Einbrüchen besonders gefährdet, in diesen Fällen können Hohlräume unter dem Gründungsniveau durch gezielte Bohrungen erkannt werden. Unter hoch belasteten Fundamenten (z. B. von Brücken) können verrohrte Setzungspegel installiert werden, die bis in den Gips reichen, wobei das Pegelgestänge am unteren Ende durch eine Betonplombe fest mit dem Gips verbunden ist. In Niedersachsen werden Bahnstrecken über aktiven Gipsauslaugungsbereichen mit einem schienenparallelen Laserstrahl überwacht.

Beim Ausheben von Baugruben in Karstgebieten können Hohlräume angetroffen werden. Wenn nur kleine Karstspalten vorhanden sind, plombiert man diese in der Regel mit Beton. Größere Hohlräume werden nach dem Ausräumen von Schluff und

Lehm mit Schotter verfüllt, der zusätzlich mit einem Bindemittel verfestigt werden kann. Unter der Fundamentsohle liegende Hohlräume müssen mit Zementsuspension oder Mörtel verpresst werden, wobei Injektionsdruck und -menge sorgfältig zu dosieren sind, um Baugrundhebungen, Verfüllen von Kanalrohren oder die Beeinflussung von Grundwasserströmen zu vermeiden.

In Gebieten mit verkarstem **Kalkstein** ist dagegen das Erdfallrisiko deutlich geringer. Bauwerksschäden entstehen im Karbonatkarst u. a. durch Mächtigkeitsunterschiede des setzungsfähigen Kalkverwitterungslehms, durch Abtragung von Bauwerklasten auf unterschiedlich tragfähiges Substrat (z. B. Kalkstein neben Lehm) oder Abschwemmung dieses Lehms in den verkarsteten Untergrund (REIFF 1973). Die Lehmsubrosion und die Bildung von sekundären Erdfällen in diesen Schluffen sind in vielen Fällen auf undichte Regenabflussrohre oder Abwasserkanäle sowie auf die unsachgemäße Verfüllung von Arbeitsräumen zurückzuführen. Bei der Überbauung von Dolinen wird oft die Lehmfüllung ausgeräumt und durch Betonplomben oder verdichtungsfähiges Material (Grobkies, Schotter) ersetzt. Oberflächennahe Karsthohlräume können durch Abrammen der Felsoberfläche mit einer schweren Stampfplatte oder Stahlbirne erkannt werden. Dieses Verfahren wurde auf der Sohle des Oberbeckens am Pumpspeicherkwerk Glems (Kreis Reutlingen) durchgeführt, um Hohlräume in den Kalksteinen der Unteren Felsenkalk (Oberjura) zu lokalisieren. Hier war eine möglichst vollständige Erfassung und Verfüllung der Karstspalten und -höhlen erforderlich, um Wasserverluste zu vermeiden (KRAUSE & WEIDENBACH 1969).

Bei Pfahlgründungen müssen die Untersuchungsbohrungen direkt über der Pfahlaufstandsfläche angesetzt und nach DIN 1054 mindestens 4 m unter dieses Niveau abgeteuft werden (DIN-Taschenbuch 1991). Empfehlenswert sind Pfähle mit großem Durchmesser, die befahren werden können und somit eine Begutachtung des Gesteins am Pfahlfuß erlauben.

Fallbeispiel: Katharinenhospital Stuttgart

Im Jahr 1958 wurde in einem Gipskeuper-Gebiet, in dem bis dahin keine Erdfälle bekannt waren, ein Klinikgebäude errichtet (REIFF 1973, STRÖBEL 1973). Nach dem Ausheben der Baugrube brach auf der Sohle ein kopfgroßes Loch ein. Baugrunduntersuchungen an dieser Stelle ergaben einen nach oben spitzbogenförmig gewölbten Hohlraum mit einer Höhe von 5,5 m und einem Durchmesser von maximal 4 m. Unter dem Hohlraum lagen Versturz-

massen aus kleinstückigen Tonsteinbröckchen des Gipskeupers mit einer Mächtigkeit von etwa 10 bis 15 m. Die Schichtenfolge beginnt, ausgehend von der Geländeoberfläche, mit 3 bis 10 m mächtiger Auffüllung sowie Fließerde und Hangschutt. Darunter folgen 10 m Dunkelrote Mergel des Gipskeupers über dem harten Mergelstein des Bochingen-Horizonts. Der Grundgips im Liegenden besteht aus buntem Tonstein und etwa 3 bis 5 m mächtigem verkarstem Gips (ursprünglich betrug die Gipsmächtigkeit 14 m). Zur Baugrundverbesserung wurden die Hohlräume möglichst vollständig verpresst. Nahezu 70 % der etwa 200 zur Baugrundverbesserung abgeteuften Verpressungsbohrungen trafen Hohlräume im Grundgips, örtlich auch im Bochingen-Horizont, an. Zwei Hohlräume mit 5 und 7 m Höhe waren bis in die Dunkelroten Mergel hochgebrochen.

Die Verpressung der Hohlräume mit Hilfe der bereits erwähnten Bohrungen gelang fast vollständig. Allerdings wurden einige alte Drän- und Kanalisationsrohre im dicht bebauten Stadtgebiet unbemerkt angebohrt und verpresst. Die Verpressung hat vermutlich zu einer geringfügigen Auflockerung des Gipskeupers unter der Baugrubensohle geführt, worauf die (gleichmäßigen) Gebäudesetzungen von etwa 3 cm hinweisen. Bei frühzeitiger Kenntnis der Auslaugungsvorgänge im Untergrund wäre es zweckmäßig gewesen, die Verpressarbeiten vor Beginn des Baugrubenaushubs durchzuführen. In diesem Fall hätte die natürliche Auflast über der geplanten Baugrubensohle eine Auflockerung unterhalb dieser Sohle verhindert.

Die intensive Hohlraumbildung im Bereich des Katharinenhospitals wird durch die morphologische und hydrogeologische Situation begünstigt. Die an der Sohle des Stuttgarter Talkessels weitgehend abgeschlossene Gipsauslaugung ist am Hangfuß noch in vollem Gang, vgl. Abb. 38. Sie wird hier zusätzlich durch den Grundwasserstrom aus einem kleinen Seitental verstärkt.

Fallbeispiel: Brückenbauwerk an der Anschlussstelle Rottenburg der Bundesautobahn A 81

Etwa 400 m nordöstlich der Anschlussstelle Rottenburg überquert die BAB A 81 im Grenzbereich Unterkeuper/Trigonodusdolomit eine Kreisstraße auf einer Einfeldbrücke. Bei der Baugrunduntersuchung wurde festgestellt, dass im Bereich des südwestlichen Flügels in einem kleinen Trockental eine trichterförmige Doline mit elliptischem Grundriss (Länge der Achsen 25 und 16 m) liegt. Eine Erkundung des Untergrunds mit Kernbohrungen und Rammsondierungen zeigte,

dass im Bereich der nördlichen Bauwerkshälfte etwa 2 m verwitterter Unterkeuper über meist kompaktem Trigonodusdolomit des Oberen Muschelkalks lagert. Südlich der Autobahnachse wurde unter der Sohle des Trockentälchens 4 bis 12 m mächtiger, steifer oder halbfester Verwitterungslehm über stark zerklüftetem, zerrüttetem und auf Klüften angelöstem Trigonodusdolomit angetroffen. Kompakter, gering geklüfteter und verkarsteter Kalkstein des Oberen Muschelkalks liegt 14 m unter der Sohle des Trockentälchens. Die Doline wurde vom Damm der Autobahn mehrere Meter hoch mit bindigem Erdmaterial überschüttet, wodurch eine weitere zeitweise Wasserzufuhr aus dem Trockentälchen verhindert wird. Die Erosion des Gesteins und die Einschwemmung von Lehm in den Untergrund kamen dadurch zum Stillstand. Durch ein Verschwenken der Südwestflügel der Brücke konnte eine Gründung dieses Bauwerkteils auf der Doline vermieden werden. Unter dem südlichen Bauwerksabschnitt wurde der steifplastische Lehm bis zu einer maximalen Tiefe von 3,7 m unter der Bauwerksohle (6,7 m unter der Geländeoberfläche) ausgehoben und durch verdichteten Kiessand ersetzt. Unterhalb dieses Niveaus ist die Konsistenz des Lehms stets halbfest. Ein keilförmiger Bodenaustausch verhindert starke Setzungsdifferenzen. Durch diese Maßnahmen und eine Beschränkung der mittleren Bodenpressung auf 150 kN/m² unter dem gesamten Bauwerk sind keine bauwerksschädlichen Setzungsdifferenzen aufgetreten.

Fallbeispiel: Staustufe des Neckars bei Hessigheim

In den Jahren 1950 bis 1952 wurde bei Hessigheim im Rahmen der Schiffbarmachung des Neckars eine Staustufe erstellt, durch die der Neckar um 6 m aufgestaut wird. Das Bauwerk besteht aus einer Schleuse am rechten Neckarufer, dem Stauwehr sowie einem Kraftwerk (Grundfläche etwa 20 x 20 m) auf der linken Neckarseite. In den offenbar nur flachen Untersuchungsbohrungen wurde nach SCHULZ (1953) tragfähiger, sandiger Flussschotter (Neckarkies) angetroffen, der mit einer Bodenpressung von 200 kN/m² belastet wurde. Noch während der Bauzeit traten im Jahr 1951 ungleichmäßige Setzungen des Kraftwerks mit Differenzen bis zu 7 cm bei einem Maximalbetrag von 17 cm auf, wobei die Setzungsgeschwindigkeit bis 1 cm in 40 Tagen betrug. Auffallenderweise waren die Setzungen nicht auf das Kraftwerk beschränkt. Einige Höhenmesspunkte in der Umgebung des Bauwerks senkten sich stärker als das Kraftwerk selbst.

Nachträgliche Erkundungsbohrungen trafen unter mehreren Metern Kies teils festen Tonstein des Mittleren Muschelkalks, teils weiche oder steifplastische tonig-schluffige Auslaugungsrückstände, jedoch keine größeren Hohlräume an. Unterhalb einer Tiefe von 15 m u. G. war der feste Tonstein mit Gipslagen durchsetzt, die mit zunehmender Tiefe in massiven Gips übergingen (SCHULZ 1953).

Die Bauwerkssetzungen wurden direkt oder indirekt durch die Subrosion des Gipses im Untergrund und das Einbrechen von Auslaugungshohlräumen verursacht. Die nach der Gipsauflösung verbleibenden Auslaugungsrückstände besitzen eine weiche Konsistenz und sind deshalb stark setzungsfähig. Ferner kann der Auslaugungsschluff durch Grundwasserströme ausgespült oder in Korrosions Hohlräume verdrängt werden. Sanierungsmaßnahmen mussten also mehrere Gesichtspunkte berücksichtigen. Erstes Ziel war die Wiederherstellung der ursprünglichen Lage des Kraftwerks, um die Funktionsfähigkeit der Turbinen zu gewährleisten. Zu diesem Zweck wurde das Kraftwerk, wie von BERNATZIK (1952) vorgeschlagen, allseitig umpundet, durch Einpressen von Zementsuspension zunächst in die horizontale Lage gebracht und dann auf Sollhöhe angehoben. Der Zementverbrauch betrug 900 t (vermutlich etwa ein Drittel für das Verfüllen von Hohlräumen, 500 t zur Verdrängung oder Verdichtung von Auslaugungsschluff und lediglich 100 bis 150 t für die eigentliche Hebung). Mit einer Umpundung sollte der Grundwasserstrom unter dem Kraftwerk unterbunden und damit die Auflösungs- und Ausspülvorgänge verhindert werden. Diesem Zweck diente auch eine zusätzliche, 15 bis 18 m tiefe Spundwand, die parallel zum Wehr durch den Kies und die Auslaugungsrückstände bis in den massiven Gips gerammt wurde. Die weitere Konsolidierung und Setzung des Auslaugungsschluffs und eine sich langsam fortsetzende Gipsauslaugung konnten dadurch allerdings nicht verhindert werden. In den folgenden 3 Jahren betrug die Setzungen gleichmäßig 2,4 cm. Außerhalb des am Kraftwerk installierten Spundwandkastens ging die Subrosion weiter, wie ein im Sommer 1982 an der Flusssohle in 6 m Wassertiefe entdeckter Erdfall mit einem Durchmesser von 8 m zeigte. Die daraufhin durchgeführten zusätzlichen Ausschlussbohrungen durchteuften zwischen 15 und 22 m unter der Flusssohle bis 5 m hohe, örtlich mit Kies oder Auslaugungsschluff verfüllte Hohlräume im Gips. Der überlagernde Auslaugungsschluff war durch Nachsackungen infolge der Gipslösung meist stark aufgelockert. Ferner hatten sich weitere Hohlräume unter dem Bauwerk gebildet. Vor allem die Wehranlage, deren Sohle auf nahezu 80 % der

Fläche keinen Kontakt mit dem Untergrund mehr hatte, war dadurch stark gefährdet. Die Schleusenmittelmauer hatte sich im Zeitraum von 1950 bis 1989 uneinheitlich um bis zu 16 cm gesetzt. Die früheren Sanierungsmaßnahmen waren also nicht ausreichend.

Der endgültige Sanierungsplan wurde von FRANZIUS (1990) entworfen und verwirklicht (Abb. 41). Ein mehrere Meter breiter Dichtungsschleier entlang der tiefen Spundwand oberhalb der Wehranlage

unterbindet den Grundwasserstrom unter dem Bauwerk vollständig. Die Verpressung nahezu aller Hohlräume unter dem Bauwerk gelang mit Hilfe eines dichten Rasters von Bohrungen, weil die Verpressungsbohrungen bis unterhalb der tiefsten in den Untersuchungsbohrungen angetroffenen Hohlräume reichten. Das Injektionsgut wurde sorgfältig an die geologischen Gegebenheiten angepasst. Für enge Klüfte verwendete man eine wasserreiche Zementsuspension, für weite Klüfte eine wasserarme Zementpaste mit Bentonit und für große, durchströmte

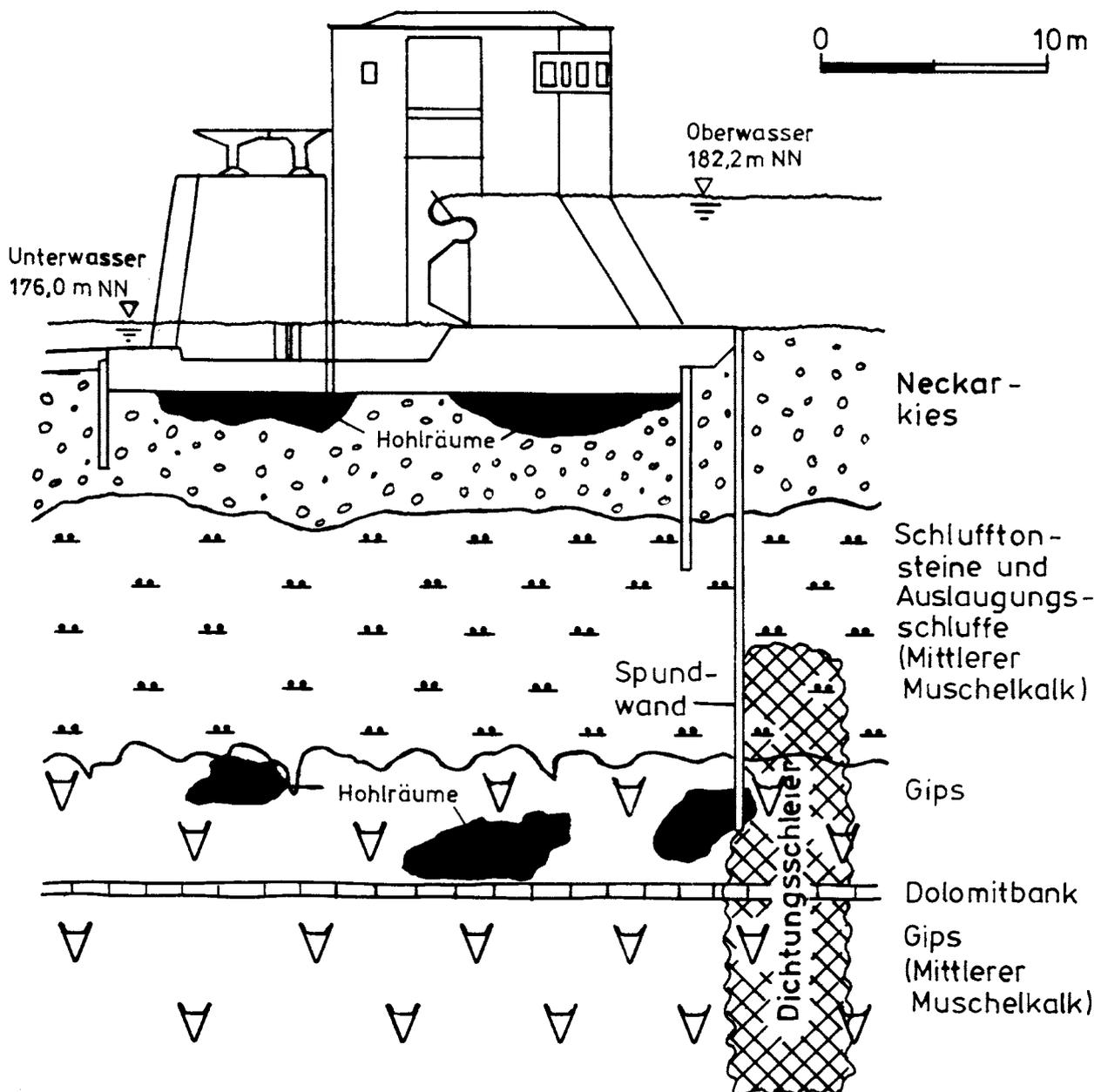


Abb. 41: Sanierungsmaßnahmen unter dem Wehr der Staustufe Hessigheim (nach FRANZIUS 1990)

Hohlräume eine erosionsbeständige Zementpaste mit Stabilisierer. Im Vergleich zum Zementverbrauch der ersten Sanierungsmaßnahme (900 t) lag der Zementverbrauch mit 4 000 t sehr viel höher. Diese Menge hätte ausgereicht, um einen Hohlraum unter der gesamten Grundfläche des Wehres mit einer mittleren Höhe von 1,25 m zu verfüllen. FRANZIUS nimmt auf Grund von Wasserabpressversuchen an, dass die Durchlässigkeit des Untergrunds im Bereich des Dichtungsschleiers um etwa zwei Zehnerpotenzen verringert wurde.

Fallbeispiele: Kochenhartgrabenbrücke und Talbachbrücke der Bundesautobahn A 81

Die BAB A 81 überquert etwa 2 km nordöstlich Hailfingen den zur Ammer führenden Kochenhartgraben mit einer 250 m langen und 27 m hohen Brücke. Der Kochenhartgraben wird von einem kleinen Bach durchflossen, der wenige hundert Meter talabwärts der Brücke vollständig versickert. Die Widerlager und Pfeiler dieses Bauwerks sind im Bereich der Hangschultern und Talflanken flach auf Tonsteine des Unterkeupers und unverkarstete Dolomitsteine des Oberen Muschelkalks (Trigonodusdolomit) gegründet. Im Bereich der Talsohle lagern 5 m Tallehm über stark verkarstem, örtlich zu Schluff zerfallendem Trigonodusdolomit, der mehrere Karsthohlräume mit weichen oder steifplastischen Lehmeinschwemmungen enthält. Die Untergrenze dieses Horizonts liegt etwa 15 m unter der Talsohle. Auch die im Liegenden folgenden Kalksteinbänke des Oberen Muschelkalks sind bis in eine Tiefe von etwa 25 m unter der Erdoberfläche zerklüftet und zerrüttet. In den Bohrkernen waren lehmgefüllte Karsthohlräume zu erkennen. Die Lasten der Talpfeiler der Brücke wurden deshalb mit Bohrpfehlen auf unverkarsteten Kalkstein abgetragen. Beim Abteufen der Pfehle war Meißelarbeit erforderlich.

Noch ungünstigere Untergrundverhältnisse wurden im Bereich der 480 m langen und 60 m hohen Talbachbrücke der BAB A 81 angetroffen, die nördlich von Engen das Talbachtal überquert. An den Talflanken streichen Mergelsteine (Zementmergel, Weißer Jura zeta 2) und Kalksteine (Liegender Bankkalk, Weißer Jura zeta 1) aus. Darunter folgt Massenkalk (Weißer Jura epsilon und delta). Die Talfüllung besteht aus 5 m oberem Talkies, 5 bis 7 m Beckensediment (Beckenton) mit Steifeziffern zwischen 10 und 15 MN/m² sowie 14 bis 17 m unterem Talkies (Abb. 42). Das nordwestliche Brückenwiderlager und die Hangpfeiler sind flach gegründet. Die Lasten des südöstlichen Widerlagers werden unterhalb einer 9 m hohen Vorschüttung mit Pfählen auf Mergelstein (Zementmergel) abgetragen. Es war geplant, auch die beiden Talpfeiler der Achsen 4 und 5 mit 25 bis 28 m langen Großbohrpfählen (Durchmesser 150 cm, Spitzendruck 3,2 MN/m²) auf Massenkalk zu gründen, da bei einer Flachgründung Setzungen des Beckentons zwischen 4 und 7 cm erwartet wurden. Die Tiefgründung des Pfeilers in Achse 4 verlief planmäßig. Beim Abteufen der Pfehle in Achse 5 wurde im Bereich der Pfahlaufstandsfläche eine etwa 20 m breite Kluffzone mit steil einfallenden, durch Verkarstung erweiterten, lehmgefüllten Klüften angetroffen. Diese Karstspalten reichen bis fast 40 m unter die Talsohle, also 12 m unter die ursprünglich vorgesehene Pfahlfußebene. Im Bereich dieser Karstzone war eine Verlängerung der Pfehle erforderlich, wobei die Pfahldurchmesser hier auf 90 cm reduziert wurden, da der Auftragnehmer bei Bohrtiefen von 40 m keine Pfehle mit Durchmessern von 150 cm herstellen konnte. Trotz intensiver Baugrunderkundung mit Bohrungen und Schürfgruben wurden die verkarsteten Kluffzonen nicht erfasst, weil die Karstschlotten relativ schmal sind und nahezu senkrecht verlaufen (KOBLE & SCHREINER 1975).

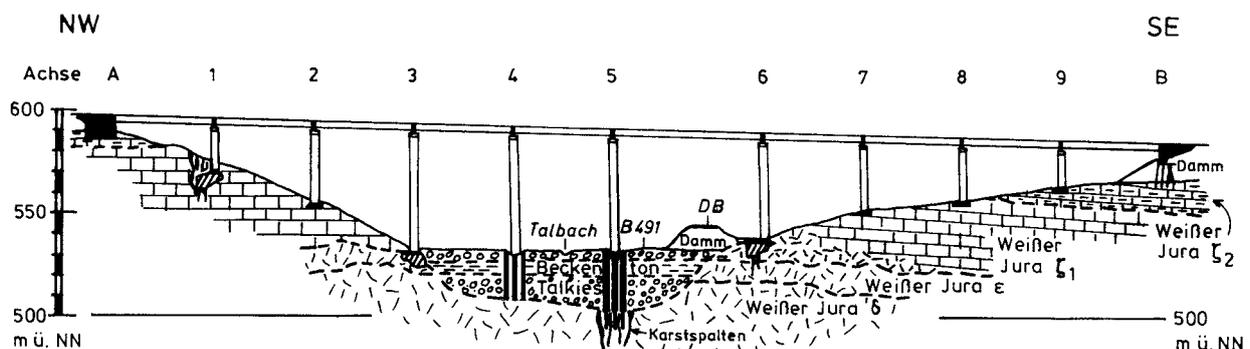


Abb. 42: Geologischer Längsschnitt im Bereich der Talbachbrücke der Bundesautobahn A 81 nordöstlich Engen (umgezeichnet nach KOBLE & SCHREINER 1975)

Fallbeispiele: Ebnat bei Aalen

REIFF (1973) beschreibt zwei charakteristische Beispiele von Bauschäden auf verkarstem Massenkalk des Oberjuras. Die Gemeinde Ebnat liegt in einer ausgedehnten Karstwanne, in der zahlreiche Schwunddolinen vorhanden sind. Die im Normalfall einige Meter mächtige Lehmdecke über dem Kalkstein nimmt im Dolinenbereich auf 20 bis 25 m zu. Der erosionsempfindliche Lehm wird durch fließendes Wasser leicht fortgespült. Ein Schacht, der zum Versickern von Abwasser in einer Tiefe von wenigen Metern in der Doline „Hexenloch“ gegründet wurde, kippte durch Abschwemmung der lehmigen Dolinenfüllung in den verkarsteten Kalksteinuntergrund. Beim Neubau des Schachts wurde dieser deshalb 24 m u. G. unterhalb der Dolinenfüllung auf zerklüftetem Kalkstein gegründet.

Auf ähnliche Ursachen ist ein weiterer Schadensfall in Ebnat zurückzuführen, bei dem sich ein Hausanbau absenkte. Der Lehm Boden im Untergrund, gleichfalls eine Dolinenfüllung, wurde durch Wasserzuflüsse aus einem defekten Regenabflussrohr in den klüftigen Kalkstein geschwemmt.

6.5 Eislinnenbildung in bindigen Lockergesteinen

Autofahrern sind die Eislinnen als „Frostaufbrüche“ bekannt. Sie bilden sich auf Straßen mit ungenügendem Schotterunterbau über bindigen Lockergesteinen wie Lehm, Löss, Beckensediment oder feinkörnigem Moränensediment. Diese Ablagerungen sind „nicht frostsicher“, weil in ihnen das Grundwasser kapillar mehr als 2 m über den Grundwasserspiegel hochsteigen kann. Wenn dieses Wasser unter der Straßendecke gefriert, bilden sich Eislinnen, die ihr Volumen bei weiterer Wasserzufuhr von unten vergrößern. Die Straßendecke wird durch die wachsenden Eiskristalle angehoben und bei der Aufwölbung oder beim Abschmelzen der Eislinne meist zerbrochen.

Ähnliche Hebungen führen unter Rohbauten oder flach gegründeten, unbeheizten Gebäudeteilen (z. B. Garagen) zu Bauwerksschäden. Die örtlichen Bauvorschriften geben daher Mindestgründungstiefen an, die der Eindringtiefe des Frostes in den Boden entsprechen (in unserem Klimabereich 1,0 bis 1,2 m u. G.).

6.6 Schrumpfen und Quellen von bindigen Lockergesteinen

Tonig-schluffige Böden verändern ihr Volumen in Abhängigkeit vom natürlichen Wassergehalt. In heißen

Sommern trocknen die oberflächennahen Bodenhorizonte örtlich bis zu einer Tiefe von 1,5 m u. G. (an steilen Südhängen bis etwa 2 m u. G.) aus. Die Austrocknung wird im Wurzelbereich von schnell wachsenden und stark wasserverdunstenden Bäumen (z. B. Pappeln, Weiden, Birken, Kastanien, Walnussbäumen) noch erheblich verstärkt und reicht wesentlich tiefer. Dieser Wasserentzug hat Volumenverluste zur Folge, die bei überwiegend schluffigen Böden wie Löss, Lösslehm oder Beckensediment etwa 5 %, bei Residualton etwa 15 bis über 20 % betragen. An der Erdoberfläche zeigen sich Trockenrisse, die mehr als 3 m tief in den Boden reichen können.

Die Austrocknung ist bei nachfolgender Durchfeuchtung reversibel, der tonige Boden quillt. Reine Tone quellen besonders stark; bei sandigen Tonen füllen dagegen die quellenden Tonpartikel den Porenraum zwischen den Sandkörnchen, deshalb findet hier nahezu keine Volumenvergrößerung des Bodens statt.

Diese Vorgänge werden durch die besonderen physikalischen Eigenschaften der Tonminerale verursacht. Tonminerale besitzen wegen ihrer Plättchenform eine große innere Oberfläche, an die Wasser angelagert werden kann. Dieses Adhäsionswasser bildet einen Wasserfilm auf den Tonplättchen, dessen Dicke bei zunehmender Wasserzufuhr wächst, wobei sich der Abstand zwischen den Tonplättchen vergrößert.

Bauschäden durch Schrumpfen und Quellen können durch eine Gründungstiefe von mehr als 1,5 m in tonigen Böden sowie einen ausreichenden Pflanzabstand (ca. 15 m) von stark wasserverdunstenden Bäumen vermieden werden. Bei Hangbebauungen ist auf ein einheitliches Gründungssubstrat unter den bergseitigen und talseitigen Fundamenten zu achten. Baugruben sollten im Sommer – vor allem an Südhängen – nicht lange offen bleiben, da bindiger Boden stark austrocknen und nach der Überbauung wieder quellen kann, wobei in manchen Fällen die Fußböden von Neubauten hochgedrückt werden.

6.7 Hebungen durch Quellen von Tonsteinen

Die physikalischen und chemischen Prozesse bei der Verwitterung von Tonsteinen (elastische und plastische Verformungen, Zunahme des Wassergehalts, Entfestigung, Oxidation) beschreibt EINSELE (1983). Vor allem bei der Planung von Untertagebauwerken ist die Quellfähigkeit der Tonsteine zu berücksichtigen.

gen. Hauptursache des Quellvorgangs ist die Wasseraufnahme der Tonminerale. Bei Kaolinit, Chlorit und auch bei einigen Illiten sind die einzelnen Lagen dieser Schichtsilikate so fest verbunden, dass eine innerkristalline Wasseraufnahme unterbleibt. Andere Tonminerale, der Corrensit, Vermikulit und die Smektitte, zu denen der Montmorillonit gehört, quellen durch Wassereinbau in die Zwischenräume der schichtenförmigen Kristallgitter (Hydratisierung), wobei eine Volumenvermehrung von 10 bis 15 % erfolgt. Die Wasseraufnahmefähigkeit der Tonminerale ist uneinheitlich: ZARUBA & MENCL (1961) geben für Kaolinit, der Wasser nur an den Oberflächen der Tonplättchen anlagern kann (Adsorption), eine Gewichtszunahme von 60 %, für den auch innerkristallin quellfähigen Montmorillonit jedoch von 200 bis 600 % an. Bei ingenieurgeologischen Vorerkundungen für den Bau von Tunneln in Ton- und Mergelsteinen müssen daher Gesteinsproben aus den Untersuchungsbohrungen mineralogisch untersucht werden, um den Anteil an quellfähigen Tonmineralen zu ermitteln. Die im Gegensatz zu geologisch älteren, überkonsolidierten Tonsteinen geringere diagenetische Verfestigung der Tonmergelsteine des Tertiärs erleichtert sowohl die innerkristalline Wasseraufnahme als auch die Wasseradsorption. STEINEGGER (1960) nennt Beispiele für Sohlhebungen in der Oberen Süßwassermolasse der Nordschweiz.

Fallbeispiel: Pfändertunnel bei Bregenz

Das interessante Beispiel des Pfändertunnels liegt zwar außerhalb Baden-Württembergs, wird aber hier beschrieben, weil die dortigen Tertiärgesteine auch in Baden-Württemberg auftreten. Die österreichische Autobahn N 14 unterquert den Pfänderstock mit einem 6,7 km langen, im Jahr 1980 fertiggestellten Tunnel. Der südliche Tunnelabschnitt wurde in einer Wechselfolge von Sandsteinen und Konglomeraten der Oberen Meeresmolasse aufgeföhren. Im nördlichen Teil (km 5,2 bis 6,5) führt die Tunnelröhre durch Mergelstein und Mergelsandstein der Oberen Süßwassermolasse. Diese besitzen Montmorillonitgehalte zwischen 15 und 25 % und sind daher quellfähig. Bei km 5,6 verstärkt sich die Quellneigung in senkrechten Klüftzonen mit erhöhter Wasserdurchlässigkeit (CZURDA & GINTHER 1983). Die Zunahme der quellfähigen Tonminerale und die erhöhte Wasserzufuhr verursachen Quelldrücke, die in Laborversuchen bis über 1,5 MN/m² erreichen. Im Tunnel wurden im Bereich der Oberen Süßwassermolasse Sohlhebungen bis 30 cm gemessen und örtlich Verbrüche an der Firste festgestellt. Diese Quellerscheinungen fanden sowohl während des

Vollausbruchs als auch nach der Sicherung mit Ankern und Spritzbeton statt.

Durch eine Anpassung des Tunnelvortriebs und -ausbaus an die geologischen Gegebenheiten können Schäden an Untertagebauwerken weitgehend vermieden werden. Zu diesen Maßnahmen gehört auch ein gebirgsschonendes Aufföhren des Tunnels, wodurch Zerklüftungen und Auflockerungen des Gesteins in der Tunnelwandung sowie die dadurch begünstigte Wasserzufuhr in diesem Bereich verringert werden.

6.8 Hebungen durch Mineralumwandlungen in anhydrit- und pyritführenden Gesteinen

Umwandlung von Anhydrit in Gips

Bei Tunnelbauwerken sowie in tiefen Straßeneinschnitten in sulfathaltigem Gestein des Gipskeupers traten Sohlhebungen von mehreren Metern (!) auf, die das Ausmaß der Tonsteinquellung weit übertrafen. Die Hebungen wurden überwiegend durch die Umwandlung des wasserfreien Calciumsulfats Anhydrit (CaSO₄) in das Mineral Gips (CaSO₄ · 2H₂O) verursacht. Diese Mineralumwandlung findet in Gebieten mit geologisch junger Erosion in Tiefen um 10 m u. G., unter alten Landoberflächen jedoch in Tiefen um 50 m u. G. statt (KRAUSE 1988). Diese Bereiche werden von Baugruben meist nicht erreicht. Die Umwandlung hat theoretisch eine Volumenzunahme von etwa 60 % zur Folge. Meist sind mit dem Anhydrit quellfähige Tonminerale vergesellschaftet, die ihr Volumen bei Wasseraufnahme gleichfalls vergrößern (s. o.). Hebungen und Auflockerungen des Untergrunds finden vor allem in dünn-schichtigen Wechselfolgen von Anhydrit und Tonstein statt, wobei die Gipsneubildung nicht nur im Bereich des Anhydrits, sondern auch auf Schichtflächen und Klüften der benachbarten Tonsteine erfolgt (WICHTER 1989). Hier bilden sich ausgedehnte Kristallrasen. Die ursprünglich engen Spalten werden durch Kristallisationsdruck erweitert, wobei örtlich Volumenvermehrungen auftreten, die das theoretische Maß der Volumenzunahme aus der Umwandlung von Anhydrit in Gips einschließlich der Tonsteinquellung weit übertreffen.

Fallbeispiel: Wagenburgtunnel

Die Sanierung von Sohlhebungen in mehreren baden-württembergischen Gipskeupertunneln erforderte einen hohen technischen und finanziellen Aufwand. Ursachen und zeitlicher Ablauf dieser He-



bungen wurden deshalb in der Südröhre und im Versuchsstollen der Nordröhre des Wagenburgtunnels in Stuttgart mit einem umfangreichen Forschungsprogramm erkundet, dessen Untersuchungsergebnisse REIFF & WURM (1971), HENKE et al. (1975), KRAUSE (1977), HENKE et al. (1979) sowie WICHTER (1989) veröffentlichten.

Der Wagenburgtunnel verläuft im Niveau der Unteren Bunten Estheriensichten und des Mittleren Gipshorizonts der Gipskeuper-Formation; die Obergrenze des unausgelaugten Gipses („Gipsspiegel“) liegt 30 bis 60 m unter Gelände. Die Sohlhebungen beschränken sich auf die berginneren 200 m des insgesamt 824 m langen Tunnels, hier ist das Calciumsulfat teils als Anhydrit erhalten, teils in Gips umgewandelt. Im Jahr 1942 wurde der Sohlstollen der Nordröhre in Form eines Hufeisenprofils ohne Sohlausbau als Pilotstollen fertiggestellt. Dieser Stollen diente als Versuchsstollen und wurde nicht in Betrieb genommen. Nach 27 Jahren erreichten die Sohlhebungsbeträge maximal 103 cm, der Tunnelscheitel hob sich um bis 30 cm. Eine Bohrung unter die Tunnelsohle ließ darauf schließen, dass die Gebirgsauflockerung bis 4,3 m unter die Sohle reicht. Die für die Hebungen erforderliche Wasserzufuhr erfolgte ausschließlich über die Luft, die den Tunnel durchströmte und aus der offenbar bei bestimmten Wetterlagen Wasser kondensierte. Ein 1971 hergestellter unbewässerter und unbelüfteter Versuchsquerschlag zeigte keine Hebungen, lediglich oberflächennahe Entspannungserscheinungen des Gesteins. Ein weiterer Querschlag wurde bewässert, hier setzten bereits nach zwei Monaten deutliche Gesteinsauflockerungen in der Sohle und Hebungsbeträge bis 3 mm pro Tag ein. Die Hebungsbeträge haben hier in 6 Jahren 60 cm erreicht.

Die Fahrbahn der Südröhre hob sich im Zeitraum zwischen 1957 und 1974 um maximal 19 cm. Da der Tunnel eine sehr steife Auskleidung besitzt, wird die gesamte Tunnelröhre einschließlich ihrer maximal 50 m hohen Überlagerung durch die Quellvorgänge unter ihrer Sohle angehoben. Bei im Labor ermittelten Quelldrücken von 3 bis 4 MN/m² wäre eine Überlagerung von 150 m erforderlich, um Hebungen von Tunnelröhren in anhydritführendem Gestein zu verhindern. Die hohen Drücke unter der starren Tunnelsohle der Südröhre vermindern die Durchlässigkeit des Gesteins, so dass die Wasserzufuhr gering bleibt und die Hebungen langsam vor sich gehen. Die Tunnelnutzung wird daher kaum beeinträchtigt. Lediglich am Übergang zu den Tunnelstrecken im ausgelaugten Gebirge, die nicht angehoben werden, treten Zwänge auf, die durch geeignete konstruktive

Ausführung der Tunnelsegmente minimiert werden können (WICHTER 1989).

Fallbeispiel: Engelberg-Basistunnel der Bundesautobahn A 81 Stuttgart–Heilbronn

Bei diesem im Jahr 1999 fertiggestellten Tunnelbauwerk nahe Leonberg, dessen beide Röhren Ausbruchsquerschnitte von über 260 m² besitzen, traten unerwartet kräftige Sohlhebungen in den anhydritführenden Dunkelroten Mergeln auf. Um die täglichen Hebungen von über 3 mm zu kompensieren, wurden zwischen dem Fels und der Innenschale Knautschzonen aus Blähton eingebaut.

Fallbeispiel: Bundesautobahn A 81 Stuttgart–Singen

Ähnlich rasch ist der Hebungsverlauf an der Sohle von Straßeneinschnitten in anhydritführendem Gebirge. Zwei bis 17,5 m tiefe Einschnitte der BAB A 81 erreichen bei der Anschlussstelle Oberndorf den Grundgips der Gipskeuper-Formation. Unmittelbar nach dem Ausheben der Straßeneinschnitte wurden im Winter 1976/77 maximale Hebungsgeschwindigkeiten von 10 bis 15 cm im Monat gemessen, etwa ein Jahr später lag der höchste Hebungsbetrag bei 6 cm im Monat (KLEINERT & EINSELE 1978), nach 20 Jahren hob sich die Fahrbahn monatlich nur noch um wenige Millimeter. Ähnliche Fahrbahnhebungen mit allerdings wesentlich geringeren Hebungsbeträgen ereigneten sich an der 1977 neu gebauten Bundesstraße B 28 bei Gültstein und Kayh.

Unter beiden Fernstraßen wurde der anhydritführende Gipskeuper bis einen Meter unter das Fahrbahnniveau ausgehoben und durch verdichtetes Frostschutzmaterial ersetzt, um Hebungsdifferenzen teilweise auszugleichen. Nach der Bildung stärkerer Fahrbahnunebenheiten wurden die Fahrbahndecken abgetragen und das Ausgleichspolster aus Frostschutzmaterial eingeebnet.

Neubildung von Sulfaten durch Oxidation von Pyrit

Bei der Überbauung von unverwittertem pyritführendem Gestein treten vor allem in der Posidonienschiefer-Formation oft Hebungen auf (TIETZE 1981, ZIMMERMANN 1981, LINK 1988). In sauerstoffführendem Grundwasser wird Pyrit oxidiert, wobei wasserlösliche Sulfate entstehen, meist Gips, untergeordnet auch Melantherit (FeSO₄ · 7 H₂O). Das sulfathaltige Grundwasser verdunstet im Kapillar-

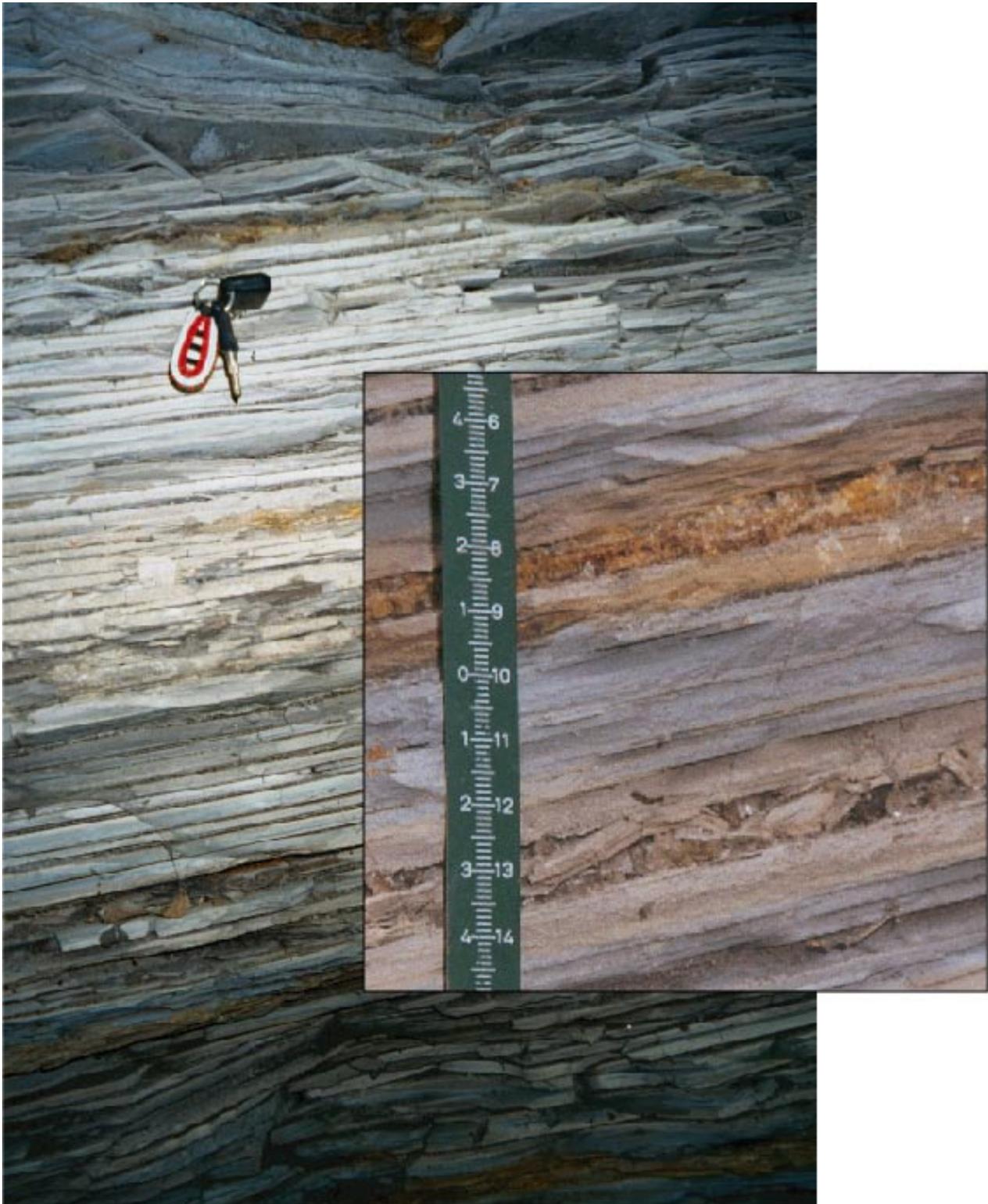


Abb. 43: Bildung von 0,5 bis 3 mm starken Gipskristallrasen auf Schichtflächen des Posidonienschiefers bei Dotternhausen. Der Kristallisationsdruck der Gipskristalle führte zur Bildung von Schichtfugen auf den ursprünglich dicht aufeinanderliegenden Schichtflächen (Foto RUCH)

saum über der Grundwasseroberfläche, wobei diese Minerale auskristallisieren. Die Sulfatkristalle bilden sich bevorzugt in den engständigen Schichtfugen, wodurch diese Fugen auseinander gedrückt werden und der Schichtverband aufblättert (Abb. 43). Dieser Vorgang kann Hebungen von mehreren Dezimetern verursachen. Kristallneubildungen finden vor allem dort statt, wo das verdunstende sulfathaltige Grundwasser ständig durch kapillare Wassernachführung ersetzt wird. Diese Voraussetzungen sind unter den Fußböden beheizter Untergeschosse (z. B. unter Heizungsanlagen) und unter Hallenfußböden (Abb. 44) gegeben. Es wurden jedoch auch Hebungen von unbeheizten Gebäudeteilen bekannt. Die meisten Schadensfälle ereigneten sich im Ausstrichbereich des Posidonienschiefers, in Einzelfällen waren auch Bauwerke betroffen, die auf Arietenkalk, Obtususton, Amaltheenton sowie auf Opalinuston stehen. Im Arietenkalk traten Hebungen nur in den pyrit- und bitumenführenden Gesteinen der „Ölschieferfazies“ zwischen Stuttgart und Balingen auf. Offenbar begünstigt der Bitumengehalt dieser Gesteine das schichtparallele Aufblättern des Gesteinsverbands, weil die Tonsteine im Verwitterungsbereich nicht

plastisch werden, sondern als starre Plättchen erhalten bleiben.

Nach den bisherigen Erfahrungen können Hebungen durch eine Abtragung relativ hoher Bauwerklasten (über 300 kN/m²) auf den Untergrund vermieden werden. Unter den Fundamenten werden diese Bodenpressungen meist erreicht, nicht jedoch unter erdberührenden Fußböden. Letztere sollten daher als freitragende Decken ausgebildet werden, unter denen durch Mehraushub ein Hohlraum geschaffen werden kann, der den sich aufwölbenden Tonstein aufnimmt, ohne dass Schäden am Bauwerk entstehen. Bei geringer Mächtigkeit des pyritführenden Tonsteins unter der Baugrubensohle kann auch ein vollständiger Austausch des quellfähigen Gesteins erwogen werden. VEES (1987) schlägt vor, eine Folie als Verdunstungssperre unter dem Fußboden einzubauen und darunter eine bewässerte Kiesfilterschicht anzuordnen. Durch die Dampfsperre und Wasserzufuhr wird nach den Erfahrungen von VEES die Verdunstung von sulfatführendem Grundwasser und damit die Bildung von Gips- und Melanteritkristallen auf den Schichtfugen verhindert.



Abb. 44: Deformation des Fußbodens einer Halle im Zollernalbkreis durch Hebung im Posidonienschiefer (Foto RUCH)



Fallbeispiel: Gründung der Pädagogischen Hochschule Reutlingen

In den Jahren 1960–1974 wurde die Pädagogische Hochschule Reutlingen-Hohbuch in Etappen gebaut. Der Untergrund besteht aus etwa 10 m mächtigen schieferartigen Tonsteinen der Posidonienschiefer-Formation. TIETZE (1981) beschreibt die Bauschäden, die am Hauptgebäude im Jahr 1967 einsetzten und bis zum Jahr 1977 ständig zunahmen. Die 20 cm dicke, unmittelbar auf Posidonienschiefer liegende Bodenplatte war in mehreren Räumen aufgewölbt und gerissen. Zu den mit etwa 600 kN/m² belasteten Hauptstützen fiel der Fußboden deutlich ab. Die größten Hebungsbeträge wurden mit 8 bis 10 cm längs eines im Boden der Vorhalle laufenden Fernheizungskanals gemessen. Ein neben dem Kanal stehender, gering belasteter Pfeiler wurde einschließlich der aufliegenden Decke des Erdgeschosses angehoben, wodurch in dieser Decke klaffende Risse

entstanden. Auch die Bodenplatte der gleichfalls im Jahr 1961 fertiggestellten, nicht unterkellerten Aula war aufgewölbt und gerissen. Hier wurde eine Verstärkung der Hebungen nach dem Einbau von tiefen Drängräben im höheren Hangbereich festgestellt, der eine zusätzliche Entwässerung des Untergrunds der Aula zur Folge hatte.

Im Jahr 1971 wurde ein weiterer Bauteil der Pädagogischen Hochschule errichtet. Um die von den älteren Gebäuden bereits bekannten Hebungsschäden zu vermeiden, legte man auf die Baugrubensohle eine Ausgleichsschicht aus Sand und betonierte die Bodenplatte auf dem Sandpolster. Trotz dieser Maßnahme traten schon drei Jahre nach Bauende an mehreren Stellen geringfügige Aufwölbungen der Bodenplatte auf. Eine Bewässerung dieser Ausgleichsschicht hätte in Verbindung mit konstruktiven Maßnahmen die Baugrundhebungen wahrscheinlich verhindert.