

# Nachweis von Stauanlagen nach E-DIN 19700 mit ANSYS

Dr.-Ing. Johannes Will, DYNARDO/CAD-FEM, Weimar

Dr.-Ing. Uwe Müller; Landestalsperrerverwaltung des Freistaates Sachsen, Pirna

## Summary

Auf der Grundlage des Entwurfes der E-DIN 19700 müssen die Standsicherheitsnachweise für bestehende Staumauern und Staudämme auf den Prüfstand gestellt und teilweise neu geführt werden. In Zukunft werden die Nachweise bestehender oder geplanter Stauanlagen unter Berücksichtigung mechanisch-thermisch-hydraulischer Bauwerk-Gründungs Wechselwirkungen mit numerischen Berechnungsprogrammen geführt werden. Typisch für die Ausgangssituation vieler bestehender Bauwerke in Deutschland ist, dass die heute erforderlichen Nachweise mit den bisher verwendeten vereinfachten Methoden nicht zu erbringen sind. Um die geforderten Sicherheitsbeiwerte nachweisen zu können, müssen vorhandene Lastreserven bestehender Bauwerke erschlossen werden. Am Beispiel der Talsperre Lehmühle soll die Leistungsfähigkeit des Programmsystems ANSYS für die Nachweisführung nach E-DIN 19700 untersucht werden.

## Keywords

Talsperren, E-DIN 19700, Tragfähigkeit, Gebrauchstauglichkeit, Dauerhaftigkeit, elasto-plastisches Materialverhalten, Erdbebenberechnungen, stationäre Strömungsberechnungen, instationäre Temperaturfeldberechnungen

## 0. Einleitung

Mit dem Entwurf der E-DIN 19700 werden für bestehende Staumauern und Staudämme teilweise neue Nachweise erforderlich. In Zukunft werden Nachweise bestehender oder geplanter Bauwerke mit hohen Sicherheitsanforderungen nur unter Verwendung geeigneter leistungsfähiger numerischer Berechnungsprogramme geführt werden können. Vor allem die geforderten Nachweise gegenüber Belastungen aus der Durchströmung sowie aus Erdbeben lassen sich mit üblichen vereinfachten Nachweisverfahren oft nicht erfolgreich führen.

Das zugrundeliegende Sicherheitskonzept sieht vor, einen ausreichenden Sicherheitsabstand der Widerstände des Bauwerkes gegenüber möglicher Belastungen im Lebenszeitraum nachzuweisen. Bei sicherheitsrelevanten Bauwerken, wie Talsperren werden dabei extrem geringe Versagenswahrscheinlichkeiten (von  $10^{-6}$ ) angestrebt. Deshalb verlangen Normen hohe Sicherheitsabstände und gehen von extremen Belastungen aus.

Neben der Bemessung von Neubauten müssen auch für bestehende Bauwerke die Nachweise zur Tragsicherheit, Gebrauchstauglichkeit und Dauerhaftigkeit regelmäßig überprüft und gegebenenfalls neu geführt werden. Allein in Sachsen sind davon über 100 Stauanlagen betroffen. Typisch für die Ausgangssituation vieler historischer Bauwerke ist, dass die gestiegenen Sicherheitsabstände mit den bisher verwendeten vereinfachten Nachweismethoden nicht mehr zu erbringen sind. Eine Ursache dafür ist, dass in vereinfachten Nachweismethoden die Widerstände von Bauwerken **konservativ**, das heißt oft geringer als tatsächlich vorhanden, abgeschätzt werden müssen. Hohe Sicherheitsreserven auf allen Seiten führen allerdings dazu, dass viele seit langer Zeit vorhandene Bauwerke nicht mehr mit den geforderten Sicherheitsabständen nachzuweisen sind. Sind deshalb kostspielige Sanierungen zur Ertüchtigung notwendig und unausweichlich?

Mit Hilfe moderner Berechnungsverfahren können Belastungen und Widerstände realistischer erfasst werden. Damit ergibt sich die Möglichkeit, vorhandene Tragreserven zu erschließen und gegebene Sicherheitsabstände realistischer zu berechnen. Nachrechnungen zeigen, dass insbesondere 3-dimensionale Modellierung, realitätsnahe Lastermittlung und realitätsnahe Materialmodelle zum Teil erhebliche Lastreserven erschließen oder das vereinfachte Nachweisverfahren das Tragverhalten unrealistisch abbilden [7]. Eine verantwortungsbewusste Arbeitsweise verlangt, dass bei der Erschließung von Tragreserven immer die Konservativität aller Annahmen gewahrt bleibt. Insbesondere muss gewährleistet sein, dass mit den Idealisierungen der numerischen Berechnungsmethoden Widerstände nicht überschätzt und Lasten nicht unterschätzt werden. Jederzeit muss der Berechnungsingenieur die intellektuelle Kontrolle über das Berechnungsmodell nachweisen und die Berechnungsergebnisse verifizieren können. Anderenfalls läuft er Gefahr, oft zitierte „bunte Bilder“ zu produzieren. Daraus ergeben sich hohe Anforderungen an numerische Berechnungsprogramme [8]. Die Berechnungsprogramme sollten:

- eine hohe Qualitätssicherung, einen hohen Grad an Verifizierung haben
- eine ausreichend gute Bibliothek geeigneter nichtlinearer Materialmodelle besitzen
- keine Einschränkungen in der Modellierung der Geometrie, volle 3D-Funktionalität haben
- Strömungs- und Temperaturfeldberechnungen ermöglichen
- nichtlineare Tragfähigkeitsnachweise erlauben
- sowie Erdbebenberechnungen im Spektral- und Zeitbereich ermöglichen.

Am Beispiel der Talsperre Lehmühle soll die Leistungsfähigkeit des Programmsystems ANSYS für die Nachweisführung untersucht werden.

## 1. Standsicherheitsnachweis der Talsperre Lehmühle nach E-DIN 19700

Die Talsperre Lehmühle ist eine Gewichtsstaumauer aus Bruchstein und wurde von 1926 bis 1931 im Osterzgebirge (Sachsen) errichtet. Die Staumauer ist 50,6 m hoch und besitzt eine Kronenlänge von 418 m. Die Talsperre dient gemeinsam mit der Talsperre Klingenberg dem Hochwasserschutz und der Trinkwasserbereitstellung für die Unterlieger der Wilden Weißeritz und die Landeshauptstadt Dresden. Von 1975 bis Anfang der 90-er Jahre sind etappenweise Sanierungsarbeiten durchgeführt worden. Das extreme Hochwasserereignis vom August 2002 hat die TS Lehmühle völlig schadlos überstanden.



Abb. 1 Luftbild der Talsperre Lehmühle

### 1.1 Modellierung

Die Talsperre Lehmühle besitzt eine gerade Mauerachse, im Untergrund wird von isotropen Baugrundverhalten ausgegangen. Deshalb wird die Staumauer im 2 ½-D Modell (ebener Verformungszustand, räumlicher Spannungszustand) in ungünstigen Schnitten nachgewiesen. Abb. 2 zeigt die Modellierung der Staumauer im Messprofil 5.

Alle für die Standsicherheitsbetrachtungen wichtigen Bestandteile der Talsperre (Bruchsteinmauer, Verblendmauerwerk, Baugrube, Drainage, Gründung) wurden modelliert.

Der Untergrund der Staumauer wurde in ausreichend großer Erstreckung modelliert und für alle durchgeführten Berechnungen (nichtlineare statische Berechnung, Temperaturberechnung, Sickerströmungsberechnung, Modalanalyse, transiente Analyse) werden geeignete Fernfeldrandbedingungen gewählt. Für die Vernetzung werden isoparametrische Volumenelemente mit linearen Ansatzfunktionen und extra-shape Functions (zur Unterdrückung unerwünschter Lockingeffekte) verwendet [1]. Modellierung, Randbedingungen und Vernetzung wurden verifiziert.

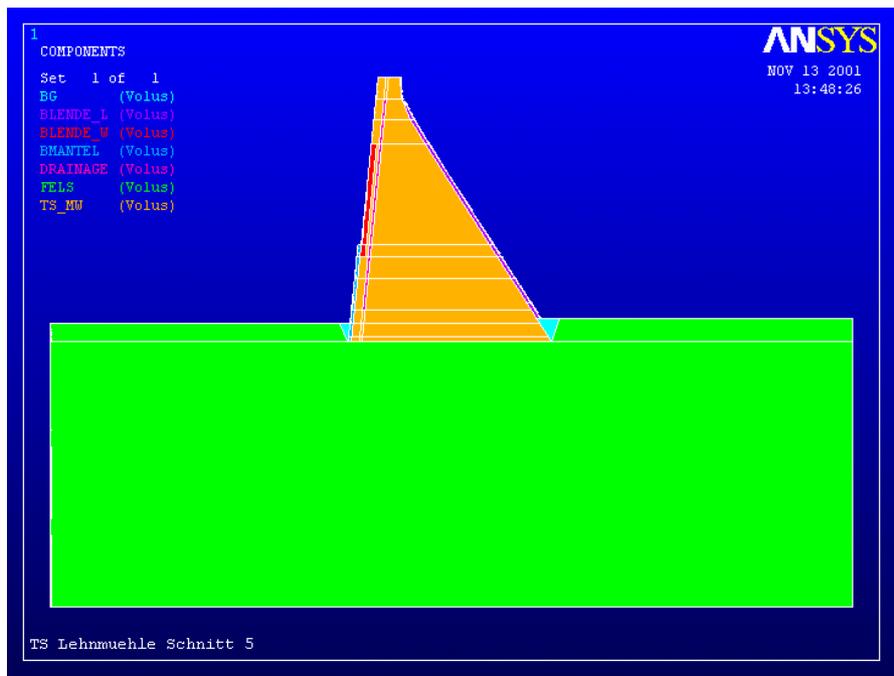


Abb. 2 Gesamtmodell Messprofil 5

## 1.2 Realistische Erfassung der Widerstände

Zur realitätsnahen Berechnung der Widerstände werden sowohl für die Staumauer als auch für den Untergrund elasto-plastische Materialmodelle verwendet. CAD-FEM hat hierfür die notwendige Leistungsfähigkeit von ANSYS erweitert und eine elasto-plastische Materialbibliothek Multiplas [4] für das Bauwesen und die Geotechnik in ANSYS integriert. Die hohe Leistungsfähigkeit und Effektivität bei der Bearbeitung der komplexen elasto-plastischen Materialmodelle sowie zur Sicherung der Konsistenz und Konvergenz bis in die Versagenszustände konnte schon mehrfach erfolgreich unter Beweis gestellt werden [7,6]

Nach der Verifikation [6] geeigneter Materialmodelle wurden für die Nachweise der Talsperre Lehmühle Mohr-Coulomb'sche Materialmodelle mit Zugspannungsbegrenzung und Restfestigkeiten ausgewählt. Weil für das Bruchsteinmauerwerk keine gesicherten Aussagen über Fugenlagen getroffen werden können, werden keine richtungsabhängigen Festigkeitskriterien für die Mauerwerkstrennflächen angenommen. Es wurden isotrop die Scherfestigkeiten begrenzt und eine isotrope Zugspannungsbegrenzung eingeführt. Weil der anstehende Fels als „gesunder kaum geklüfteter Gneis ohne Schwächezonen“ charakterisiert werden kann, wurden auch für den geklüfteten Fels isotrope Festigkeiten angenommen. Es sei darauf hingewiesen, dass stark anisotrope Nichtlinearitäten im Untergrund die Gültigkeit des 2 ½-D Geometriemodells für die Nachweisführung auch bei gerader Mauerachse stark beeinträchtigen[7].

Die Annahmen der elasto-plastischen Kennwerte beeinflussen maßgebend das Tragverhalten der Staumauer. Während für die Scherfestigkeiten der Bruchsteinmauer relativ gesicherte Kennwertbestimmungen zu Grunde lagen, stellen die Scherfestigkeitskennwerte des Blendmauerwerkes und des Untergrundes konservative Schätzwerte dar. Durch die sehr geringe Kohäsion der Verblendung wird die tragende Wirkung der nachträglichen Ertüchtigungsmaßnahme sehr klein angenommen. Der Fels weist mit Sicherheit größere Scherfestigkeiten auf.

Es wurden sowohl in der Talsperre als auch im Untergrund keine Zugspannungen zugelassen. Vor allem die Annahme, dass keinerlei Zugspannungen in der gesamten Talsperre und im Untergrund aufgenommen werden können, ist wiederum eine sehr konservative Annahme.

In den elasto-plastischen Nachweisen konnte gezeigt werden, dass die Scherfestigkeiten der Staumauer nicht überschritten werden. Erwartungsgemäß traten in elastischen Vergleichsrechnungen erhebliche Zugspannungsbelastungen auf. Es konnte gezeigt werden, dass die auftretende Zugbeanspruchungen (auch unter der Annahme einer Zugfestigkeit von Null) in allen Lastfällen außer

dem Erdbebenlastfall erfolgreich umgelagert werden. Die Erdbebenlastfälle konnten mit einer zulässigen Zugspannung von  $200 \text{ KN/m}^2$  nachgewiesen werden. Zugspannungen von  $200 \text{ KN/m}^2$  sind für Bruchsteinmauerwerk auch für statische Belastungen eine durchaus realistische Festigkeit [5].

	Reibungswinkel in °	Dilatanzwinkel in °	Kohäsion KN/m <sup>2</sup>	Zugfestigkeit KN/m <sup>2</sup>
Mauerwerk, BG	45	10	600	1*
Fels	45	10	600	1
Anschüttung	18	10	1	1
Betonschutzmantel	45	10	100	1
Blende Wasserseite	45	10	100	1
Blende Luftseite	45	10	100	1

Tabelle 1 elasto-plastische Kennwerte für Mohr-Coulomb WZA  
\*im Erdbebenlastfall wurden  $200 \text{ KN/m}^2$  Zugspannungen zugelassen

## 1.2 Nachweiskonzept

Für die Nachweisführung der Staumauer wurden nicht-lineare quasi-statische Lastgeschichteberechnungen durchgeführt. Die Lastgeschichte wurde in allen Lastfällen folgendermaßen berücksichtigt:

Lastschritt 1: Berechnung des leeren Staubeckens ohne zusätzliche Lasten  
(Wirkung des Eigengewichtes und der statischen Ersatzlasten aus der Porenwasserdruckberechnung infolge Grundwasserstand)

Lastschritt 2: Berechnung des Anstau (Wirkung der Wasserlast und der statischen Ersatzlasten aus der Porenwasserdruckberechnung für die aktuelle Stauhöhe) zuzüglich aller vorhandenen zusätzlichen Belastungen aus Temperatur oder Erdbebenbelastungen.

Im Sicherheitskonzept der E-DIN 19700 Teil 11 wird für den Tragsicherheitsnachweis die Einhaltung von Sicherheitsbeiwerten gegenüber Scherversagen gefordert. Grundsätzlich können in nichtlinearen Berechnungen Sicherheitsabstände auf der Last- oder der Widerlagerseite eingeführt werden. Die geforderten Sicherheitsbeiwerte gegenüber Scherversagen wurden als Abminderungsfaktoren des Reibungswinkels und der Kohäsion in den elasto-plastischen Berechnungen berücksichtigt.

Im Sicherheitskonzept der E-DIN 19700 werden unterschiedliche Sicherheitsfaktoren für Schub- und Druckversagen angegeben. Räumliche elasto-plastische Materialmodelle begrenzen i.d.R. den gesamten zulässigen Spannungsraum und die Annahme unterschiedlicher Sicherheitsfaktoren ist in Tragfähigkeitsberechnungen nicht konfliktfrei möglich. Bei der Abminderung der Materialparameter zur Beschreibung der Fließfläche (Hüllfläche der zulässigen Spannungen) ist eine explizite Trennung zwischen Schub- und Druckversagen oft nicht mehr möglich. So begrenzen die Materialparameter des Mohr-Coulomb'schen Schubbruchkriteriums (Reibungswinkel, Kohäsion) auch den Druckbereich und können in Druckfestigkeiten umgerechnet werden. Für die verwendeten Materialmodelle der Talsperre Lehmühle wurde gezeigt, dass die Scherfestigkeiten maßgebend werden. Deshalb wurden Sicherheitsfaktoren gegenüber Druckspannungen nicht explizite in den Berechnungen berücksichtigt.

	Sicherheitsbeiwerte BF I	Sicherheitsbeiwerte BF II	Sicherheitsbeiwerte BF III
Mauerwerk, BG	1.5	1.3	1.2
Fels	2.0	1.5	1.2
Anschüttung	1.0	1.0	1.0
Betonschutzmantel	1.5	1.3	1.2
Blende Wasserseite	1.5	1.3	1.2
Blende Luftseite	1.5	1.3	1.2

Tabelle 2 Sicherheitsbeiwerte für die Bemessungsfälle gegenüber Gleitsicherheit

Entscheidendes Nachweiskriterium elasto-plastischer Tragfähigkeitsberechnungen ist, dass ein Gleichgewichtszustand aufgefunden werden kann. Dann wird unter Berücksichtigung der geforderten Sicherheitsbeiwerte eine ausreichende Standsicherheit nachgewiesen. Treten dabei Überschreitungen zulässiger Spannungen auf, werden diese Spannungsüberschreitungen mit Hilfe der elasto-plastischen Materialgesetze identifiziert und es werden durch plastische Dehnungen Kraftumlagerungen in der Struktur initiiert. Können die plastischen Ungleichgewichtskräfte von der Struktur umgelagert werden, wird ein ausreichendes Kraftumlagerungsvermögen nachgewiesen.

In den Auswertungen wurden die plastische Dehnungsintensität und die plastische Aktivität bewertet. Die plastische Dehnungsintensität ist ein richtungsunabhängiges Maß der plastischen Dehnungen. Die plastische Aktivität zeigt an, welche Bereiche in Gleichgewichtszuständen plastisch aktiv sind. Es sei darauf hingewiesen, dass weiträumige plastische Aktivität nicht zwangsläufig das Versagen der Struktur bedeutet. In einigen Lastfällen waren sehr weiträumige plastische Aktivitäten in der Staumauer zu beobachten, es können aber trotzdem Gleichgewichtszustände mit kleinen plastischen Dehnungen und moderater Zunahme der Gesamtverschiebungen aufgefunden werden. Plastische Aktivität bedeutet, dass die Spannungszustände auf der Fließfläche liegen und Belastungen in expliziten Richtungen nicht mehr aufgenommen werden können. Führt dieses eingeschränkte Vermögen, Belastungen weiter zu ertragen, zum Versagen, erhöhen sich die plastischen Vergleichsdehnungen sowie die globalen Verformungen signifikant bzw. die Ungleichgewichtskräfte können nicht mehr umgelagert werden. Hierbei wiederum kann in lokales und globales Versagen unterschieden werden.

Ein lokales Versagen der Staumauer, ein lokal nicht ausreichendes Kraftumlagerungsvermögen der Staumauer (z.B. Versagen einer Verblendung) wird durch folgende Indizien angezeigt:

- es können die globalen Ungleichgewichtskräfte nicht mehr umgelagert werden (es wird keine Konvergenz der numerischen Berechnung erreicht)
- es gibt lokal starke plastische Dehnungen
- die plastischen Aktivitäten sind lokal aktiv
- die maximalen Deformationen nehmen nur lokal stark zu.

Ein globales Versagen der Staumauer, ein global nicht ausreichendes Kraftumlagerungsvermögen der Staumauer wird durch folgende Indizien angezeigt:

- es können die globalen Ungleichgewichtskräfte nicht mehr umgelagert werden (es wird keine Konvergenz der numerischen Berechnung erreicht)
- es gibt weiträumig starke plastische Dehnungen
- es kann mindestens ein durchgehendes Band plastischer Aktivitäten (von der Wasser- zur Luftseite der Talsperre) identifiziert werden, bzw. fast die gesamte Mauer ist plastisch aktiv

Neben dem Nachweis der Gleitsicherheit wurden die im Sicherheitskonzept der E-DIN 19700 geforderten Beschränkungen der Fugenklaffung berücksichtigt und der Lage der Resultierenden nachgewiesen.

### 1.3 Ermittlung realistischer Belastungszustände

Zur Erschließung von Tragfähigkeitsreserven ist neben einem ausreichend detaillierten Geometriemodell und realitätsnahen Materialmodellen eine realistische Belastungsermittlung vor allem für die Belastungen aus der Unterströmung/Durchströmung, aus Temperatur sowie aus Erdbeben extrem wichtig. Dabei werden die mechanischen Belastungen der Temperatur- bzw. der Porenwasserdruckfelder sowie des Erdbebens in ANSYS direkt (Temperaturbelastungen) oder mit der internen Programmiersprache APDL /ANSYS/ (Sickerströmungsberechnung/Erdbebenlasten) als Knotenkraftfelder übertragen und in den nichtlinearen mechanischen Lastgeschichteberechnungen im Lastschritt 2 aufgebracht.

In der E-DIN 19700 werden die unterschiedliche Auftretenswahrscheinlichkeiten der Belastungen und der Widerlagerzustände berücksichtigt und der Nachweis zahlreicher Lastfallkombinationen mit dazugehörigen Widerlagerzuständen und Bemessungslastfällen definiert. Insgesamt wurden pro Messprofil bis zu 12 Lastfälle nachgewiesen [6].

#### 1.3.1 Belastungen aus der Unterströmung/Durchströmung der Talsperre

Die Sickerströmungsberechnungen werden als stationäre Temperaturfeldberechnungen durchgeführt. Dabei wird der Freiheitsgrad Temperatur durch den Porenwasserdruck und die Temperaturleitfähigkeit durch die Permeabilität ersetzt. Für alle Modellränder (Fernfeld, Oberflächen Fels/Mauer) werden die stationären Porenwasserdrücke als Randbedingungen definiert. Bei der Definition der Porenwasserdrücke an den Modellrändern im Fels wird von einem teufenabhängigen Porenwasserdruck ausgegangen. Mit der Temperaturanalogie werden die Porenwasserdruckfelder eines stationären Sickerströmungsfeldes berechnet. Mit dieser Vorgehensweise können infolge fehlender Gravitationswirkung keine exakten Sickerlinien ermittelt werden. Infolge konservativer Randbedingungen traten unrealistisch hohe Stauwasserstände oberhalb der vermuteten Sickerlinie in der Staumauer auf. Durch eine explizite Vorgabe der Sickerlinie innerhalb der Mauer wurden diese unrealistisch hohen Stauwasserstände korrigiert.

Für die Permeabilität im Felsuntergrund waren nur Schätzwerte aus der Literatur bekannt. Weil Auftriebsmessungen in der Mauersohle vorhanden waren, wurden die Permeabilitäten im Untergrund sowie in der Bruchsteinmauer an Hand der Messergebnisse identifiziert. Damit wird sichergestellt, dass in den stationären Sickerströmungsberechnungen unter den gewählten Idealisierungen die tatsächlichen integralen Auftriebskräfte der Staumauer in sehr guter Näherung berechnet werden.

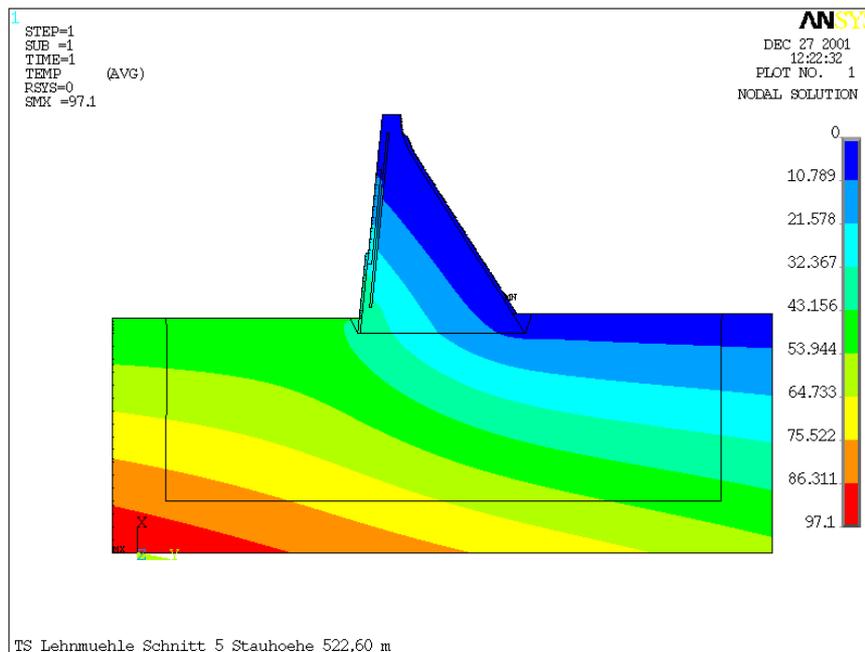


Abb. 3 Porenwasserdruckfeld im Betriebsstau [mWs] Gesamtmodell bei teilweise wirksamer Dränage

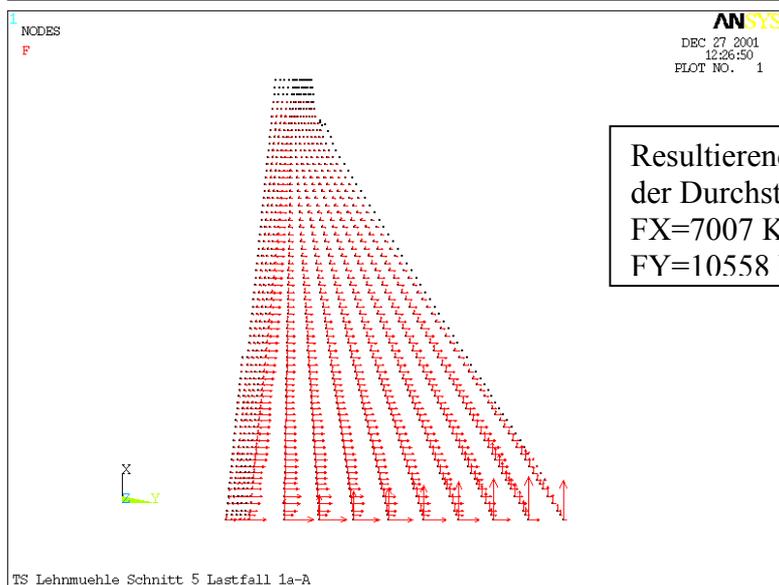
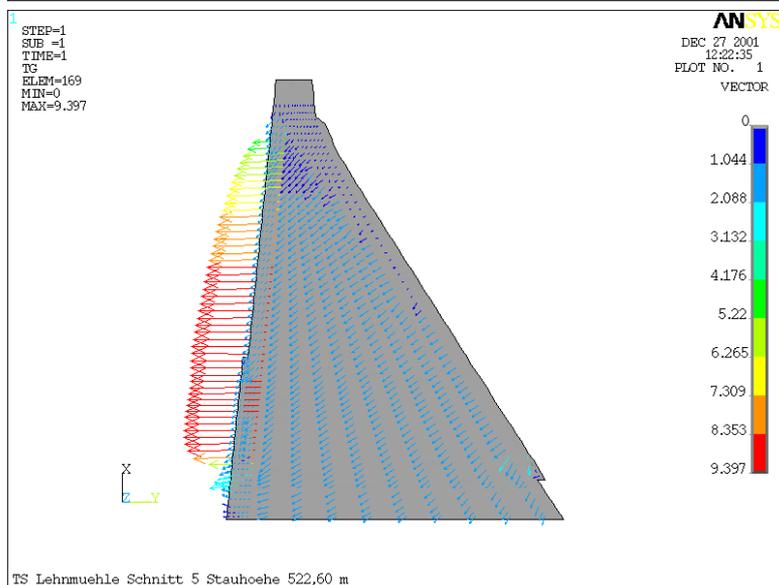
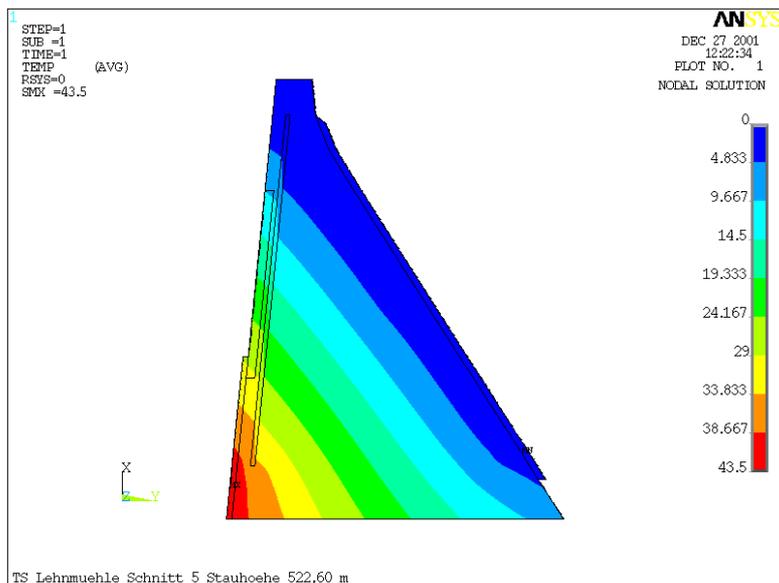


Abb. 4 Porenwasserdruckfeld in der Mauer, Gradienten der Porenwasserdruckverteilung und resultierende Strömungskräfte bei teilweise wirksamer Dränage im Betriebsstau

Es wurden für alle vorgeschriebenen Stauhöhen Sickerströmungsberechnungen durchgeführt. Es wurde davon ausgegangen, dass die Bruchsteinmauer voll durchströmt wird und die Drainage nur teilweise bzw. gar nicht wirksam ist. Diese ungünstigen Annahmen sichern den konservativen Charakter der Lastermittlung.

Aus den stationären Porenwasserdruckfeldern werden die statischen Ersatzlasten als Strömungskräfte berechnet. Analog DVWK-Merkblatt 242 [3] werden aus den Gradienten der Potentialverteilung die Strömungskräfte berechnet. Weil im Potentialfeld die Porenwasserdrücke (und nicht die Standrohrspiegelhöhen/piezometrischen Höhen) berechnet werden, sind in den resultierenden Strömungskräften auch die Auftriebskräfte (Abminderung der Wichte durchströmter Körper) enthalten.

### 1.3.2 Belastungen aus Temperatur

Für massive Bauwerke können Temperaturbelastungen zu erheblichen Zwangsbelastungen führen. Typischerweise werden im Bauwesen Temperaturbelastungen über Temperaturunterschiede von ca. 20 Kelvin zur Referenztemperatur von ca. 10°C abgeschätzt. Derartige Temperaturschwankungen sind oberflächennah durchaus realistisch. Als Temperaturdifferenz über das gesamte Bauwerk ergeben sich allerdings oft unrealistisch hohe Belastungen. Zur realitätsnahen Ermittlung der Temperaturbelastungen wurden instationäre transiente Berechnungen von Temperaturjahresgängen am Gesamtmodell durchgeführt. Dabei wurden die teufenabhängigen Wassertemperaturschwankungen im Stauraum sowie eine konstante Fernfeldtemperatur neben den Lufttemperaturen als Randbedingungen berücksichtigt. Unter der Annahme, dass die Temperaturfelder mit den größten Kronenverschiebungen für den globalen Tragfähigkeitsnachweis maßgebend sind, wurden in instationären mechanisch thermisch gekoppelten Berechnungen die maßgebenden Temperaturfelder für die seltenen Temperaturereignisse Winter und Sommer identifiziert.

Weil davon ausgegangen werden kann, dass nur Temperaturunterschiede zur Referenztemperatur zu Zwangsbelastungen führen, wurde von den ungünstigen Temperaturfeldern die Referenztemperaturfelder abgezogen und die Differenztemperaturfelder in den Bemessungslastfällen als Temperaturbelastungen aufgebracht.

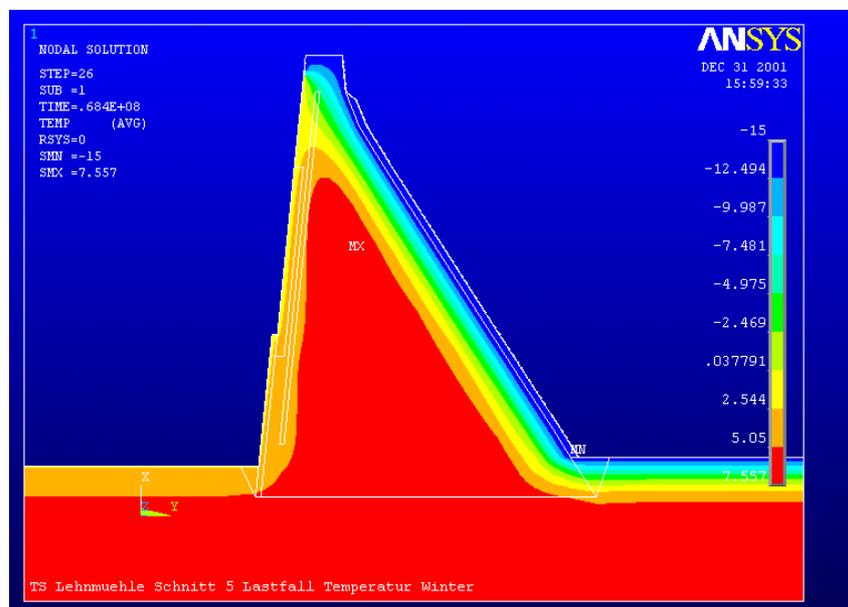


Abb. 5 Temperaturfeld [in °C] mit größter Kronenverschiebung (seltenes Temperaturereignis Winter)

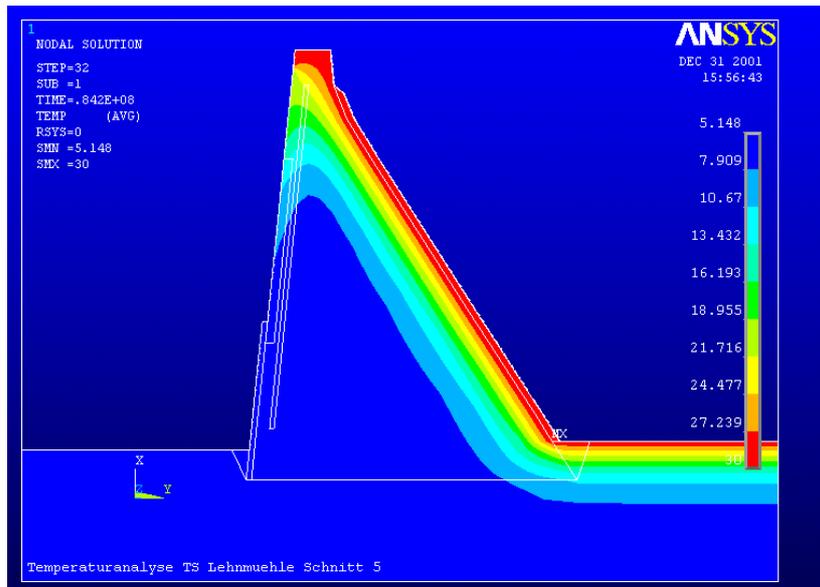


Abb. 6 Temperaturfeld [in °C] mit größter Kronenverschiebung (seltenes Temperaturreignis Sommer)

### 1.3.3 Belastungen aus Erdbeben

Nach der E-DIN 19700 sind Sicherheits- und Betriebserdbeben nachzuweisen. Infolge der geringen Unterschiede der dazugehörigen Widerlagerzustände wurde der Lastfall Sicherheitserdbeben maßgebend. Die Belastungen aus dem Sicherheitserdbeben wurden nach Empfehlungen des DVWK Merkblattes 242/1996 [3] mit modaler Superposition im Antwortspektrenverfahren ermittelt.

Die mitschwingende Wassermasse wurde nach [3], tiefenabhängig aufgebracht. In ANSYS wurden für jeden Elementmittelpunkt die mitschwingende Wassermasse  $m_w$  bestimmt und als Masse eines zusätzlichen Schalenelementes an der Wasserseite der Mauer definiert. Gemäß [3] wurden die ersten 3 Eigenfrequenzen (zwischen 5 und 10 Hertz) der Staumauer für das Antwortspektrenverfahren verwendet. Unter Berücksichtigung des Anregungsspektrums und 1 % modaler Dämpfung wurden die maximalen Belastungszustände aus den einzelnen Schwingmodes ermittelt.

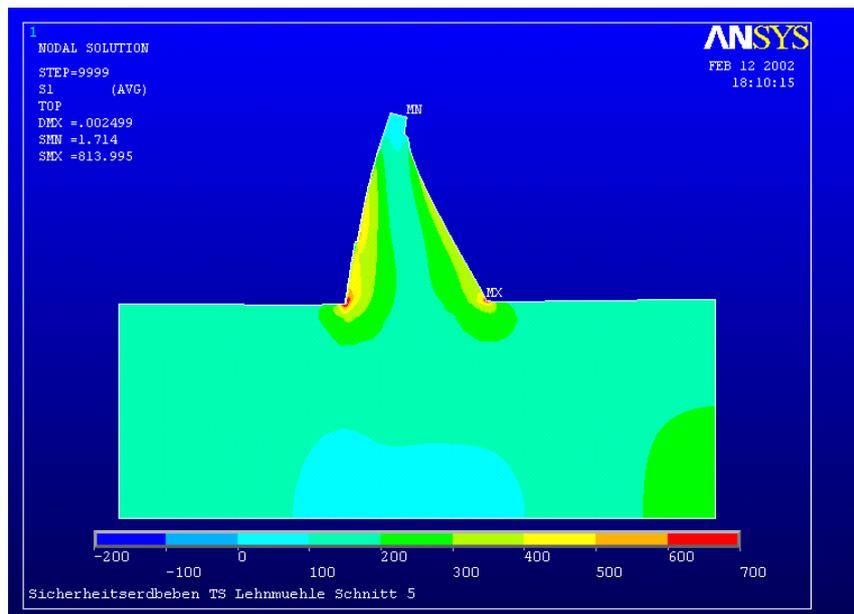


Abb. 7 Hauptzugspannungen [KN/m<sup>2</sup>] aus der quadratischen Überlagerung von 3 Moden

Nach [3] können die Kräfte und Spannungen aus den Eigenmoden quadratisch überlagert werden. Dabei ergibt die quadratische Überlagerung an jedem Punkt lokale Informationen über mögliche Maxima. Das resultierende Spannungsfeld aus der Erdbebenbelastung ist in Abb. 7 zu sehen. Bei der

quadratischen Überlagerung gehen jedoch alle Vorzeicheninformationen und Phaseninformationen verloren. Im Bauwesen sind Vorzeicheninformationen infolge der unterschiedlichen Bewertung von Zug- und Druckspannungen allerdings extrem wichtig. Ausschließlich lokale Informationen ohne Aussagen über realistischen Verformungs- und Spannungsfeldern sind für Tragfähigkeitsnachweise mit elasto-plastischen Umlagerungen im Gesamtsystem nicht ausreichend. Deshalb erscheinen die Verschiebungs- und Spannungsfelder der quadratischen Überlagerung nicht geeignet, das Spannungsumlagerungsvermögen der Struktur nachzuweisen.

Zur konservativen Abschätzung möglicher Belastungen infolge Erdbeben wurden die ersten 3 Eigenmoden der Struktur linear so überlagert, dass sich eine maximale Kronenverschiebung in Talrichtung ergibt und auf der Wasserseite maximale Zugspannungen auftreten. Unter der Annahme, dass maximal mögliche Spannungsfelder mit den ersten 3 Eigenmoden ausreichend beschrieben werden, wird versucht, durch die lineare Superposition eine konservative Abschätzung möglicher Spannungsfelder zu erhalten.

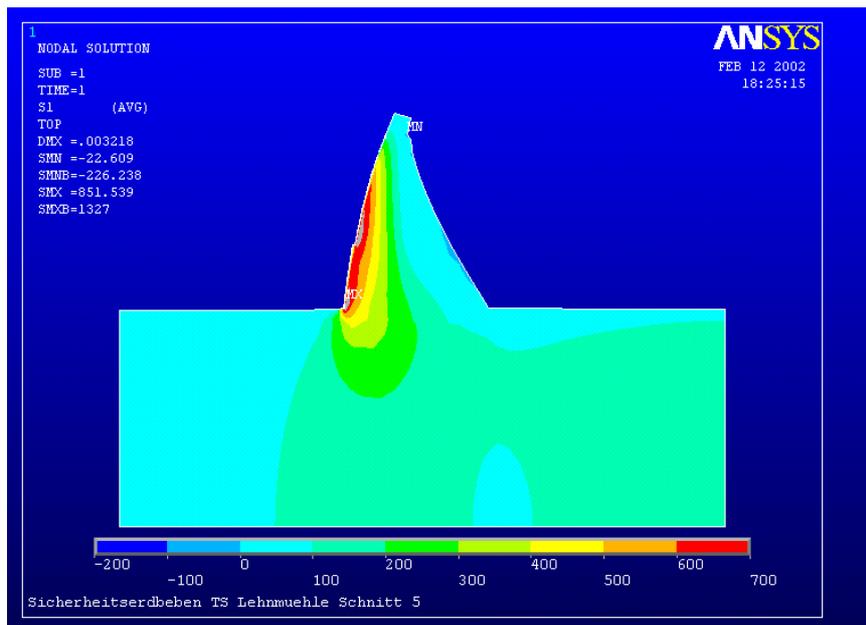


Abb. 8 Hauptzugspannungen [in KN/m<sup>2</sup>] aus der linearen Superposition von 3 Moden

Diese Annahme wurde mit linearen transienten Berechnungen des Erdbebens verifiziert. Aus dem Belastungsspektrum des Erdbebens wurden Zeitsignale für die Horizontalbeschleunigungen, Geschwindigkeiten und Verschiebungen der Starkbebenphase von 10 Sekunden generiert. Abb. 9 zeigt die Geschwindigkeitsfunktion des Zeitsignals. Abb. 10 zeigt eine gute Übereinstimmung des Energiegehaltes des Signals im Frequenzbereich mit dem Anregungsspektrum des Lastenheftes.

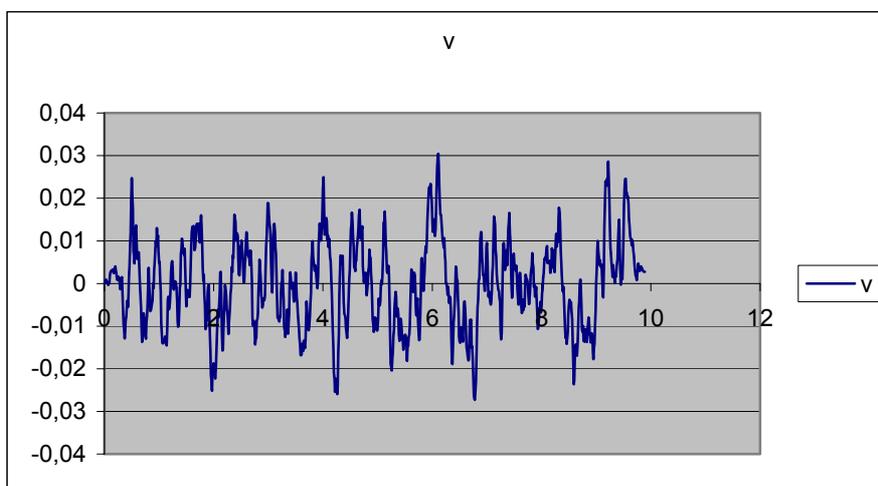


Abb. 9 Geschwindigkeitsfunktion der Starkbebenphase in m/s

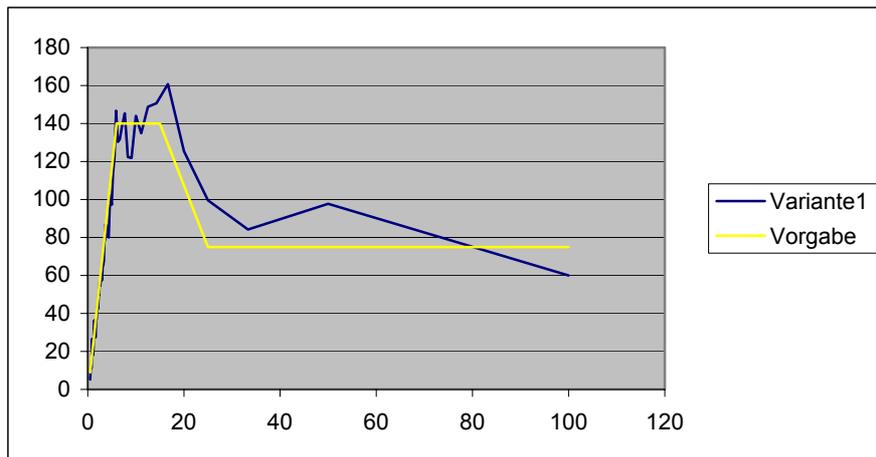


Abb. 10 Transformation des Beschleunigungssignals in den Frequenzbereich und Vergleich mit dem Anregungsspektrum

Bei der transienten Berechnung wurde eine Rayleigh-Dämpfung verwendet, die der 1 %-tigen modalen Dämpfung des Antwortspektrenverfahrens entspricht. In ANSYS wurden die Erdbebenbelastungen als Zeit-Verschiebungskurven im Fernfeld aufgebracht. Danach wurden die Spannungsfelder mit den maximalen Hauptzugspannungen auf der Wasserseite identifiziert und mit dem Spannungsfeld der linearen Superposition verglichen. Die maximale Hauptzugspannung an der Wasserseite kann nach ca. 4.5 Sekunden beobachtet werden (Abb. 11). Erwartungsgemäß konnten in den transienten Erdbebenberechnungen kleinere Maximalwerte ( $1330 \Rightarrow 1250 \text{ KN/m}^2$ ) ermittelt werden.

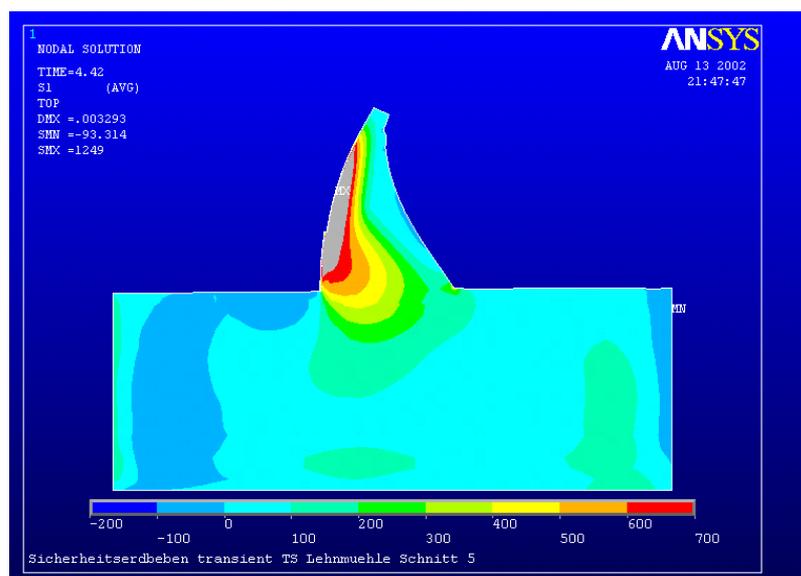


Abb. 11 Spannungsfeld der maximalen Hauptzugspannungsbelastung aus der transienten Erdbebenberechnung

Die Zugspannungsverteilung innerhalb der Mauer weist jedoch in den transienten Berechnungen höhere Zugspannungsniveaus auf. Der Vergleich zeigt, dass auch eine linear ungünstige Überlagerung der ersten 3 Moden nicht in der gesamten Staumauer konservativ ist. Erdbebenbelastungen z.B. aus Anregungen höherer Moden oder ungünstiger Überlagerung können durchaus lokal ungünstigere Spannungsfelder erzeugen.

Wie die Nachrechnungen der Erdbebenbelastungen mit transienten Signalen der Starkbebenphase zeigen, sollten im Zweifelsfall transiente nicht-lineare Berechnungen zur Ermittlung realitätsnaher Belastungsfelder durchgeführt werden.

Beim Nachweis der Talsperre Lehmühle wurden die Belastungen aus linearer Superposition (Abb. 8) in der quasi-statischen Lastgeschichteberechnung aufgebracht und es könnte unter der Annahme

einer kurzzeitigen Zugfestigkeit von  $200 \text{ KN/m}^2$  die Standsicherheit nachgewiesen werden. Alternative sind in ANSYS auch transiente nichtlineare elasto-plastische Berechnungen zum Nachweis der Starkbebenphase möglich. Tendenziell werden für transiente elasto-plastische Berechnungen der Erdbebenbelastung höhere Widerstände der Talsperre als in quasi-statischen elasto-plastischen Nachweisen erwartet (durch die stabilisierende Wirkung der Masseneffekte). Auch wenn zur Auflösung des Zeitsignals kleine Inkremente notwendig werden und in einer transienten stark nichtlinearen Berechnung einige hundert Lastschritte mit einigen tausend Iterationen zu erwarten sind, stellt die dafür notwendige Rechenzeit in ANSYS kein Hinderungsgrund mehr dar.

#### 1.4 Nachweis der Tragfähigkeit

Aus den zahlreichen Lastfällen soll hier nur exemplarisch die Auswertung des extremen Lastfalls „Höchstes Stauziel  $Z_{H1}$  mit Versagen der Dränage und ungünstigen elasto-plastischen Parametern“ gezeigt werden. Ausgewertet wurden die Verformungs- und Spannungsfelder der elasto-plastischen Berechnung sowie die Lage der Resultierenden. Um ein Maß für die irreversiblen Deformationen zu bekommen, wurden die Ergebnisse der elasto-plastischen Berechnungen auch mit elastischen Vergleichsrechnungen verglichen.

Die Standsicherheit konnte unter den gewählten Idealisierungen und Kennwerten und unter den geforderten Sicherheitsabständen nachgewiesen werden. Es konnten Gleichgewichtszustände für Lastschritt 1 Eigengewicht (leeres Staubecken) und Lastschritt 2 höchstes Stauziel mit unwirksamer Dränage gefunden werden. Das Konvergenzkriterium betrug 1% der Ungleichgewichtskräfte. Der Schwerpunkt der Vertikalspannungen liegt innerhalb der ersten Kernweite der Mauersohle.

Die totalen Gesamtverschiebungen der elasto-plastischen Berechnung (17 mm Abb.12) liegen um 5.8 mm (50 %) über den totalen Gesamtverschiebungen der elastischen Vergleichsrechnung (11 mm Abb. 12).

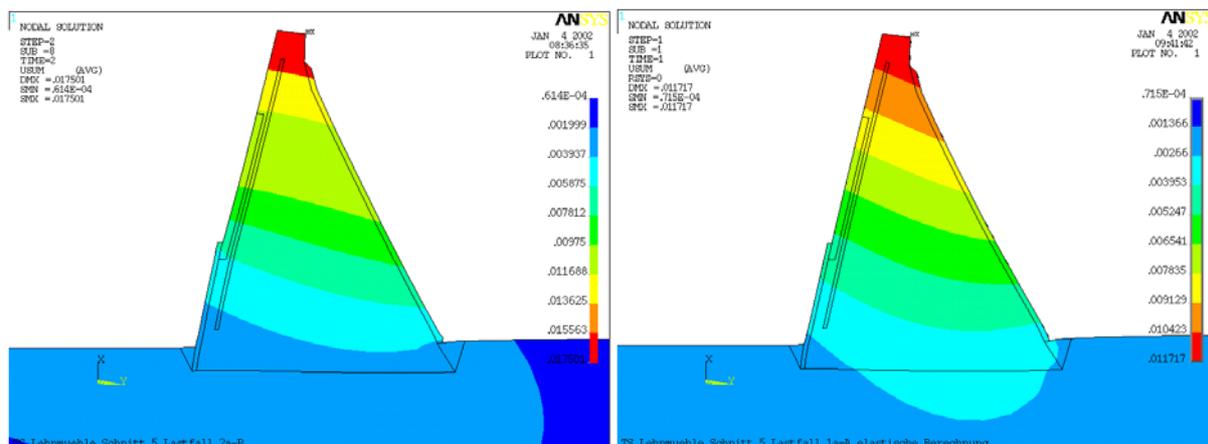


Abb. 12 totale Verschiebungen der elasto-plastischen Berechnung (links) und der elastischen Vergleichsrechnung (rechts)

In diesem Extremlastfall konnte gegenüber den Betriebslastfällen eine deutliche Zunahme elasto-plastischer Umlagerungen beobachtet werden. Infolge der Annahme des Versagens der Dränage steigen die Auftriebskräfte und damit die plastischen Dehnungen (Abb.13) aus Zugspannungsüberschreitungen im Vergleich zu den Betriebslastfällen vor allem auf der Wasserseite stark an. Es sind großräumige plastischen Dehnungen an der Wasserseite zu beobachten, die die Dränagezone weiträumig durchdringen. Dabei treten maximale plastische Deformationen von bis zu  $0.001 = 1 \text{ mm/m}$  auf. Plastische Dehnungen dieser Größenordnung führen zur Mikrorissbildung, Auflockerung des Verbundes des Bruchsteinmauerwerkes. Nach der E-DIN 19700 müssen in plastischen Auflockerungsbereichen bzw. Rissöffnungsbereichen maximal mögliche Porenwasserdrücke angesetzt werden. In den Porenwasserdruckberechnungen des Extremlastfalls konnte allerdings gezeigt werden, daß durch die Annahme des vollständigen Versagens der Drainage in den Bereichen nennenswerter plastischer Dehnungen die maximal möglichen Porenwasserdrücke nahezu vorhanden waren. Auf eine iterative Rissfortschrittsberechnung mit expliziter Annahme von Porenwasserdrücken an den Rissuffern wurde deshalb verzichtet.

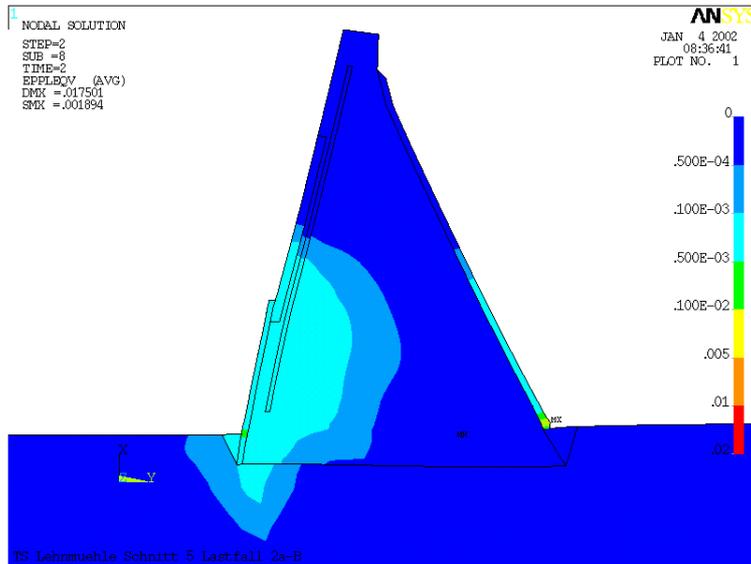


Abb. 13 plastische Vergleichsdehnungen

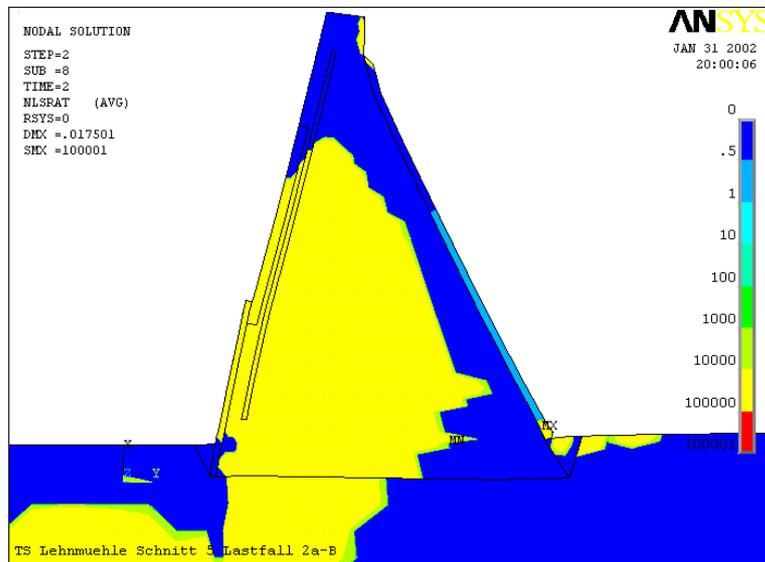


Abb. 14 plastische Aktivität (Gelb-Zugspannungen; Hellblau-Schubspannungen)

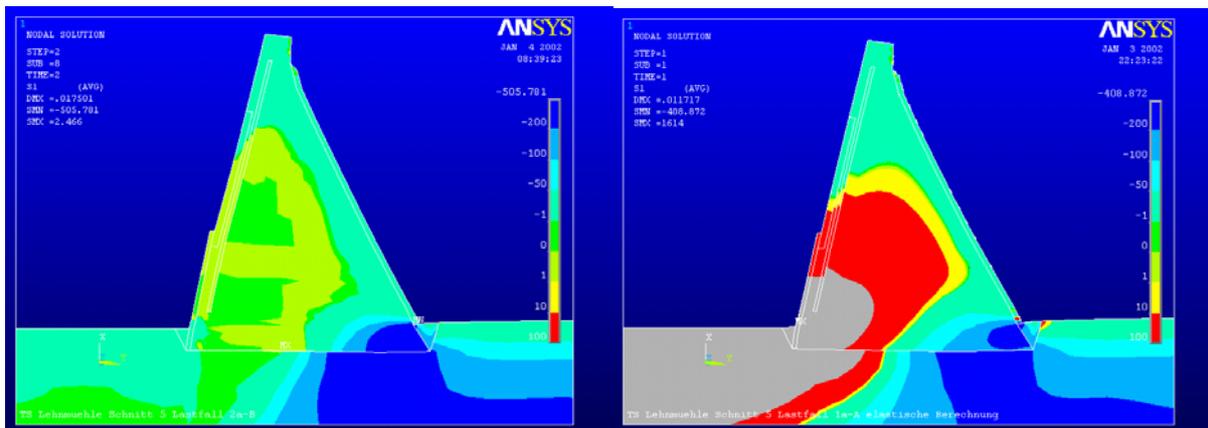


Abb. 15 Hauptzugspannungen [in KN/m<sup>2</sup>] der elasto-plastischen Berechnung (links) und der elastischen Vergleichsberechnung (rechts)

Die plastische Aktivität (Abb. 14) erstreckt sich in diesem Extremlastfall nahezu über den gesamten Mauerbereich. Die plastische Aktivität resultiert dabei fast ausschließlich aus den Umlagerungen der

erheblichen Zugbelastungen (siehe Hauptzugspannungen der elastischen Vergleichsrechnung Abb. 15). Für den Nachweis wurden sowohl in der Talsperre als auch im Untergrund keine Zugspannungen zugelassen. Trotzdem können in den elasto-plastischen Berechnung die weiträumigen Zugspannungsüberschreitungen im Mauerwerk und Fels erfolgreich umgelagert werden (Abb. 15). An den weiträumigen plastischen Dehnungen und Aktivitäten ist allerdings zu erkennen, dass das Kraftumlagerungsvermögen der Staumauer in diesem extremen Lastfall und unter Annahme der geforderten Sicherheitsabstände nahezu erschöpft ist.

## 2. Zusammenfassung und Ausblick

Die Berechnungen zur Standsicherheit der Talsperre Lehmühle zeigen, dass mit dem Programmsystem ANSYS sowohl die Widerstände (Geometrie, Materialverhalten, Wechselwirkung zwischen Untergrund und Mauer) als auch die Belastungen (Temperatur, Strömung, Erdbeben) realitätsnah erfasst werden können. Alle geforderten Nachweise nach E-DIN 19700 konnten in sehr gut nachvollziehbarer Art und Weise mit quasi-statischen elasto-plastischen Lastgeschichteberechnungen geführt werden. Wichtige Annahmen und Idealisierungen konnten erfolgreich verifiziert werden. Die dafür erforderliche numerischen und physikalische Leistungsfähigkeit wurde von CAD-FEM und DYNARDO in den letzten Jahren erfolgreich komplettiert.

Vor allem die Berechnungen zur Sicherheit gegenüber Erdbeben zeigen Diskussionsbedarf bezüglich der Empfehlungen zur Nachweisführung nach E-DIN 19700 [2] und DVWK [3].

Bei der Hochwasserkatastrophe im August 2002 war auch das Einzugsgebiet der Wilden Weißeritz von extremen Regenwassermengen (innerhalb von 48 Stunden der Niederschlag von 4 bis 5 Monaten) betroffen. Die mehr als 100%-ige Inanspruchnahme der Hochwasserentlastung und damit auch das Erreichen der maximal möglichen Stauhöhe wurde von der Staumauer ohne Schäden überstanden. Mit vereinfachten Nachweisverfahren konnte die Standsicherheit der Bruchsteinmauer für das höchste Stauziel nicht mehr erbracht werden. Mit den realitätsnäheren Berechnungen konnten demgegenüber die Standsicherheit in nachvollziehbarer Art und Weise bestätigt werden. Damit wird belegt, dass durch realitätsnähere Berücksichtigung von Widerständen und Belastungen die praktisch vorhandene Standsicherheit mit ausreichenden Sicherheitsabständen nachgewiesen werden kann.

## Literatur

- [1] ANSYS Users Manuals for ANSYS Rev. 5.7, Analysis Guides
- [2] E-DIN 19700, Teil 11 Stauanlagen/Talsperren (Entwurf August 2001)
- [3] DVWK-Merkblatt 242/1996: Berechnungsverfahren für Gewichtsmauern- Wechselwirkung zwischen Bauwerk und Baugrund
- [4] Theorie Manual Materialbibliothek Multiplas für ANSYS Rev. 5.7, CAD-FEM GmbH
- [5] Schubert, P.: Auswertung der verfügbaren Untersuchungsergebnisse zur Biegezugfestigkeiten von Mauerwerk, Forschungsbericht T 2789, Fraunhofer IRB (1998)
- [6] Technischer Bericht: Berechnungen zur Standsicherheit der Talsperre Lehmühle, Feb. 2002, DYNARDO GmbH
- [7] Will, J.: Dissertation: Beitrag zur Standsicherheitsberechnung im geklüfteten Fels in der Kontinuums- und Diskontinuumsmechanik unter Verwendung impliziter und expliziter Berechnungsstrategien, Bericht 2/99, Institut für Strukturmechanik, Bauhaus Universität Weimar 1999
- [8] Cundall, P. A.; Starfield, A. M.: Towards a Methodology for Rock Mechanics Modelling; Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomechanics, No. 3, S. 99-105, (1988)