4

118. Jahrgang
April 2023, S. 247–260
ISSN 0005-9900

Sonderdruck

Beton- und Stahlbetonbau

Optimierte Konzepte für den sprengtechnischen Rückbau von Naturzugkühltürmen

Nicolas Fickler, Martin Demmer

Ernst & Sohn
A Wiley Brand

ZPP INGENIEURE

DOI: 10.1002/best.202300005

Nicolas Fickler, Martin Demmer

Optimierte Konzepte für den sprengtechnischen Rückbau von Naturzugkühltürmen

Der Rückbau von Naturzugkühltürmen stellt einen wesentlichen Beitrag im Zuge der Umnutzung alter Kraftwerksstandorte dar. Aus monetären Gründen im Zusammenspiel mit Gründen der Nachhaltigkeit, die sich besonders in der Wiederverwendbarkeit der Flächen und im Recycling der Ressource Stahlbeton niederschlagen, ist ein zeitnaher Rückbau der Naturzugkühltürme nach Betriebsende in den meisten Fällen empfehlenswert. Der Beitrag zeigt neben dem etablierten Stand der Technik Potenziale zur Weiterentwicklung von Konzepten für den Rückbau von Naturzugkühltürmen auf. Dabei bieten komplexe numerische Simulationen mittlerweile die Möglichkeit, sowohl die Standsicherheit für temporäre, vorgeschwächte Bauzustände als auch das Kollapsverhalten der Stahlbetonbauwerke bei Sprengung zielgenau beurteilen zu können. Den zentralen Aspekt bildet hier die Sicherheit in verschiedenen Facetten, die insbesondere auch für unmittelbare Nachbarbebauungen zu betrachten und zu gewährleisten ist. Die vorgestellten neuen Rückbaukonzepte, für die noch keine praktischen Erfahrungswerte vorliegen, werden vergleichend den etablierten Konzepten gegenübergestellt und hinsichtlich der Aspekte Standsicherheit, Kollapssicherheit, Erschütterungsprognose, erforderliche Sicherungsmaßnahmen, Auswirkungen auf die Umwelt, Arbeitsaufwand und Kosten bewertet.

Stichworte Rückbau; Kühlturm; Kollapssimulation; Sicherheitskonzept; Erschütterungsprognose; nichtlineare FEM; Baudynamik

Optimized concepts for the deconstruction of natural draught cooling towers by blasting

The deconstruction of natural draught cooling towers represents an essential part in the course of the conversion of old power plant sites. For monetary reasons in combination with reasons of sustainability, which are particularly reflected in the reusability of the site area and the recycling of the resource reinforced concrete, an immediate deconstruction of the natural draught cooling towers after the end of operation is recommended in most cases. In addition to the established state of the art, the article shows potentials for the further development of concepts for the deconstruction of natural draught cooling towers by blasting. Complex numerical simulations nowadays offer the possibility of precise simulations of both the structural stability for temporary, weakened construction stages and the collapse behaviour of reinforced concrete structures in the event of blasting. The key aspect is safety in various facets, which must also be considered and guaranteed for adjacent buildings in the immediate neighbourhood in particular. The new deconstruction concepts presented, for which no practical experience is available at this time, are compared with the established concepts with regard to the aspects of structural stability, collapse safety, vibration prognosis, necessary safety measures, effects on the environment, workload and costs.

Keywords deconstruction; cooling tower; collapse simulation; safety concepts; vibration prediction; nonlinear finite element analysis; dynamics

1 Veranlassung

Weltweit existieren unterschiedliche Konzepte für den Rückbau von Naturzugkühltürmen, die sich in der Rückbaureihenfolge, den verwendeten Technologien als auch den gewählten Vorschwächungs- und Sprengbereichen unterscheiden. In Deutschland wurden und werden große Naturzugkühltürme aus Stahlbeton mit Bauwerkshöhen von mehr als 80 m fast ausschließlich mithilfe von sprengtechnischen Verfahren rückgebaut. Dabei wird das Bauwerk durch das Einbringen von Schlitzen zunächst gezielt vorgeschwächt. Im Anschluss werden ausgewählte Bauwerksbereiche der Kühlturmschale und die Hälfte der Stützen in Fallrichtung durch Sprengung zerstört, sodass das Bauwerk in der Folge ankippt und anschließend kollabiert, was als Kipp-Kollaps bezeichnet wird. Es handelt sich dabei um ein sicheres Rückbaukonzept, zu dem weitreichende Erfahrungswerte vorliegen.

Im Laufe der letzten Jahrzehnte haben sich die technischen Möglichkeiten sowohl auf planender als auch auf ausführender Seite erheblich weiterentwickelt, sodass heute elaboriertere Möglichkeiten zur Verfügung stehen, um einen Sprengabbruch genauer planen und ausführen zu können. Dies kann exemplarisch an der in Bild 1 gezeigten Herstellung der Vorschwächung der Fallschlitze mittels Fallbirne und mittels präziser Sägeschnitte nachvollzogen werden. Die heute zur Verfügung stehenden Simulationsmethoden eignen sich zudem, um unplanmäßige Sprengabbrüche nachvollziehen zu können. Dies eröffnet neue Chancen und Möglichkeiten, die hier beispielhaft an der Optimierung des Rückbaukonzepts für den sprengtechnischen Abbruch von großen Naturzugkühltürmen aus Stahlbeton aufgezeigt werden.

2 Erprobte Rückbaukonzepte für Naturzugkühltürme

2.1 Konventioneller Rückbau

Als konventioneller Rückbau wird in diesem Kontext der Rückbau ohne Verwendung sprengtechnischer Methoden

 © 2023 Ernst & Sohn GmbH,

Quelle: a) Michael T. Böhme/MOBILER BILD- UND MESSDIENST, b) Nicolas Fickler/ZPP INGENIEURE AG

Bild 1 Vorschwächung der Kühlturmschale mit Fallschlitzen: a) Herstellung mittels Fallbirne, b) Herstellung mit Sägeschnitten
Fall slit weakening in cooling tower shell: a) execution with wrecking ball, b) execution with saw cut

bezeichnet, auch wenn der Rückbau mittels Sprengung in den vergangenen Jahren die Regelmethode zum Abbruch großer (ab 80 m Höhe) Naturzugkühltürme darstellte. Ähnlich wie bei Schornsteinen großer Höhe ist jedoch auch der maschinelle Abbruch bei Kühltürmen möglich und wurde bereits ausgeführt. Der deutlich höhere zeitliche und insbesondere wirtschaftliche Aufwand haben diese Varianten jedoch bisher nur in Fällen mit speziellen Randbedingungen zur Ausführung kommen lassen. Diese speziellen Fälle können individuelle Randbedingungen im Genehmigungsverfahren oder eine sehr sensible und nahe Nachbarbebauung sein.

Sinnvollerweise kommen in Abhängigkeit von der Höhe verschiedene maschinelle Verfahren zum Einsatz. Oberhalb von 80 m Höhe ist zumeist ein Geräteeinsatz in der Höhe erforderlich. Das kann in der Form eines Heraustrennens und Ablassens von Segmenten erfolgen oder mittels kleinerer Abbruchgeräte, welche die Kühlturmschale in der Höhe kleinteilig abtragen. Eine Besonderheit hinsichtlich der Randbedingungen stellt im Kronenbereich jeweils das Schalenrandglied dar; darunter kann von einem kontinuierlichen Regelbereich ausgegangen werden. Unterhalb von ca. 80 m sind bodengestützte Geräte, welche Scheren oder Pulverisierer am Seilausleger führen, im Regelfall schneller und wirtschaftlicher, benötigen aufgrund der hohen Auslage aber auch entsprechende Umfahrungsmöglichkeiten. Unterhalb einer Höhe von ca. 25 m bis 30 m kommen im Regelfall Longfrontbagger mit entsprechenden Anbaugeräten zum Einsatz. Beispiele verschiedener maschineller Verfahren sind in Bild 2 dargestellt.

2.2 Konventioneller Teilrückbau mit gezieltem Kollaps des Restbauwerks

Neben dem vollständig maschinellen Rückbau und dem sprengtechnischen Rückbau können auch konventionelle Abbruchmethoden mit den Vorteilen eines planmäßig final kollabierenden Rückbaus kombiniert werden. Dies kann in Ausnahmenfällen eine zielführende Variante darstellen, wenn zum Beispiel kollabierende Verfahren aufgrund zu großer zu erwartender Erschütterungen nicht zur Ausführung kommen können. In diesem Fall kann zuerst ein Teilabbruch mittels maschineller Verfahren erfolgen. Sobald eine ausreichende Reduktion der abzubrechenden Gesamtmasse bzw. eine ausreichende Verringerung der Fallhöhe erreicht ist, kann ein kollabierendes Verfahren zum wirtschaftlichen Rückbau der verbleibenden Struktur zum Einsatz kommen. Der finale Kollaps der Reststruktur kann sowohl mittels Sprengtechnik als auch durch weitergehende Schwächung bis hin zum Versagen der Gesamtstruktur herbeigeführt werden. In [2] wird dieses Vorgehen eines ausgeführten Rückbaus erläutert. Dieser Spezialfall eines Kipp-Kollaps mit einem vorlaufenden Teilrückbau wird allein aufgrund des erheblichen zeitlichen und wirtschaftlichen Aufwands eine Lösung für sehr individuelle Randbedingungen darstellen.

2.3 Sprengtechnischer Rückbau

Der erforderliche Rückbau von Naturzugkühltürmen, welche im Laufe der Zeit regelmäßig Höhen von mehr als 80 m aufwiesen, hat in den vergangenen 25 Jahren zu

einer Vielzahl von Sprengabbrüchen an diesen Bauwerken geführt. Bereits zum Ende der vergangenen Dekade waren eine möglichst realistische Einschätzung der Standsicherheit in den maßgebenden Bauzuständen und ebenso eine Prognose des Versagensablaufs Ziele der ingenieurtechnischen Planungen. Ein Überblick über den Stand der Technik zu dieser Zeit wird in [3] gegeben. Ausgehend von bereits erfolgten Sprengabbrüchen hoher Schornsteine entwickelte sich die bis heute übliche Kippfallsprengung als Methode der Wahl. Hierzu wird im Vorfeld der Sprengung die Stahlbetonstruktur in verschiedenen Bereichen geschwächt, um letztlich das gewünschte Kollapsverhalten zuverlässig zu erzeugen. Zentrales Element der Schwächung sind zwei diagonale Fallschlitze. Die Verbindung der oberen Endpunkte dieser Fallschlitze bildet die theoretische initiale Kippachse des herbeizuführenden Kollaps. Weiterhin werden Vertikalschlitze in die Schale eingebracht, welche das kontinuierliche Aufreißen der Betonstruktur während des Fallvorgangs begünstigen sollen. Der initiale Impuls zum Kollaps wird durch Sprengung der Stützen über den halben Umfang des Kühlturms sowie des unteren Schalenrandglieds im Bereich der Schlitze erzeugt. Die Elemente sind schematisch in Bild 3 dargestellt. Diese Methodik stellt ein sehr sicheres und erprobtes Rückbauverfahren für Naturzugkühltürme und ähnliche Baukörper dar.

Während vor 25 Jahren eine zuverlässige rechnerische Bewertung der verbleibenden Standsicherheit der geschwächten Struktur sowohl aufgrund der noch nicht vorhandenen numerischen Rechenkapazitäten als auch aufgrund der zu Beginn zwangsläufig fehlenden ausreichenden Erfahrungswerte nicht möglich war, stellt sich dies zum aktuellen Zeitpunkt anders dar. Hinsichtlich einer genaueren Kollapsprognose verhält es sich ebenso. Dieser Wandel wird auch durch eine genauere Betrachtung der Anpassungen der Strukturschwächungen deutlich. In der Vergangenheit hat mittlerweile mehrfach eine Optimierung des Schlitzdesigns stattgefunden. Die häufig großen, diagonal verlaufenden Fallschlitze haben sich hinsichtlich einer ausreichenden Reststandsicherheit als nachteilig erwiesen. Daher ist bei sehr großen bzw. breiten Fallschlitzgeometrien ein verbleibender Steg in der Mitte der Fallschlitze zumeist erforderlich, um ein ausreichendes Sicherheitsniveau der Standsicherheit im Bauzustand vor der Sprengung gewährleisten zu können. Die Stege werden zur Einleitung des planmäßigen Kipp-Kollaps mitgesprengt. Ein Verzicht auf das Sprengen der Stege kann möglich sein. Dadurch wird die Kollapssicherheit zwar reduziert, der Arbeits- und Sprengaufwand kann jedoch in Abhängigkeit von der jeweiligen Geometrie deutlich geringer werden. Die Vor- und Nachteile sind jeweils im individuellen Fall zu bewerten.

Die Höhe der diagonal verlaufenden Fallschlitze reichte ursprünglich meist bis zur Oberkante der unteren Vertikalschlitze. Dies ist mit Blick auf eine ausreichende Kollapssicherheit nach heutigem Kenntnisstand nicht immer erforderlich, sodass die Höhe der Fallschlitze etwas reduziert werden kann. Dadurch ergeben sich Vorteile, da die herzustellenden Schlitze kleiner und mit der erforderlichen Zugangstechnik besser zu erreichen sind. Anstatt der ursprünglichen drei Achsen mit Vertikalschlitzen wurden bereits mehrfach Konzepte mit nur einer Vertikalschlitzachse ausgeführt. Dies ist bei großen Naturzugkühltürmen (ab 80 m Höhe), bei denen die Kühlturmschale im unteren Bereich beim Kollapsvorgang keine nennenswerte Steifigkeit besitzt und eine ausreichend hohe Energie beim Aufschlag des unteren Randglieds der Schale vorliegt, legitim. Eine Unterbrechung des Strukturversagens während des Fallvorgangs ist dann nicht zu erwarten. Bei kleineren, stärker ausgesteiften Strukturen

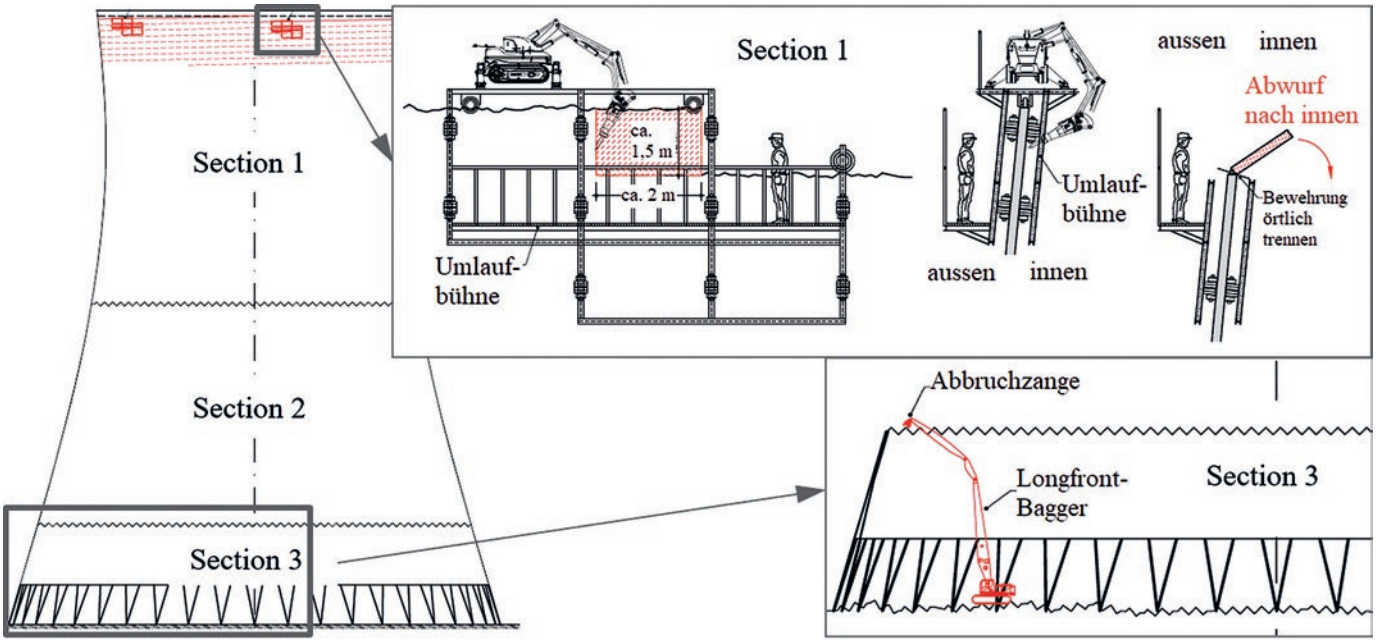

Bild 2 Beispielhafte Darstellung einzelner Schritte eines konventionellen Rückbaus (aus [1])
Schematic sketch of step-by-step deconstruction sections – conventional deconstruction (see [1])

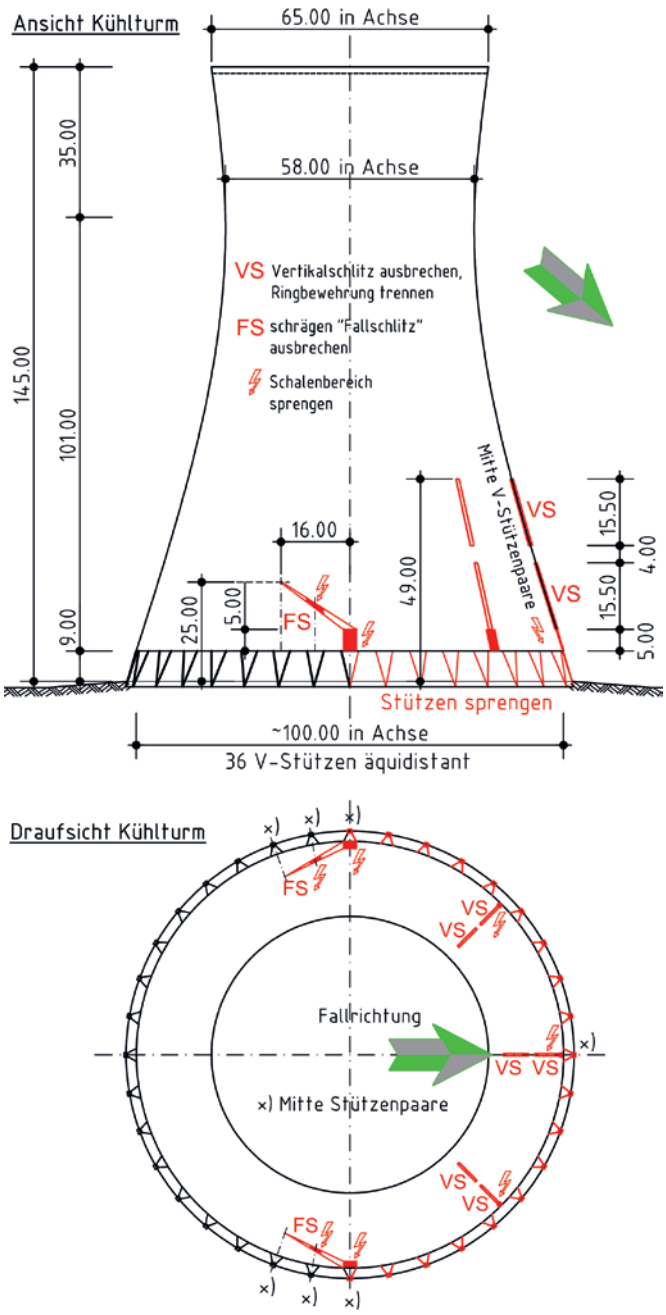

Bild 3 Übliche Vorschwächung zur Vorbereitung eines sprengtechnischen Rückbaus mit Kipp-Kollaps
Schematic sketch of a common weakening in preparation for the deconstruction by blasting

oder nur geringen Fallhöhen ist die Anzahl an Vertikalschlitzen im Einzelfall zu prüfen, um eine ausreichende Kollapssicherheit gewährleisten zu können.

Dieser Wandel zeigt die schrittweisen Optimierungen der vergangenen Jahre. Das vorhandene Optimierungspotenzial ist jedoch damit nicht ausgeschöpft. Mittels der im Folgenden beschriebenen rechnerischen Möglichkeiten und gewonnenen Erfahrungen können auch Kollapsmethoden berücksichtigt werden, die aus einem vorwiegend senkrechten Fall resultieren, was zu einer geringeren Streuung der Bruchstücke führt und das Risiko der Beeinflussung der Nachbarbebauung reduzieren kann. Zudem kann gegebenenfalls auf zeit- und kostenintensiv herzustellende Fallbetten verzichtet werden, wenn nicht davon auszugehen ist, dass maßgebende Bruchstücke über die Grundrissabmessungen des Kühlturms hinausfallen.

3 Ingenieurtechnische Untersuchungen im Zuge des Sprengabbruchs

3.1 Allgemein

Die Beschreibung der ingenieurtechnischen Untersuchungen, die im Zuge des sprengtechnischen Abbruchs eines Naturzugkühlturms durchzuführen sind, erfolgt hier am Beispiel des vielfach erfolgreich umgesetzten Konzepts Sprengabbruch mit Kipp-Kollaps. Die Untersuchungen sollten mit ausreichendem zeitlichem Vorlauf vor dem vorgesehenen Tag der Sprengung beginnen und kurz nach Abschluss der Rückbaumaßnahme – inklusive der Auswertung und Dokumentation des aufgezeichneten Bild- und Datenmaterials – enden. In diesem Zeitraum ist eine mindestens ausreichende Sicherheit der Rückbaumaßnahme durch entsprechend sorgfältige Planung und Ausführung zu gewährleisten. Hinweise zum Rückbau enthält die VDI-Richtlinie 6210 Blatt 9 [4] im Allgemeinen und die VGB-Richtlinie R 613 [5] speziell für Naturzugkühltürme.

Die Rückbauplanung erfolgt üblicherweise im baurechtlichen Rahmen eines Anzeigeverfahrens, in dessen Zuge ein zuständiger qualifizierter Tragwerksplaner benannt wird. Anforderungen an eine Prüfung in statischer und konstruktiver Hinsicht, beispielsweise durch einen Prüfingenieur, bestehen zumeist nicht. Auch eine separate Begleitung der vorlaufenden Arbeiten (z. B. Sägearbeiten, Bohrarbeiten, Ladearbeiten, Abdeckungs- und Schutzmaßnahmen) zur Sprengung liegt meist im eigenverantwortlichen Bereich des Bauherrn. Es ist aus Sicht der Autoren aber in jedem Fall empfehlenswert, sowohl die Planung des Sprengabbruchs als auch deren Ausführung durch qualifizierte Experten unabhängig überprüfen und überwachen zu lassen, auch wenn dies durch das jeweilige baurechtliche Verfahren bisher nicht zwingend gefordert wird. Dadurch entstehen zwar zusätzliche Kosten für den Bauherrn, die aber zu einer Erhöhung der Sicherheit sowie letztendlich zum Erfolg der Maßnahme beitragen. Ein Misserfolg hätte ungleich höhere Kosten, sofern messbar, zur Folge.

3.2 Standsicherheitsbetrachtungen

Der VGB-Standard 610 [6] bildet die Grundlage für die bautechnische Entwurfs-, Genehmigungs- und Ausführungsplanung sowie für die Bauausführung von Kühlturmbauwerken aus Stahlbeton. Vieles davon lässt sich für die Standsicherheitsbetrachtungen im Zuge des Rückbaus von Bestandskühltürmen übertragen. Derzeit wird in einer Arbeitsgruppe des vgbe energy e. V. (zuvor: VGB PowerTech e. V.) zusätzlich eine Richtlinie zur Nachrechnung von Naturzugkühltürmen im Bestand er-

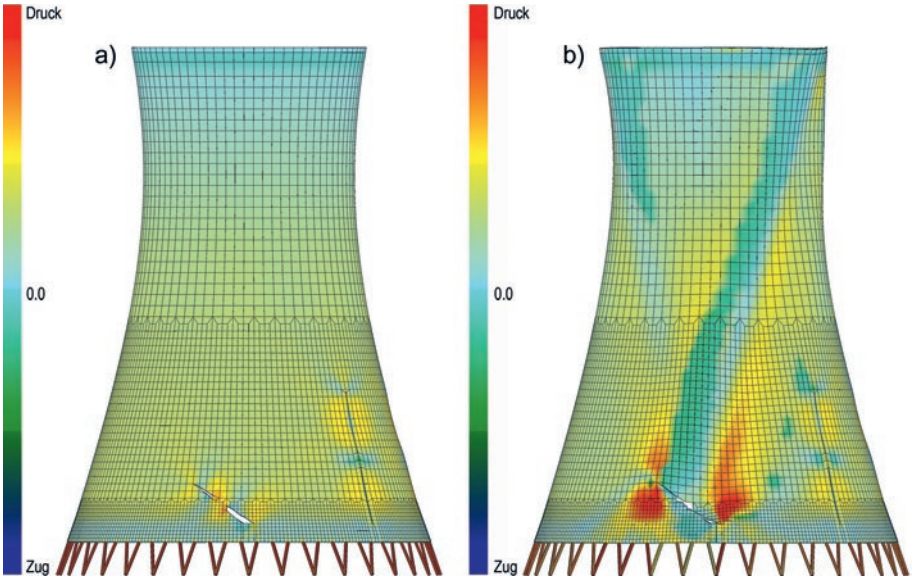

Bild 4 Zehnfach überhöhte Darstellung der Deformation unter 2,1-fachem Eigengewicht mit qualitativer, farbiger Darstellung der Spannungen: a) Fallschlitzgeometrie mit mittigem Steg, b) Fallschlitzgeometrie ohne Steg
10-fold exaggerated illustration of the deformation under 2.1-fold dead weight with qualitative, coloured representation of stresses: a) discontinuous fall slit with central strut, b) large fall slit without central strut

arbeitet, die zukünftig eine weitere wichtige Hilfestellung für Standsicherheitsbetrachtungen temporärer Rückbauzustände von Bestandskühltürmen darstellen dürfte.

Das Einbringen von Vorschwächungen in der Kühlturmschale, wie für den in Bild 3 dargestellten Fall eines standardmäßigen Sprengabbruchs mit Kipp-Kollaps, wirkt sich nachteilig auf die Standsicherheit des Kühlturmtragwerks aus. Für derartig vorgeschwächte temporäre Rückbauzustände ist ab Einbringen der Vorschwächung bis zur Sprengung selbst eine ausreichende Reststandsicherheit nachzuweisen. Dazu werden heutzutage in der Regel Modelle auf Basis der Finite-Elemente-Methode (FEM) verwendet. Alle nachfolgend gezeigten Simulationen der Standsicherheitsbetrachtungen und zur Kollapssicherheit wurden mit der FE-Software SOFiSTiK erstellt.

Die im Idealfall rotationssymmetrisch ausgebildete Kühlturmschale sorgt im ungeschwächten Zustand für eine gleichmäßige Verteilung und Ableitung einwirkender Beanspruchungen. Durch das Einbringen der Vorschwächungen geht die Rotationssymmetrie verloren und es stellen sich veränderte Spannungszustände in Kühlturmschale und -stützen ein. Insbesondere in den Bereichen der großen Fallschlitze FS kann es zu erheblichen Spannungskonzentrationen kommen. Um dies zu verdeutlichen, zeigt Bild 4 exemplarisch die rechnerisch ermittelten Verformungen und Spannungen, die in einer Traglastiteration durch sukzessive Steigerung des Eigengewichts bei einem Laststeigerungsfaktor von $\lambda = 2{,}1$ für zwei Varianten ermittelt wurden. Variante a) entspricht der Vorschwächung mit mittigen Stegen in den Fallschlitzen gemäß Bild 3, während bei Variante b) auf die Stege in den Fallschlitzen verzichtet wurde. Die zugehörigen Last-Verformungs-Kurven des Knotens mit der größten horizontalen Verformung, der in Variante b) mittig in der ausgeprägten Falte oberhalb eines Fallschlitzes liegt, sind in Bild 5 dargestellt. Es ist ein signifikanter Einfluss der mittigen Stege auf die ermittelten Verformungen und Spannungen erkennbar. Dies zeigt, dass das Schlitzdesign und die flankierenden Standsicherheitsbetrachtungen einen wesentlichen Bestandteil für einen sicheren und erfolgreichen sprengtechnischen Rückbau von Naturzugkühltürmen bilden.

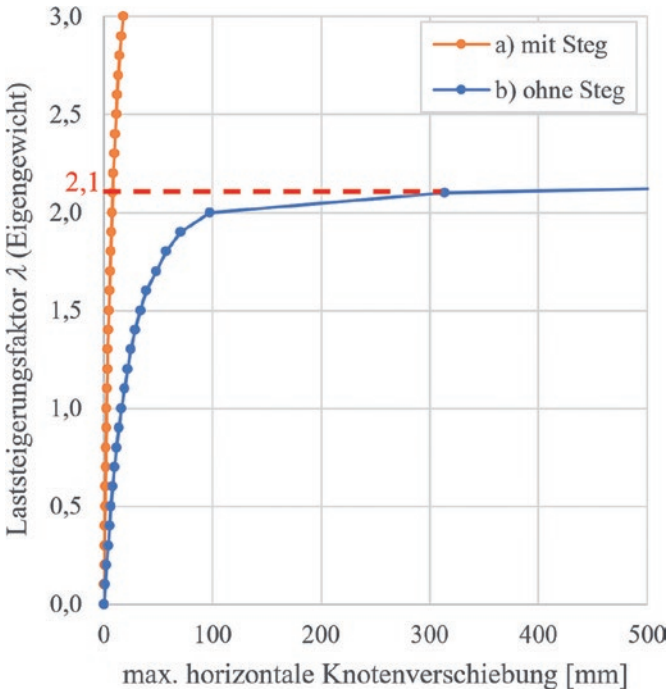

Bild 5 Last-Verformungs-Kurven infolge sukzessiver Steigerung des Eigengewichts
Load-displacement curves due to increase of dead weight

Eine linear elastische Schnittgrößenermittlung mit anschließender elementweiser Bemessung (Nachweis auf Querschnittsebene) – wie sie üblicherweise im Zuge der Nachweisführung in der Neubauplanung erfolgt – ist hier zumeist nicht zielführend. Besser eignen sich nichtlineare Verfahren, bei denen der Nachweis auf Systemebene erfolgt und Lastumlagerungen berücksichtigt werden können. Es sind sowohl physikalische als auch geometrische Nichtlinearitäten geeignet zu berücksichtigen.

Grundsätzliche Erläuterungen zur nichtlinearen Berechnung von Stahlbetontragwerken mithilfe der Finite-Elemente-Methode enthält [7], wo unter anderem auch verschiedene Sicherheitskonzepte für nichtlineare Berechnungen dargestellt sind. Dazu zählen das in [6, 8, 9] enthaltene „γ_R-Verfahren“, die „Partial factor method (PFM)“, die „ECOV-Methode“ sowie probabilistische Analysen. Auf eine genauere Erläuterung wird an dieser Stelle verzichtet und auf die Ausführungen in [7] verwiesen. Vergleichende Untersuchungen der Sicherheitskonzepte „γ_R-Verfahren“, „Partial factor method (PFM)“ und „ECOV-Methode“ am Beispiel eines in ähnlicher Form vorgeschwächten Kühlturms enthält [1]. Es wurden dort jeweils ähnliche Ergebnisse hinsichtlich der ermittelten Traglasten mit den unterschiedlichen Sicherheitskonzepten erzielt. Eine beispielhafte Untersuchung der Entwicklung der Tragwerkszuverlässigkeit über die Bauwerkslebensdauer unter Berücksichtigung spezifischer Daten aus dem Kühlturmmonitoring auf Grundlage probabilistischer Analysen zeigt [10]. Zusammenfassend kann für den vorliegenden Anwendungsfall die Verwendung des normativ im Eurocode 2 [8, 9] verankerten und speziell für Kühltürme im VGB-Standard 610 [6] beschriebenen „γ_R-Verfahrens“ empfohlen werden. Beispielhafte Anwendungen für Naturzugkühltürme sind in [11, 12] enthalten. Dabei ist nachzuweisen, dass die rechnerische Systemtraglast im Grenzzustand der Tragfähigkeit, ausgedrückt über den Laststeigerungsfaktor λ, einen ausreichenden Sicherheitsabstand zu den nachzuweisenden Bemessungswerten der maßgebenden Einwirkungskombination erreicht:

$$\lambda \cdot E_d \leq R\left(f_{cR}, f_{ctR}, E_{cR}, f_{yR}, f_{tR}, f_{p0,1R}, f_{pR}\right) \quad \text{mit } \lambda \geq \left(\gamma_R = 1{,}3\right) \tag{1}$$

Die maßgebende Einwirkungskombination auf der Einwirkungsseite E_d setzt sich für den Standsicherheitsnachweis des vorgeschwächten Zustands mindestens aus den Einwirkungen Eigengewicht und Windlast zusammen. Für den Windlastansatz darf die Länge des vorübergehenden Rückbauzustands berücksichtigt werden, woraus sich nach Tabelle NA.B.5 in [13, 14] eine deutliche Abminderung der Windlast um bis zu 50 % ergibt. Generell wird zur exakten Erfassung der Windlastsituation am Standort die Erstellung eines windtechnologischen Gutachtens – sofern nicht vorliegend – im Zuge der Rückbauplanung empfohlen. Weitere Einwirkungen wie beispielsweise ungleichmäßige Setzungen oder Erschütterungslasten beim Abbruch benachbarter Gebäude oder Kühltürme können ebenfalls einen nennenswerten Einfluss auf die Standsicherheit des vorgeschwächten Kühlturms haben und sind entsprechend zu berücksichtigen bzw. zu bewerten. Temperaturlasten haben bei der Traglastermittlung im Grenzzustand der Tragfähigkeit keinen nennenswerten Einfluss und können vernachlässigt werden.

Auf der Widerstandsseite R sind in Gl. (1) rechnerische Mittelwerte der Baustofffestigkeiten und -steifigkeiten anzusetzen. Dabei sind der bauliche Zustand und die tatsächlich vorliegenden Materialkennwerte in geeigneter Weise zu berücksichtigen. Während Schäden am Bauwerk sich hier nachteilig auswirken, sind oftmals höhere Betondruckfestigkeiten als in den Bestandsunterlagen angegeben vorzufinden. Dies kann zumeist auf eine hohe Qualität bei der Errichtung sowie auf Nacherhärtungsvorgänge zurückgeführt werden. Idealerweise liegen solche Daten als Bestandteil eines aktiven Lebensdauermanagements gemäß VGB-Richtlinie 613 [5] ohnehin vor. Falls nicht, sind diese durch entsprechende Erkundungen am Bauwerk zu beschaffen.

Sobald Einwirkungsseite E und Widerstandsseite R hinreichend bekannt sind, können die erforderlichen Nachweise zur Standsicherheit und Beulsicherheit für den temporären Rückbauzustand geführt werden. Defizite, die sich aus den Vorschwächungen wie in Bild 3 dargestellt ergeben, können dabei zumeist durch den Ansatz reduzierter Windlasten kompensiert werden und somit kann eine ausreichende Reststandsicherheit nachgewiesen werden.

3.3 Untersuchungen zur Kollapssicherheit

Neben dem Nachweis einer ausreichenden Standsicherheit des vorgeschwächten Rückbauzustands sind Untersuchungen zur Kollapssicherheit von entscheidender Bedeutung, um vorab zu überprüfen, ob sich das gewünschte Kollapsverhalten bei Sprengung mit den gewählten Vorschwächungen und Sprengbereichen mit ausreichender Sicherheit einstellt. In der Vergangenheit wurde dies durch Erfahrungswerte und vereinfachte Überschlagsrechnungen – z. B. an Stabmodellen – sichergestellt. Dies ist für den Stand der Technik vor etwa 25 Jahren in [3] dargestellt. Seitdem haben sich Rechenkapazitäten und Ingenieursoftware erheblich weiterentwickelt, sodass heutzutage komplexe Simulationen der kompletten Kollapsvorgänge von Bauwerken bei Sprengung möglich sind. Dies wurde in den letzten Jahren im Vorfeld mehrerer Kühlturmsprengungen erfolgreich umgesetzt, kann aber auch bei unplanmäßig verlaufenden Sprengabbrüchen im Nachgang zur Beweissicherung eingesetzt werden. Der Querabgleich mit den tatsächlich ausgeführten Kühlturmsprengungen zeigt eine sehr gute Qualität der Simulationen, sodass mittlerweile eine fundierte Erfahrungsbasis für die maßgeblichen Simulationsparameter vorliegt. Die Ergebnisse der Kollapssimulationen liefern darüber hinaus Informationen zur erwarteten Aufprallfläche sowie wichtige Eingangsparameter für Erschütterungsprognosen.

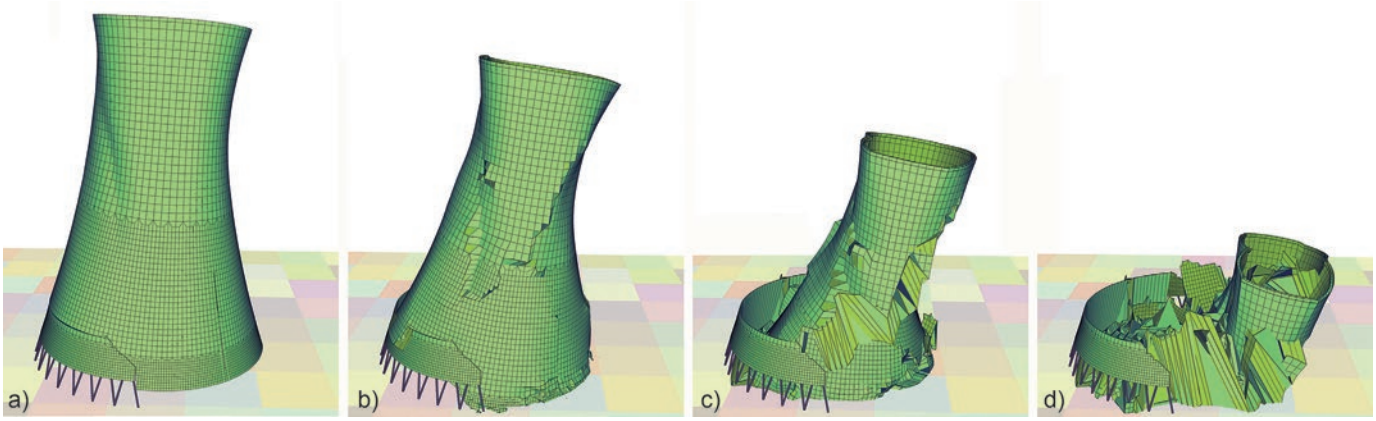

Bild 6 Simulation eines Kipp-Kollaps zu den Zeitpunkten a) $t = 1{,}5$ s, b) $t = 3{,}0$ s, c) $t = 4{,}5$ s, d) $t = 6{,}0$ s
Simulation of a common collapse at a) $t = 1.5$ s, b) $t = 3.0$ s, c) $t = 4.5$ s, d) $t = 6.0$ s

Für die hier dargestellten Simulationen wird auf das zuvor verwendete FE-Modell der Standsicherheitsbetrachtungen zurückgegriffen, in dem weiterhin physikalisch und geometrisch nichtlineare Ansätze implementiert sind. Zur Abbildung des lokalen Bauteilversagens (insbesondere der gewollten rückseitigen Rissbildung infolge eines sukzessiven Druckbruchs) werden dehnungsbasierte Grenzbedingungen verwendet, die den eintretenden Steifigkeitsabfall bei Überschreitung der Grenzdehnungen beschreiben. Darüber hinaus wird das Modell mit Kontaktbedingungen zur Abbildung des Aufschlagvorgangs auf dem Untergrund erweitert. Kontaktbedingungen zwischen nicht direkt miteinander verbundenen Elementen sind nicht implementiert. Es wird ein implizites Zeitverlaufsverfahren mit direkter Integration verwendet. Informationen zur Tragwerksberechnung und Modellbildung für die Untersuchung seismischer Einwirkungen enthalten die sicherheitstechnischen Regeln des KTA [15, 16]. Diese sind teilweise auch für Untersuchungen zur Kollapssicherheit hilfreich bzw. übertragbar.

Anders als bei den Standsicherheitsbetrachtungen erfolgt die Kollapssimulation als Best-Estimate-Simulation ohne den Ansatz von Sicherheiten, um das Kollapsverhalten möglichst realitätsnah abbilden zu können. Der Einfluss von Streuungen in den Eingangsparametern ist durch zusätzliche Simulationen hinsichtlich der Auswirkungen auf den gewünschten Kollaps zu bewerten, wodurch eine ausreichende Sicherheit sichergestellt werden kann. Dabei sei angemerkt, dass derartige Kollapssimulationen relativ aufwendig sind und erhebliche Rechenzeiten in Anspruch nehmen, sodass diese aktuell nicht in beliebigem Umfang durchführbar sind. Somit kommt der Identifikation der maßgeblichen Einflussparameter große Bedeutung zu. Üblicherweise sind die maßgeblichen Einflussparameter im Bereich der verwendeten Baustoffe und deren Materialparameter sowie in den Parametern zur Steuerung des Zeitintegrationsverfahrens zu verorten.

Mit dem beschriebenen FE-Modell wurde die Simulation des in Bild 3 gezeigten Beispiels eines sprengtechnischen Rückbaus mit Kipp-Kollaps durchgeführt. Zum Zeitpunkt der Sprengung $t = 0$ s werden die Elemente in den Sprengbereichen (Sprengfelder am unteren Randglied, Stege in den Fallschlitzen und die Hälfte der Schalenstützen) gelöscht. Bild 6 zeigt den simulierten Kipp-Kollaps, der sich anschließend im Modell einstellt, zu verschiedenen Zeitpunkten von $t = 1{,}5$ s in Bild 6a) bis $t = 6{,}0$ s in Bild 6d) mit dem gewünschten typischen Verhalten, ausgehend von der Ausbildung eines fortschreitenden horizontalen Risses (Druckbruch) zwischen den oberen Enden der Fallschlitze über das Aufschlagen des unteren Randglieds mit definiertem Aufschlagpunkt in der Achse des zentralen Vertikalschlitzes bis hin zur anschließenden Selbstzerstörung der aufschlagenden Schale auf dem Untergrund.

3.4 Erschütterungsprognosen

Erschütterungen aus den Abbruchsprengungen selbst sind zumeist geringer als die Erschütterungen infolge des Aufpralls der fallenden Massen des Bauwerks und werden bei den nachfolgenden Ausführungen nicht betrachtet. Eine vereinfachte, sehr praxisnahe Möglichkeit zur Abschätzung der Erschütterungen infolge umstürzender Bauwerke ist in DIN 4150-1 [17] enthalten. Mit der Gleichung

$$v_{\max} = k\left(\frac{E}{E_0}\right)^{0,5}\left(\frac{R}{R_0}\right)^{-\mathrm{m}} \tag{2}$$

kann der Maximalwert der Schwinggeschwindigkeit im Freifeld $v_{\max}$ in Abhängigkeit von der Fallenergie E und der Entfernung zum Erschütterungszentrum R grob ermittelt werden. Neben den konstanten Bezugswerten E_0 für die Energie und R_0 für den Abstand beinhaltet die Gleichung die empirisch zu ermittelnden Parameter k und m. Die Zahlenwerte für die Parameter k und m sind aus vergleichbaren Fällen in Bezug auf den Untergrund, das Fallverhalten und den Entfernungsbereich zu belegen. Für Kühlturmsprengungen mit Kipp-Kollaps existieren hierzu Erfahrungswerte in ausreichendem Maße. Die so ermittelten maximalen Schwinggeschwindigkeiten $v_{\max}$ können direkt mit den in DIN 4150-3 [18] angegebenen Anhaltswerten zur Beurteilung der Wirkung von

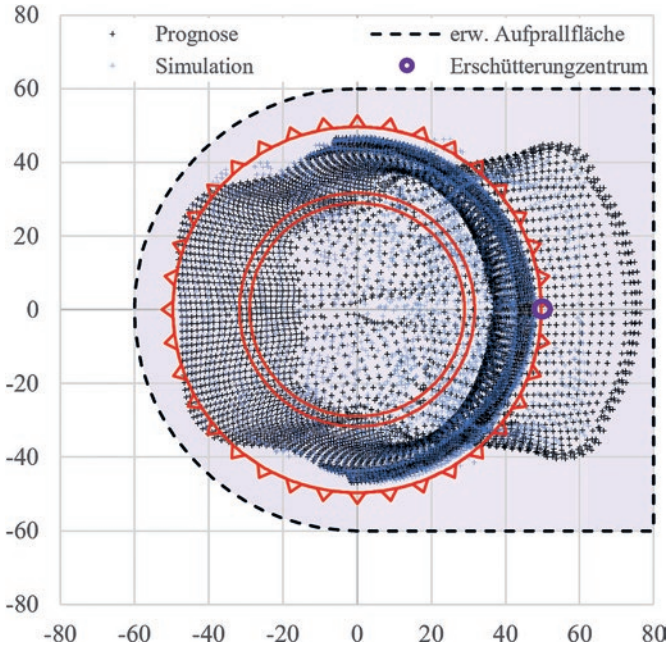

Bild 7 Prognostizierte und simulierte Aufschlagpunkte der Einzelmassen – Kollapsmodell Kipp-Kollaps
Predicted and simulated impact points of single masses – common collapse

kurzzeitigen Erschütterungen auf Gebäude und erdverlegte Rohrleitungen – bzw. deren Schadensfreiheit – abgeglichen werden.

Für die Kollapssimulation des Kipp-Kollaps sind die Aufschlagpunkte der Einzelmassen auf der Erdoberfläche in Bild 7 mit blauen Kreuzen dargestellt. Zusätzlich sind die Aufschlagpunkte einer Prognose, die aus der Auswertung der Bewegungsgleichung der eingeprägten Bewegung zum Zeitpunkt des Aufschlags des unteren Randglieds auf der Erdoberfläche ermittelt wurde, mit schwarzen Kreuzen eingetragen. In der Prognose ist somit die Energiedissipation aus dem nichtlinearen Verhalten und dem Plastizieren des Materials nicht enthalten. Die Ergebnisse der Aufschlagpunkte von Prognose und Simulation unterscheiden sich nur unwesentlich. Es ist zu erkennen, dass die Kühlturmschale in Fallrichtung deutlich über den ursprünglichen Grundriss hinausfällt. Demensprechend ergibt sich in Fallrichtung eine recht große erwartete Aufprallfläche. Das Erschütterungszentrum, von dem aus die Entfernung zur Ermittlung der maximalen Schwinggeschwindigkeit nach Gl. (2) ermittelt wird, wird üblicherweise im Bereich des unteren Randglieds in Fallrichtung angenommen.

Die zugehörigen Aufschlagszeiten der über die Fallhöhe aufgetragenen Einzelmassen sowie die zugehörigen Impulssummen je Zeitintervall von 0,1 s zeigt Bild 8. Während die Aufschlagszeiten der Prognose mit einem initialen Verzug, der auf die einleitende Rissbildung zwischen den oberen Enden der Fallschlitze zurückzuführen ist, der Kurve des freien Falls folgen, ergeben sich für die Simulation spätere Aufschlagszeiten. Dies ist plausibel, da in diesen Ergebnissen Abstütz- bzw. Selbstzerstörungseffekte der Schale enthalten sind, die zu einer Verlangsamung des Kollapsvorgangs um insgesamt circa eine Sekunde und einer Reduzierung der Impulslasten der aufschlagenden Einzelmassen führt. Zur exemplarischen Darstellung der Impulssummen sei grundsätzlich angemerkt, dass der initiale Impuls beim Auftreffen des unteren Randglieds im Bereich des Erschütterungszentrums zwischen etwa 1,7 s und 2,0 s stark unterschätzt wird, da nur die direkt aufschlagenden, nicht aber die fest mit angeschlossenen Massen der höheren Bauwerksbereiche berücksichtigt werden. Die hohen Impulslasten gegen Ende des Aufschlagsvorgangs resultieren einerseits aus den hohen Aufschlagsgeschwindigkeiten, andererseits aus der erhöhten Masse im Bereich des oberen Randglieds.

Neben der relativ einfachen Möglichkeit auf Basis von DIN 4150 zur Bewertung der Nachbarbebauung für die prognostizierten Erschütterungen existieren weitere, komplexere Möglichkeiten – beispielsweise mithilfe numerischer Untersuchungen zur Erschütterungsausbreitung im Baugrund (vgl. beispielsweise [19]) oder Vor-Ort-Untersuchungen mit definierter Anregung und Messung der Transmission durch den Baugrund bis in die Nachbarbebauung. Diese sind ungleich aufwendiger, aber im Falle sehr naher Nachbarbebauungen oder bei Vorliegen eines erschütterungsempfindlichen Umfelds möglicherweise erforderlich. Die Ergebnisse der Kollapssimulationen, hier auszugsweise und beispielhaft in den Bildern 7 und 8 gezeigt, können in diesen Fällen als wichtige Eingangsparameter dienen, um eine möglichst zielgenaue Erschütterungsprognose zu erstellen.

3.5 Sicherungsmaßnahmen zur Reduzierung der Auswirkungen auf die Umwelt

Der Spreng- und Absperrbereich am Tag der Sprengung ist vom Sprengberechtigten in Absprache mit den zuständigen Behörden festzulegen. Die technische Richtlinie SprengTR 310 gibt für den Regelfall einen Umkreis mit einem Radius von 300 m von der Sprengstelle für den Sprengbereich an, der nach einer Gefährdungsbeurteilung des Sprengunternehmens präzisiert werden kann. Hier dürfen sich zum Zeitpunkt der Sprengung keine Personen in ungedeckten Positionen befinden. Eine kurzzeitige Sperrung von Straßen, Bahn- oder Leitungstrassen im Absperrbereich ist rechtzeitig zu planen und mit den zuständigen Behörden/Unternehmen abzustimmen.

Die Sprengzonen selbst sind ausreichend abzudecken, um den Streuflug aus dem Sprengereignis zu minimieren. Hierfür ist eine Abdeckung der einzelnen Sprengzonen mit Maschendraht und Vlies gängige Praxis. Auf die ordnungsgemäße Befestigung der Abdeckungen ist dabei besonderes Augenmerk zu legen. Die genauen Schutzmaßnahmen zur Minimierung des Sprengstreuflugs sind vom gewählten Sprengunternehmen zu planen, abzustimmen und auszuführen. Maßnahmen bezüglich eines Aufprallstreuflugs sind bei dieser Art der Abbruchsprengung zur gezielten Herbeiführung eines Kipp-Kollaps zumeist nicht

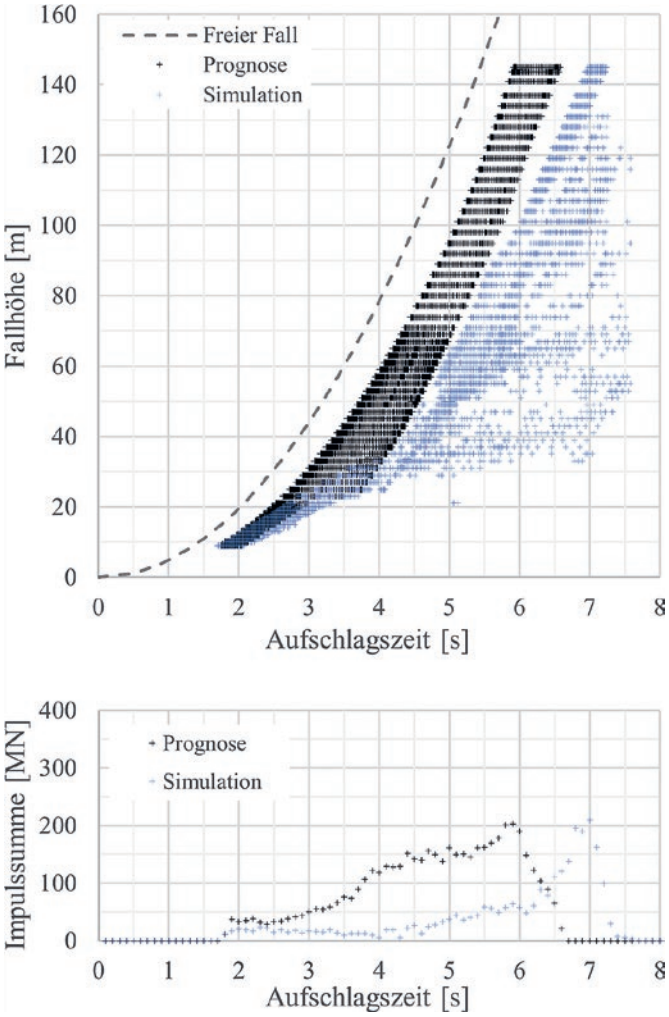

Bild 8 Prognostizierte und simulierte Aufschlagszeiten und Impulssummen – Kollapsmodell Kipp-Kollaps
Predicted and simulated impact times and sums of impulse – common collapse

erforderlich. Zur Minimierung der Staubimmissionen während der Sprengung können Hydroschilder, Strahlrohre, Sprengungen von wassergefüllten Big Bags oder anderer wassergefüllter Behältnisse eingesetzt werden. Die Wirksamkeit dieser Maßnahmen ist allerdings begrenzt. Für die erwartete Staubbelastung ist das Verhältnis zwischen Aufwand und Nutzen für Staubbindemaßnahmen mit Blick auf die Sensitivität der Umgebung daher im Einzelfall abzuwägen.

Für Bauwerke oder Einrichtungen, die sich in unmittelbarer Nähe zur Sprengstelle befinden, sind Schutzeinrichtungen, Abdeckungen oder Einhausungen im Einzelfall zu planen und zu dimensionieren. Eine Reduzierung des Schadensrisikos für Leitungen oder Bauwerke im Baugrund, die sich im Bereich der erwarteten Aufprallfläche befinden (vgl. Bild 7), kann durch locker aufgeschüttete Schutzwälle oder -betten aus nichtbindigem Material erreicht werden. Deren Herstellung ist jedoch aufgrund der großen benötigten Materialmengen, bei üblichen Höhen im Bereich von 3 m, sehr aufwendig und kostenintensiv. Zudem ist im Falle des Kollapses des Bauwerks auf das Schutzbett eine anschließende Trennung des Materials im Zuge des nachgelagerten Recyclings der Ressource Stahlbeton erforderlich.

4 Vorschlag optimierter Rückbaukonzepte für den Sprengabbruch

4.1 Konzeptbeschreibung

Nachfolgend werden zwei optimierte Rückbaukonzepte für den Sprengabbruch von Naturzugkühltürmen vorgeschlagen. Ausgang bildet die in Bild 3 gezeigte Kühlturmgeometrie, für die jeweils eine Anpassung der Vorschwächungen und Sprengbereiche vorgenommen wird. Einerseits ist es wünschenswert, den Aufwand für die Herstellung der Vorschwächungen sowie den Sprengmitteleinsatz minimal zu halten. Andererseits sollte dabei ein hohes Sicherheitsniveau, insbesondere bei Standsicherheit und Kollapssicherheit, weiterhin gewährleistet werden. Zudem soll die maximal erwartete Aufprallfläche reduziert werden, sodass möglichst das gesamte Bauwerk beim Kollaps in der Kühlturmtasse aufschlägt. Vor diesem Hintergrund wurden die optimierten Rückbaukonzepte Variante 2 und Variante 3 entwickelt. Deren Vorschwächungen und Sprengbereiche zeigt Bild 9.

Das Rückbaukonzept Variante 2 ähnelt der standardmäßigen Vorschwächung eines sprengtechnischen Rückbaus mit Kipp-Kollaps. Es ist von einem Sprengabbruch inspiriert, bei dem im Zuge der Sprengung nur ein Teil der planmäßigen Hälfte der Kühlturmstützen gesprengt wurde, es in der Folge aber trotzdem zu einem erfolgreichen Kollaps kam. Es werden die gleichen Vorschwächungselemente in Form von Fallschlitzen und Vertikalschlitzen gewählt wie beim standardmäßigen Kipp-Kollaps. Durch die doppelte Anzahl an Fallschlitzen können diese jeweils kleiner ausgeführt werden. Die verbleibende Schalenlänge zwischen den oberen Enden der Fallschlitze – wo es unmittelbar nach Sprengung zu einer Rissbildung infolge eines Druckbruchs kommt – ist in Summe mit dem Kipp-Kollaps vergleichbar. In den zwei Aufprallbereichen des unteren Randglieds auf dem Tassenboden wird mittig jeweils eine Achse mit Vertikalschlitzen vorgesehen, um die Selbstzerstörung der Schale beim Aufprall zu begünstigen. Durch das gleichzeitige Sprengen von jeweils zwei gegenüberliegenden Vierteln der Stützen zwischen den Fallschlitzen treten theoretisch zwei voneinander weg gerichtete Kipp-Kollaps-Vorgänge der Bauwerkshälften ein. Da die Bauwerkshälften tatsächlich miteinander verbunden sind, stellt sich effektiv keine Kippbewegung ein und es kommt zu einem vertikalen Kollabieren, bei dem die Schale ovalisiert. Auszüge aus dem simulierten Kollapsvorgang sind in den Bildern 11a)–11d) dargestellt.

Beim Rückbaukonzept Variante 3 ist ebenfalls vorgesehen, in Summe die Hälfte der Kühlturmstützen zu sprengen. Durch die Wahl jeder zweiten Stütze der V-Stützenpaare kommt es zu einer weitestgehend starren Rotationsbewegung der Schale während des vertikalen

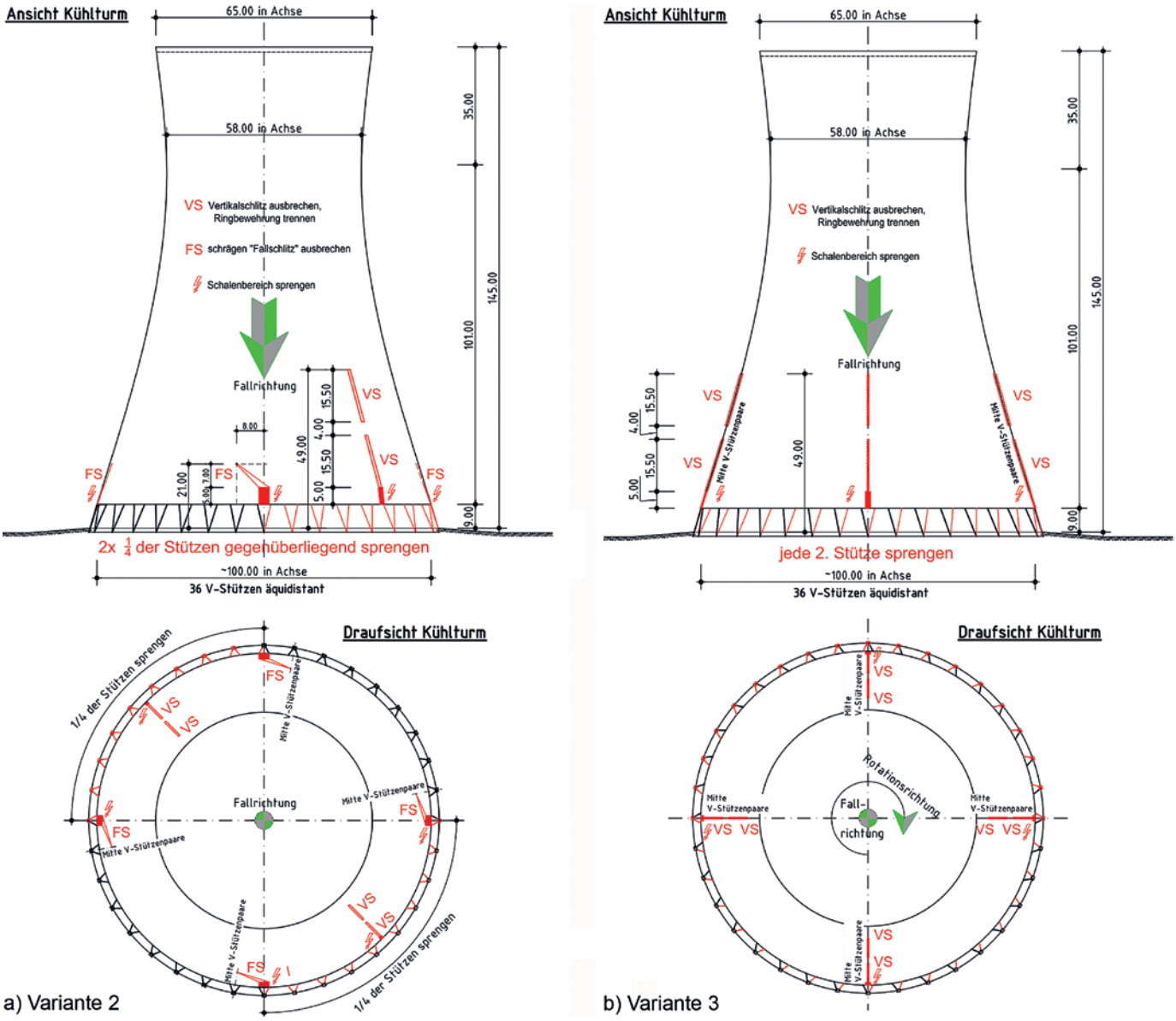

Bild 9 Optimierte Vorschwächungen zur Vorbereitung eines sprengtechnischen Rückbaus: a) Variante 2; b) Variante 3
Optimized weakenings for the preparation of a deconstruction by blasting: a) variant 2; b) variant 3

Kollabierens. In Abhängigkeit von der konstruktiven Ausbildung der verbleibenden Stützen sind gewisse Einspanneffekte in Fundamente und Schale durch zusätzliche Sprengladungen zu beseitigen, um eine ausreichende Kinematik des Systems herbeizuführen. Beim gleichmäßigen Aufschlag des unteren Randglieds über dessen komplette Länge auf dem Tassenboden kommt es zur Selbstzerstörung der Schale, die durch die Vertikalschlitze in vier um jeweils 90° versetzten Achsen begünstigt wird. Auszüge aus dem simulierten Kollapsvorgang sind in den Bildern 11e)–11h) dargestellt.

Die Anzahl der Vorschwächungen und Sprengbereiche der Varianten 2 und 3 sind in Tab. 1 der Referenz Kipp-Kollaps gegenübergestellt. Der Aufwand zur Herstellung der Schlitze liegt für alle Varianten in vergleichbarer Größenordnung. Für die Herstellung der Sprengbereiche in den Kühlturmstützen, am unteren Randglied der Schale und in den Stegen der Fallschlitze ist in Tab. 2 eine überschlägige Abschätzung der Anzahl an Bohrlöchern, der Bohrlochlänge gesamt sowie der erforderlichen Sprengstoff-Gesamtmasse zusammengestellt. Es zeigen sich für die Referenz Kipp-Kollaps und die Variante 2 vergleichbare Werte. Für Variante 3 sind der Herstellungsaufwand für die Bohrungen und die benötigte Sprengstoff-Gesamtmenge etwas geringer.

4.2 Standsicherheitsbetrachtungen

Auch das Einbringen der Vorschwächungen entsprechend den Rückbaukonzepten Variante 2 und 3 in der Kühlturmschale, wie in Bild 9 dargestellt, wirkt sich nachteilig auf die Standsicherheit des Kühlturmtragwerks aus und ist entsprechend zu untersuchen. Die Auswirkungen der Vorschwächungen in Form der Vertikalschlitze auf die Standsicherheit sind relativ gering und wie im Falle des Rückbaukonzepts Kipp-Kollaps als unkritisch zu bewerten. Die Abstände untereinander sind dabei jeweils so groß gewählt, dass sich keine gegenseitige Beeinflussung

Tab. 1 Anzahl der Vorschwächungen und Sprengbereiche der betrachteten Rückbaukonzepte
Number of weakenings and blasting areas of the considered deconstruction concepts

	Vertikalschlitz-achsen	Fallschlitze	Sprengbereiche Stege in Fallschlitzen	Sprengbereiche am unteren Randglied
Kipp-Kollaps (Referenz)	3	2 (groß)	2	5
Variante 2	2	4 (klein)	–	6
Variante 3	4	–	–	4

Tab. 2 Abschätzung erforderlicher Bohrarbeiten und des Sprengstoffbedarfs
Estimated drilling work and demand on explosives

	Anzahl Bohrlöcher	Bohrlochlänge gesamt	Sprengstoff-Gesamtmenge
Kipp-Kollaps (Referenz)	ca. 700	ca. 280 m	ca. 110 kg
Variante 2	ca. 600	ca. 260 m	ca. 110 kg
Variante 3	ca. 450	ca. 220 m	ca. 90 kg

ergibt. Die Vorschwächungen in Form der kleinen Fallschlitze der Variante 2 wirkt sich hinsichtlich der Standsicherheit günstiger als beim Rückbaukonzept Kipp-Kollaps aus, da die Fallschlitze deutlich kleiner sind. Ein Lastabtrag um die Fallschlitze herum ohne nennenswerte Verformungen oder Faltenbildungen ist problemlos möglich. Auch hier sind die Abstände untereinander jeweils so groß gewählt, dass sich keine gegenseitige Beeinflussung ergibt.

Zusammenfassend sind die Vorschwächungen der Varianten 2 und 3 hinsichtlich der Standsicherheit als günstiger gegenüber der Standardvariante Kipp-Kollaps zu bewerten. Diese Aussage ersetzt jedoch nicht eine detaillierte Untersuchung im Rahmen der Rückbauplanung. Zu Vergleichszwecken sind in Bild 10 die überhöhten Darstellungen der Deformationen unter 2,1-fachem Eigengewicht mit qualitativer farbiger Darstellung der Spannungen für die Varianten 2 und 3 in analoger Weise zu Bild 4 dargestellt. Es sind in Bild 10 jeweils keine nennenswerten Verformungen zu erkennen und das Spannungsbild zeigt sich relativ homogen, ohne verstärkte Spannungskonzentrationen wie in Bild 4b). Die Vorschwächungen der Varianten 2 und 3 beeinflussen das Tragverhalten des Schalentragwerks nur geringfügig.

4.3 Untersuchungen zur Kollapssicherheit

Es wurden Kollapssimulationen für die optimierten Rückbaukonzepte Variante 2 und Variante 3 in gleicher Weise wie für den zuvor gezeigten Standardfall Kipp-Kollaps

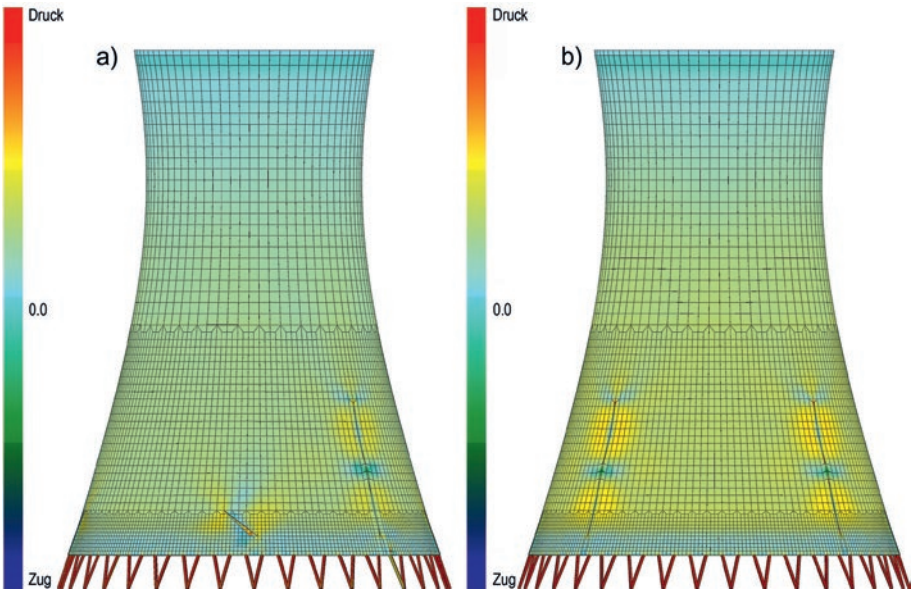

Bild 10 Zehnfach überhöhte Darstellung der Deformation unter 2,1-fachem Eigengewicht mit qualitativer, farbiger Darstellung der Spannungen: a) Variante 2, b) Variante 3
10-fold exaggerated illustration of the deformation under 2.1-fold dead weight with qualitative, coloured representation of stresses: a) variant 2, b) variant 3

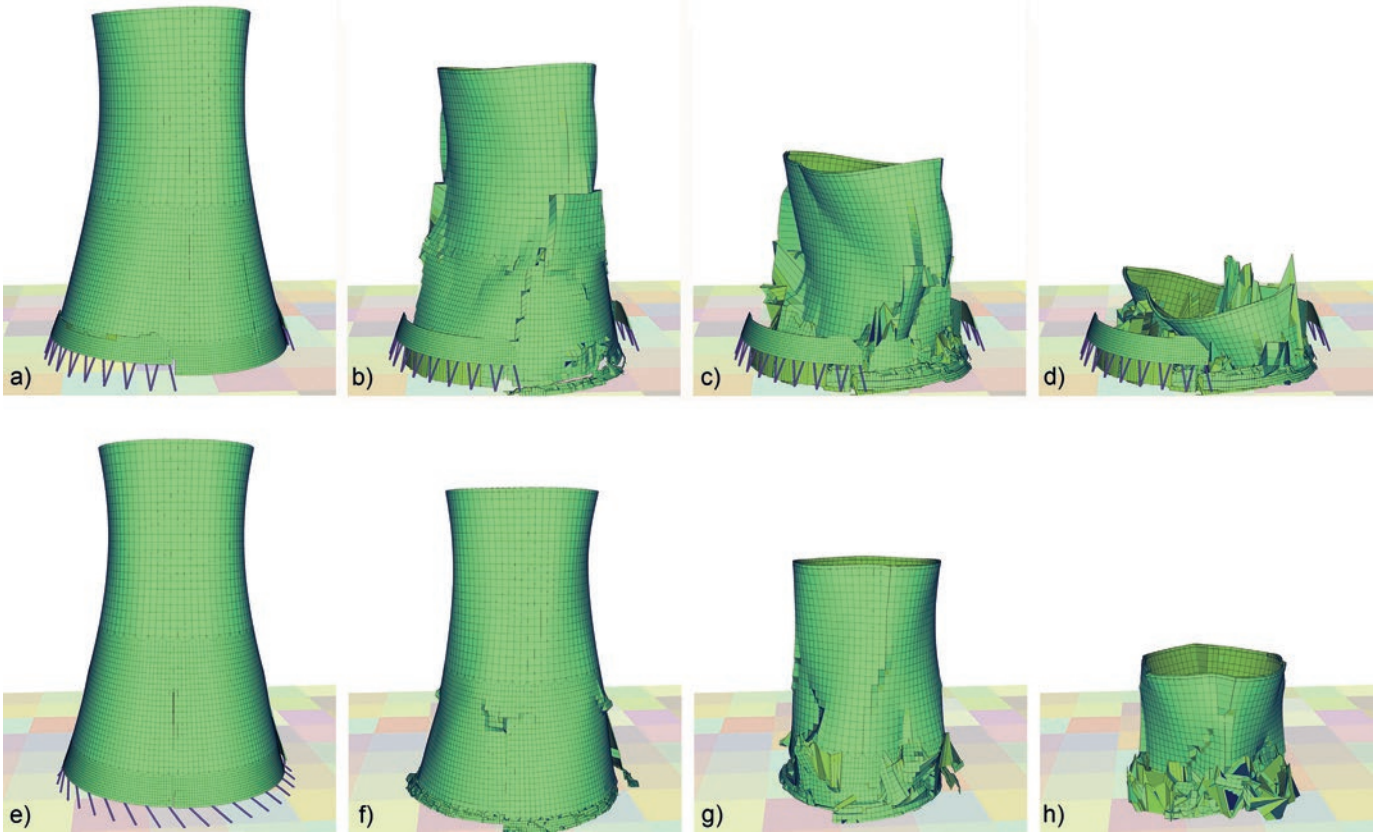

Bild 11 Kollapssimulation der Variante 2 a)–d) und der Variante 3 e)–h), jeweils zu den Zeitpunkten $t = 1{,}5$ s, 3,0 s, 4,5 s und 6,0 s
Collapse simulation of variant 2 a)–d) and variant 3 e)–h), each at $t = 1.5$ s, 3.0 s, 4.5 s and 6.0 s

durchgeführt. Auch hier werden zum Zeitpunkt der Sprengung $t = 0$ s die Elemente in den Sprengbereichen (Sprengfelder am unteren Randglied und jeweils die Hälfte der Schalenstützen) gelöscht. Bild 11 stellt die simulierten Kollapsvorgänge, die sich anschließend im Modell einstellen, zu verschiedenen Zeitpunkten von $t = 1{,}5$ s bis $t = 6{,}0$ dar. Die Bilder 11a)–11d) zeigen jeweils den Kollaps der Variante 2, die Bilder 11e)–11h) zeigen jeweils den Kollaps der Variante 3. In beiden Simulationen tritt der beabsichtigte Kollaps in vertikaler Richtung sicher ein. Die Kollapssicherheit ist rechnerisch gegeben.

Bei Variante 2 kommt es nach Wegfall der Sprengbereiche in der Kollapssimulation zu zwei sukzessive fortschreitenden horizontalen Rissen (Druckbruch) zwischen den oberen Enden der kleinen Fallschlitze oberhalb der verbleibenden Schalenstützen. Nach Abschluss der Rissbildung kollabiert die Schale in vertikaler Richtung, wobei eine Ovalisierung der Schale eintritt. Das untere Randglied schlägt initial in den beiden Vierteln der Stützensprengbereiche gleichmäßig auf dem Tassenboden auf. Anschließend folgt die weitere Selbstzerstörung der Schale beim voranschreitenden Aufprall. Die gesamte Schale trifft in der Simulation auf der Fläche innerhalb der Stützenfußpunkte auf dem Untergrund auf.

In der Kollapssimulation von Variante 3 ist nach Wegfall der Sprengbereiche eine weitestgehend starre Rotationsbewegung der Schale während des vertikalen Kollabierens zu beobachten. Im Bereich der Vertikalschlitze tritt jeweils ein leichtes Auffächern der Schale ein, vgl. Bild 11f). Beim gleichmäßigen Aufschlag des unteren Randglieds über dessen komplette Länge auf dem Tassenboden kommt es zur fortschreitenden Selbstzerstörung der Schale. Auch bei Variante 3 trifft die gesamte Schale in der Simulation auf der Fläche innerhalb der Stützenfußpunkte auf dem Untergrund auf.

4.4 Erschütterungsprognosen

Die prognostizierten und simulierten Aufschlagpunkte aus den Kollapssimulationen der Variante 2 und der Variante 3 sind in den Bildern 12 und 13, in gleicher Weise wie zuvor für den Kipp-Kollaps in Bild 7, dargestellt. Es ist gut zu erkennen, dass sich die erwartete Aufprallfläche jeweils verkleinert und die Aufschlagpunkte innerhalb des ursprünglichen Grundrisses des Kühlturms liegen. Das Erschütterungszentrum befindet sich in beiden Fällen rechnerisch genau in der Mitte des Kühlturms. Für die Nachbarbebauung, die in der Fallrichtung des Kipp-Kollaps liegt, bedeutet dies eine Vergrößerung der Entfernung zum Erschütterungszentrum R (vgl. Gl. (2)), die mit einer Erschütterungsreduzierung einhergeht. Da der initiale Impuls beim Auftreffen des unteren Randglieds in den Varianten 2 und 3 an mehreren Stellen gleichzeitig über eine größere Fläche als beim Kipp-Kollaps erfolgt, wird davon ausgegangen, dass dieser Impuls schwächer ausgeprägt auftritt, was sich in geringeren Erschütterungen im Umfeld bemerkbar machen würde.

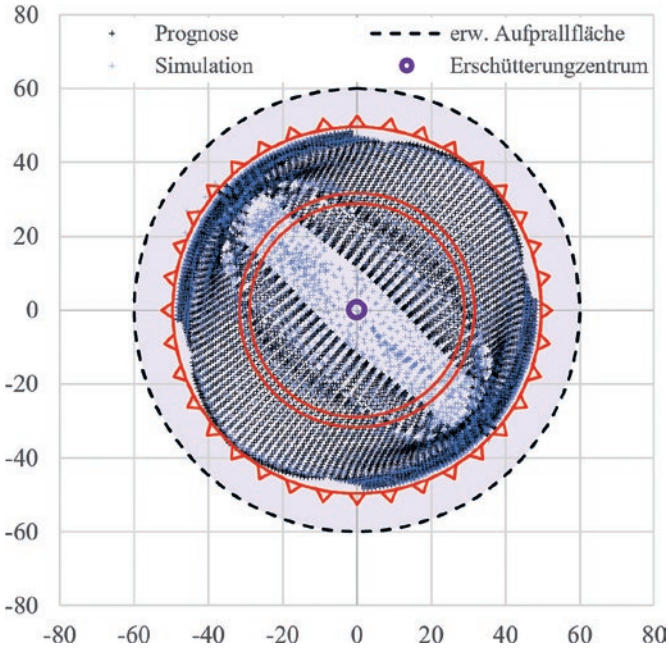

Bild 12 Prognostizierte und simulierte Aufschlagpunkte der Einzelmassen – Kollapsmodell Variante 2
Predicted and simulated impact points of single masses – variant 2

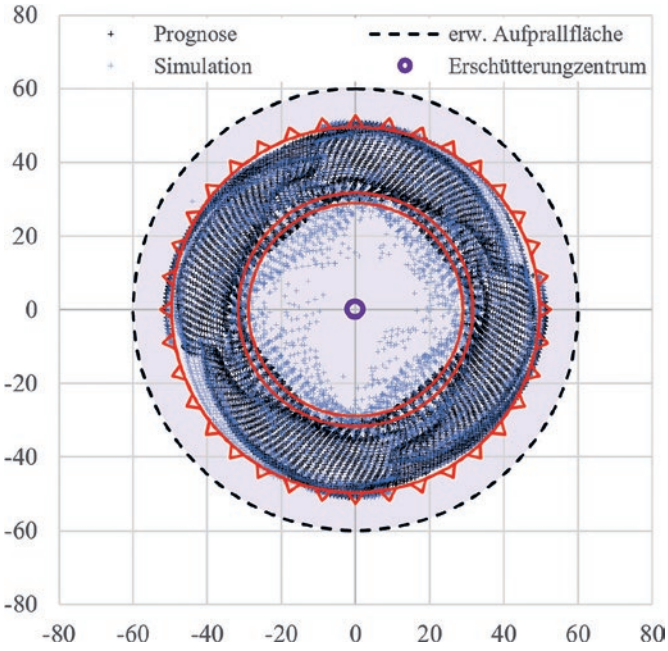

Bild 13 Prognostizierte und simulierte Aufschlagpunkte der Einzelmassen – Kollapsmodell Variante 3
Predicted and simulated impact points of single masses – variant 3

Bild 14 stellt die Impulssummen der ausgewerteten Kollapssimulationen vergleichend gegenüber. Qualitativ zeigt sich hier, dass sowohl der Zeitraum, in dem die Impulslasten aus dem Aufschlag der Einzelmassen auftreten, als auch die Größenordnung der maximalen Impulssumme gegen Ende des Aufschlagsvorgangs vergleichbar sind. Somit wird erwartet, dass es bei Umsetzung der Rückbaukonzepte Variante 2 oder Variante 3 zu ähnlichen Erschütterungslasten kommen dürfte. Für die Abschätzung der Schwinggeschwindigkeiten gemäß DIN 4150-1 [17] wird empfohlen, die Erfahrungswerte für einen Sprengabbruch mit Kipp-Kollaps bei Annahme des Erschütterungszentrums in Kühlturmmitte zu verwenden.

4.5 Sicherungsmaßnahmen zur Reduzierung der Auswirkungen auf die Umwelt

Die zuvor beschriebenen Sicherungsmaßnahmen für das standardmäßige Rückbaukonzept mit Kipp-Kollaps unterscheiden sich für die Rückbaukonzepte Variante 2 und Variante 3 nicht. Da die erwarteten Aufprallflächen für Variante 2 (vgl. Bild 12) und Variante 3 (vgl. Bild 13) deutlich kleiner als im Rückbaukonzept mit Kipp-Kollaps ausfallen, ist im Regelfall nicht damit zu rechnen, dass die Herstellung von Schutzwällen oder -betten erforderlich wird. Das nachgelagerte Recycling des Stahlbetons des gesprengten Bestandsbauwerks wird zudem vereinfacht, da das Abbruchmaterial fast ausschließlich in der Kühlturmtasse zu finden sein dürfte.

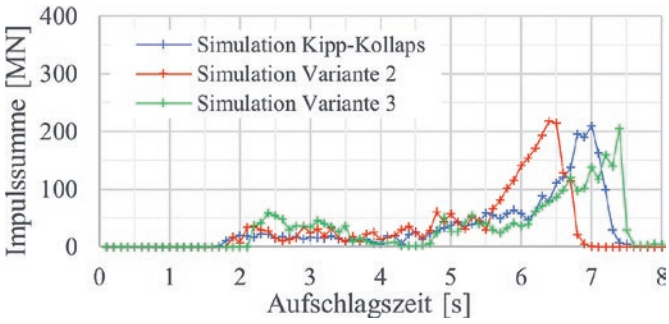

Bild 14 Simulierte Aufschlagszeiten und Impulssummen
Simulated impact times and sums of impulse

5 Zusammenfassung

Der sprengtechnische Rückbau von (großen) Naturzugkühltürmen stellt oftmals das Rückbaukonzept der Wahl dar. Dies ist mit Blick auf Aufwand, Kosten, Sicherheit und Erfahrungswerte nachvollziehbar. Die hier vorgeschlagenen optimierten Rückbaukonzepte sind hinsichtlich des Herstellungsaufwands und der Kosten gegenüber dem standardmäßigen Vorgehen als etwas günstiger einzuschätzen. Zudem bieten sie mit Blick auf die Standsicherheit der vorgeschwächten Rückbauzustände Vorteile, wobei die Kollapssicherheit jeweils als gleichwertig gegenüber dem etablierten Vorgehen eingeschätzt wird. Die erwarteten Erschütterungen liegen in vergleichbarer Größenordnung, wobei das Erschütterungszentrum rechnerisch bei den optimierten Rückbaukonzepten in das Zentrum des Kühlturms rückt. Dies ist günstig für Bauwerke, die bei konventionellem Kipp-Kollaps in Fallrichtung stehen. Die erwartete Aufprallfläche ist bei den neuen Rückbaukonzepten deutlich geringer. Dies ist insbesondere bei sehr naher Randbebauung von Vorteil, da mögliche Schäden oder auch aufwendige Schutzmaßnahmen deutlich reduziert werden können.

6 Ausblick

Für die in Zukunft rückzubauenden, zahlreichen Bestandskühltürme liegen nun zwei Rückbaukonzepte für den sprengtechnischen Rückbau vor, die eine Optimierung des etablierten Rückbaukonzepts darstellen. Hierzu liegen noch keine praktischen Erfahrungswerte vor. Im Zuge der zukünftigen Ausführung der optimierten Rückbaukonzepte wird eine messtechnische Überwachung der Nachbarbebauung und Umgebung empfohlen, um die bisher meist konservativen Erschütterungsprognosen auf Basis der Erfahrungswerte ausgeführter Sprengabbrüche mit Kipp-Kollaps zu validieren und im Bedarfsfall zuzuschärfen.

Literatur

[1] Fickler, N.; Demmer, M.; Lehnen, D. (2019) *On the Structural Stability of Cooling Towers During Deconstruction*. International Conference on Industrial Construction and Cooling Towers. Harte, R.; Hoffmeister H.; Jun, D. [eds.], Edinburgh, S. 95–106.

[2] Giesa, T.; Rost, M. (2020) *Konventionelle Abbruchplanung von Kühltürmen unter Verwendung eines progressiven Schadensmodells*. Beton und Stahlbetonbau 115, H. 6, S. 416–423. https://doi.org/10.1002/best.201900105

[3] Werner, D.; Melzer, R. (1998) *Abbruchsprengung eines hyperbolischen Stahlbetonkühlturms*. Bautechnik 75, H. 4, S. 205–212. https://doi.org/10.1002/bate.199801800

[4] VDI 6210 Blatt 9 (2021) *Abbruch von baulichen und technischen Anlagen – Abbruchstatik*. Berlin: Beuth.

[5] VGB-R 613 (2010) *Leitfaden für das Lebensdauermanagement von Stahlbeton-Kühltürmen in Kraftwerken*. VGB PowerTech Service GmbH, Essen.

[6] VGB-S-610-00-2019-10-DE (2019) *BTR – Bautechnik bei Kühltürmen, VGB-Standard für den bautechnischen Entwurf, die Berechnung, die Konstruktion und die Ausführung von Kühltürmen*. VGB PowerTech Service GmbH, Essen.

[7] Keuser, M.; Meinhardt, M. (2018) *Nichtlineare Berechnung von Stahlbetontragwerken mithilfe der Finite-Elemente-Methode* in: Bergmeister, K.; Fingerloos, F.; Wörner, J.-D. [Hrsg.] *Beton-Kalender 2018*. Berlin: Ernst & Sohn, S. 303–354.

[8] DIN EN 1992-1-1:2011-01 (2011) *Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau; Deutsche Fassung EN 1992-1-1:2004 + AC:2010*. Berlin: Beuth.

[9] DIN EN 1992-1-1/NA:2013-04 (2013) *Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau*. Berlin: Beuth.

[10] Fickler, N.; Demmer, M.; Meyer, J.; Schewe, L. (2020) *Untersuchungen zur Entwicklung der Tragwerkszuverlässigkeit von Naturzugkühltürmen auf Basis des Lebensdauermanagements*. 14. Fachtagung Baustatik – Baupraxis, Universität Stuttgart, S. 493–502

[11] Pfister, T.; Rabe, A.; Fickler, N.; Meyer, J. (2012) *Life Cycle Management of Cooling Towers: Monitoring, Documentation, Simulation.* 6th International Symposium on Cooling Towers. Harte, R.; Meiswinkel, R. [eds.], Cologne, S. 417–424.

[12] Pfister, T.; Fickler, N.; Meyer, J. (2013) *Considerations on the recalculation of existing cooling towers.* Proceedings of the International Association for Shell and Spatial Structures (IASS) Symposium 2013 „BEYOND THE LIMITS OF MAN". Oberbski, J. B.; Tarczewski, R. [eds.], Wrocław, paper ID 1451.

[13] DIN EN 1991-1-4:2010-12 (2010) *Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-4: Allgemeine Einwirkungen – Windlasten; Deutsche Fassung EN 1991-1-4:2005 + A1:2010 + AC:2010*. Berlin: Beuth.

[14] DIN EN 1991-1-4/NA:2010-12 (2010) *Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-4: Allgemeine Einwirkungen – Windlasten*. Berlin: Beuth.

[15] KTA 2201.1 (2011) *Auslegung von Kernkraftwerken gegen seismische Einwirkungen – Teil 1: Grundsätze – Fassung 2011-11*. Sicherheitstechnische Regel des KTA, Salzgitter.

[16] KTA 2201.3 (2013) *Auslegung von Kernkraftwerken gegen seismische Einwirkungen – Teil 3: Bauliche Anlagen – Fassung 2013-11*. Sicherheitstechnische Regel des KTA, Salzgitter.

[17] DIN 4150-1:2001-06 (2001) *Erschütterungen im Bauwesen – Teil 1: Vorermittlung von Schwingungsgrößen*. Berlin: Beuth.

[18] DIN 4150-3:2016-12 (2016) *Erschütterungen im Bauwesen – Teil 3: Einwirkungen auf bauliche Anlagen*. Berlin: Beuth.

[19] Giesa, T.; Shirafkan, N.; Nietznik, M.; Rost, M. (2022) *Ganzheitliche Simulation von Turmabbrüchen*. Beton- und Stahlbetonbau 118, H. 1, S. 45–56. https://doi.org/10.1002/best.202200067

Autoren

Dipl.-Ing. Nicolas Fickler (Korrespondenzautor)
nf@zpp.de
ZPP INGENIEURE AG
Lise-Meitner-Allee 11
44801 Bochum

Dipl.-Ing. Martin Demmer
md@zpp.de
ZPP INGENIEURE AG
Lise-Meitner-Allee 11
44801 Bochum

Zitieren Sie diesen Beitrag

Fickler, N.; Demmer, M. (2023) *Optimierte Konzepte für den sprengtechnischen Rückbau von Naturzugkühltürmen.* Beton- und Stahlbetonbau. 118, H. 4, S. 247–260 https://doi.org/10.1002/best.202300005

Dieser Aufsatz wurde in einem Peer-Review-Verfahren begutachtet. Eingereicht: 16. Januar 2023; angenommen: 10. Februar 2023.

SOCOTEC

ZPP INGENIEURE

50 JAHRE ERFAHRUNG IM BAUINGENIEURWESEN

TRANSFORMATION BEGLEITEN.
NACHHALTIGE LÖSUNGEN VORANTREIBEN.

Foto: Drohne, © EnBW