

**1906 – 2006**

**100 Jahre**

**Fakultät  
Bauingenieurwesen**

Festveranstaltung • Kolloquium  
**12. + 13. Mai 2006**

**Tagungsband**



**Hochschule Konstanz**  
Technik, Wirtschaft und Gestaltung

© 2006 by HTWG Konstanz, D-78462 Konstanz

Bearbeitung und Satz: Frauke Meyer, Konstanz  
Wolfgang Francke, Konstanz

Druck: HTWG Konstanz

Vertrieb: HTWG Konstanz, Fakultät Bauingenieurwesen  
Brauneggerstr. 55  
D-78462 Konstanz  
Sekretariat

Tel. ++49 / (0)7531 206 211  
Fax ++49 / (0)7531 206 391

[www.bi.htwg-konstanz.de](http://www.bi.htwg-konstanz.de)

---

## Vorwort

1906 gründete Alfred Wachtel in Konstanz eine Ingenieurschule, die heutige Hochschule Konstanz Technik, Wirtschaft und Gestaltung (HTWG Konstanz). Das Bauingenieurwesen gehörte vor 100 Jahren zu den Gründungsfachbereichen. Die heutige Fakultät Bauingenieurwesen entwickelte sich aus der ursprünglich vorhandenen Abteilung „Tiefbau“ zunächst in „Ingenieurbau“ und später in „Bauingenieurwesen“. Eine ausführliche Chronik der HTWG und ihrer Fakultäten ist in Vorbereitung und wird in einem separaten Werk zentral von der Hochschule herausgegeben.

Heute werden erfolgreich Studiengänge angeboten, die das gesamte Spektrum des Bauwesens abdecken: Konstruktiver Ingenieurbau, Bauerhaltung und Bausanierung, Wasserwirtschaft, Baubetrieb, Verkehrswesen. Auf die veränderten Anforderungen der Industrie hat die Hochschule mit einem neuen Studiengang reagiert, der grundständigen Ausbildung zum Wirtschaftsingenieur Bau. Mit dem ebenfalls neuen Masterstudiengang ist den Absolventen jetzt auch der Zugang zu den Laufbahnen des höheren öffentlichen Dienstes eröffnet.

Im Fokus dieser lebendigen Entwicklung steht die Festveranstaltung der FA Bauingenieurwesen an der HTWG Konstanz. Sie möchte die Möglichkeit zur fachlichen Weiterbildung und Information sowie zur Vertiefung bzw. Schaffung neuer persönlicher Kontakte bereitstellen. Allen Teilnehmenden wünschen die Veranstalter interessante Stunden.

Konstanz, im April 2006

Prof. Dr.-Ing. Horst Werkle  
Prof. Dr.-Ing. Wolfgang Francke  
Prof. Dr.-Ing. Peter Hirschmann

---

Förderer der Veranstaltung (alphabetische Reihenfolge)



Bund Deutscher Architekten **BDA**



**form** TL  
ingenieure für  
tragwerk und leichtbau gmbh



**OTT** ZIEGEL  
PFÜLLENDORF

**EURO** POLES  
PFLEIDERER

STAHLBAU ZENTRUM SCHWEIZ  
CENTRE SUISSE DE LA CONSTRUCTION METALLIQUE  
CENTRALE SVIZZERA PER LE COSTRUZIONI IN ACCIAIO

**SZS**

## Inhaltsverzeichnis

### A: Bauerhaltung und Bausanierung

<b>Baut doch einfach mit Lehm!</b> .....	7
Dr. Thomas Kleespies, Dr. Lang + Dr. Kleespies, Konstanz	
<b>Brandschutz am Baudenkmal Beispiel eines Tübinger Fachwerkhouses</b> .....	13
Dipl.-Ing. Clemens Riesener, Ingenieurbüro für Brandschutz, Balingen	
<b>Moderne Prüfmethode für die Instandsetzungsplanung an Ingenieurbauwerken</b> .....	25
Dipl.-Ing. (FH) Carmen Sütterlin, Aegerter & Bosshardt, Basel (CH)	
<b>Einsatz der Rasterelektronenmikroskopie bei der Bestands- und Zustandserfassung</b> .....	31
Dr. Frank Schlütter, MPA, Bremen	

### B: Geotechnik

<b>Herstellung von Stabilisierungssäulen zur Untergrundverbesserung</b> .....	33
Dr.-Ing. Arndt Schubert, beratende Ingenieure für Geotechnik, Olching	
<b>Qualitätssicherung von Stabilisierungssäulen zur Untergrundverbesserung</b> .....	41
Dipl.-Ing. Wolfgang Oltmanns, Prof. Rodatz und Partner, Braunschweig	
<b>Bemessung von Stabilisierungssäulen zur Untergrundverbesserung</b> .....	54
Prof. Dr.-Ing. Thomas Neidhart, FH-Regensburg	

### C: Konstruktiver Ingenieurbau

<b>Verwandlung einer Halle - Tropical Island in Brand</b> .....	60
Dipl.-Ing. Bernd Stimpfle, form TL , Radolfzell	
<b>Das neue Mercedes-Benz Museum - Realisierung einer Vision</b> .....	77
Matias Wenzel, Wenzel+Wenzel, Karlsruhe	
<b>Die neue Landesmesse; Beton –Stahl – Landschaft; Eine Herausforderung für Architekten und Ingenieure</b> .....	81
Dipl.-Ing. Regierungsbaumeister Hans-Ulrich Rollmann, Projektgesellschaft Neue Messe, Stuttgart	
<b>Parkhausbrücke „Neue Messe Stuttgart“</b> .....	88
Dr.-Ing. Ralf Steinmann, Donges Stahlbau GmbH, Darmstadt	
<b>Korrosionsschutz optimal planen mit der Planungssoftware OPTICOR</b> .....	103
Dipl.-Ing. Dietmar Hildebrandt, Institut Feuerverzinken GmbH, Neuenhaus	

### D: Höhepunkte des Hochbaus im 21. Jahrhundert

<b>BMW Welt München</b> .....	105
Dipl.-Ing. Jochen Wehrle, Maurer Söhne GmbH & Co. KG, München	
<b>Die Stahlverbundkonstruktion der Bügelbauten des Berliner Hauptbahnhofs</b> .....	108
Dr.-Ing. Ralf Steinmann, Donges Stahlbau GmbH, Darmstadt	
<b>Flügel Schlag zwischen zwei Welten - Airside Center Flughafen Zürich</b> .....	126
Dipl.-Ing. (FH) Thomas Speier, Tuchs Schmid AG, Frauenfeld (CH)	
<b>GFK- Fahrbahnplatten im Brückenbau – Forschung und Anwendung</b> .....	132
Dr. é s sc. Herbert. W. Gürtler, Dr. Deuring + Oehninger AG, Winterthur (CH)	

## E: Verkehrswesen

<b>Hochgeschwindigkeitsverkehr in Europa</b> .....	142
Dr.-Ing. Manfred Weigend, Dr. Weigend, München	
<b>Gotthard-Basistunnel – NEAT vom Betriebskonzept zur Umsetzung</b> .....	153
Hans Peter Vetsch, Alp Transit Gotthard AG, Luzern	
<b>Stadtbahnverkehr Friedrichshafen – Meersburg – Überlingen</b> .....	161
M. Eng. Julie Reichart, Reichart, Friedrichshafen Dipl. Geogr. Franz Leinweber, Stadtwerke Konstanz	

## F: Wasserwirtschaft

<b>Zeitgemäße Regenwasserbewirtschaftung</b> .....	164
Dipl.-Ing. Martin Lienhard, MALL GmbH, Donaueschingen	
<b>Aktivierung von Rückhaltevolumen in Entwässerungssystemen</b> .....	182
Dipl.-Ing. (FH) Harald Güthler, Güthler Ingenieurteam GmbH, Waldshut-Tiengen	
<b>Drei Schluchten-Projekt in China</b> .....	205
Dr.-Ing. Thomas Wenka, Dr. Wenka, Karlsruhe	

## G: Wirtschaftsingenieurwesen

<b>Innovative Investitionsmodelle bei der Denkmalsanierung</b> .....	219
Dr. Peter Lang, Dr. Lang + Dr. Kleespies, Konstanz	
<b>Der Diplom-Unternehmer: Paradoxon oder Zukunftsvision?</b> .....	230
Prof. Dr. Armin Pfannenschwarz, Hochschule Pforzheim MBA UE	
<b>Als Bauingenieur in den Tiefen und Höhen der Wirtschaft</b> .....	242
Fritz Fückert, Geschäftsführer Pfeleiderer Europoles GmbH & Co. KG, Neumarkt/OPf.	
<b>Konflikte – Großes Übel oder Ressource?</b> .....	244
Clemens Schwinkowski, Rechtsanwalt und Mediator, Konstanz	
<b>Controlling: Erbsenzählerei oder ein hilfreiches Steuerungsinstrument?</b> .....	252
Dipl. Volkw. Peter Selzer, Südkurier GmbH, Konstanz	
<b>Gegenwind: Unternehmensgründung und –ausbau in der deutschen Bauindustrie</b> .....	253
Robert Kohler, ADK-Modulraum GmbH, Neresheim	

# Baut doch einfach mit Lehm!



Dr. Thomas Kleespies

Dr. Lang + Dr. Kleespies  
Schützenstraße 1 • 78462 Konstanz  
Email: [Dr.Kleespies@lkfinanz.de](mailto:Dr.Kleespies@lkfinanz.de)

## Baut doch einfach mit Lehm!

Dr. Kleespies, Dr. Lang + Dr. Kleespies, Konstanz

### Sechs Thesen zum Bauen mit Lehm heute

- 1) Der Energieverbrauch für die Herstellung (nicht für den Betrieb) von Gebäuden wird in Zukunft das wichtigste Kriterium für gutes (nachhaltiges) Bauen sein!
- 2) Als Baumaterial kommen nur lokale, natürliche Ressourcen in Frage!
- 3) Gute Architektur ist arbeitsaufwendig und pflege- bedürftig. Dies gilt für Entwicklungsländer und Industrieländer!
- 4) Globalisierung im Bauwesen bedeutet: Wir müssen in Konstanz so bauen, dass unsere Vorgehensweise und ihre baulichen Ergebnisse auch auf Entwicklungsländer übertragbar sind!
- 5) Die späteren Nutzer müssen sich aktiv beteiligen: Mitentscheiden, mitbezahlen und mitarbeiten!
- 6) Nur in Klein- und Mittelstädten darf noch gebaut werden!

### Ein Ausflug in die Geschichte der Pisébauweise am Bodensee

Mit Lehm wurde immer dann gebaut, wenn schnell, viel, kostengünstig und massiv gebaut werden musste. Der Blick auf die Geschichte des Lehmbaus zeigt außerdem, dass er immer dann zu Einsatz kam, wenn Innovationen gefragt waren.

Schlagworte die in diesem Zusammenhang immer wieder auftauchen sind: Visionen, Optimismus, freies Unternehmertum, Dauerhaftigkeit, Energieeinsparung, Wärmedämmung und Wärmespeicherung. Aus geologischen und ökologisch-praktischen Gründen finden sich Lehmbauten auch in unserer Gegend südlich des Bodensees.

Neben den bekannten Riegelbauweisen, mit Lehm auf Geflecht oder Lehmsteinausfachungen, spielen hier die Stampflehmbauten, die sogenannten Pisébauten, eine besonders interessante Rolle.

Woher die Pisébauweise ursprünglich kommt lässt sich nicht beantworten. Die Ursprünge lassen sich sicher nicht alleine auf die Römer beschränken. Viele Hinweise deuten auf die Römer als erste Pisébauer (lat. pinsare o. pisare). Sie gelten als die Erfinder des "opus caementitium", des römischen Betons. Als die ersten Betonwände gelten die von den Römern mit Kalk als zusätzlichem Bindemittel verfestigten Piséwände, die als sogenannter Roman-Kalk, Kalk-Beton, Naturzement oder natürlicher Zement, eine Weiterentwicklung der Pisébauweise darstellen.

Egal ob Römer, Griechen, Chinesen oder Araber, die Pisébauweise kam sicher immer dann zum Einsatz, wenn schnell, viel und massiv gebaut werden musste (z. B. Festungsanlagen), und die Betonbauweise baut auf die Pisébauweise auf.

Die erste Phase der Pisébauten im Bodenseeraum ist zur zweiten Hälfte des 17. Jh., zwischen 1661-1671, mit Pisébauten in Hauptwil TG und im Raum Genf zu verzeichnen (wobei Genf wahrscheinlich etwas später liegt). Sie lässt sich mit "Frühindustrialisierung" und "den Anfängen des freien Unternehmertums" überschreiben. Dabei geht es um die Herstellung und den Verlag von Leinwand. Die ersten Pisébauten dienten solchen Zwecken. Hanf und Flachs sind die Ausgangsprodukte der Leinwand. Sie wurden seit dem frühen Mittelalter im südlichen Bodenseeraum angebaut und zu Leinwand verarbeitet.

Von hier aus wurden sie über Leinwandstrassen vertrieben, die eine ging über Lyon nach Marseille, durchs Mittelmeer bis in den Nahen Osten. Eine zweite Leinwandstrasse führte durch Italien, über Mailand nach Genua. Mailand und Lyon sind die Zentren des italienischen und französischen Pisébaus. Die Mailänder Pisébauten (Novi Ligure), nebenbei bemerkt mit gemauerten Stützen.

Die Pisébaugeschichte beginnt mit der Familie Gonzenbach (größter Exporteur für Leinen). Sie hat die Pisébauweise an den Bodensee mitgebracht, und zwar aus Lyon, wo die Gonzenbachs eine Zweitniederlassung unterhielten.

Und das kam so: Eine konservative und allen Neuerungen feindlich gesonnene Wirtschaftspolitik der Leineweberzunft führte dazu, dass die Gonzenbachs aus St. Gallen wegzogen und ein eigenes unabhängiges Geschäft gründeten und so zu freien Unternehmern wurden.

Ein solcher Fabrikant der Frühindustrialisierung wählte sich dann eine bestehende Siedlung als Produktionsstandort aus (die Gonzenbachs waren nicht die einzigen). Für die Leinwandherstellung und den Handel musste dieser Ort einigermaßen gut erreichbar sein, den Bewohnern durfte das Leinwandgewerbe nicht fremd sein, und genügend Wasser musste vorhanden sein.

Die bis dahin weitgestreute Heimarbeit wurde zentralisiert, und es ist klar, dass eine solche Siedlung nicht auf eine solche Entscheidung vorbereitet war. In kürzester Zeit mussten neue Lagerhäuser, Fabrikationsbauten und Wohnhäuser gebaut werden.

Die Wahl der Gonzenbachs fiel auf Hauptwil im Thurgau, das damit sozusagen zur Keimzelle der Pisébauten am Bodensee wurde. Um für die Geschäftstätigkeit keinen längeren Unterbruch zu verursachen, entstand neben dem Familiensitz (leider kein Pisébau) schon als nächstes (1664) die Ökonomiegebäude am Schloss (heutige Bezeichnung), damals wahrscheinlich Webereigebäude, und das Kaufhaus (1667). Das sind die beiden einzigen heute noch bestehenden Pisébauten aus dieser Zeit.

Gebaut wurde noch viel mehr: ..."auch andere für seine Arbeitsleut erforderte Wohnungen, Werkstätten, Walk-, Säg- und Mahlmühlen, Kauff-, Farb-, Mang- und Bleichhäuser. Wie viele davon Pisébauten waren, lässt sich nicht mehr feststellen.

Innerhalb von acht Jahren, zwischen 1664 und 1671, wächst ein Industriedorf von über 40 Gebäuden aus dem Boden. Die Einwohnerzahl wächst von 50 protestantischen Einwohnern auf 240.

Die zweite Phase: Der Ausgangspunkt dieser Pisébaurenaissance war wieder Hauptwil.

Knapp 200 Jahre sind vergangen, wir befinden uns in der ersten Hälfte des 19. Jh., in den Jahren zwischen 1820-1865. Eine Familie Brunschweiler hatte in der Zwischen-

zeit die Gebäude der Gonzenbachs übernommen. Der Zeitgeist ist geprägt von dem Wunsch, die Gesellschaft und ihre Rahmenbedingungen, wie zum Beispiel das Schulwesen zu reformieren und die hygienischen Zustände in den immer noch mittelalterlich geprägten Dörfern zu verbessern, und mit neuen Ideen neue Arbeitsplätze zu schaffen.

Die Pisé- Bauweise fand jetzt Anwendung mit finanzieller Unterstützung der verschiedenen kantonalen gemeinnützigen Gesellschaften, die sich in vielen Fragen des Gemeinwohls engagierten und aufgrund von Reformen, wie zum Beispiel der Reform des Schulwesens im Thurgau im Jahre 1831. Das Schulhaus von Hauptwil, erbaut 1841 ist das erste Pisé- Schulhaus dieser Zeit.

Seine Entstehung ist einem kräftigen finanziellen Zuschuss der TGG und der Initiative der Brunschweilers zu verdanken, die mittlerweile in den ehemaligen Gonzenbachschen Bauten eine florierende Färberei betrieben und diese bereits um mehrere Pisébauten erweitert hatten.

Auch Wohnhäuser waren entstanden, in Hauptwil sowieso, außerhalb des Thurgaus z. B. entstand, auch mit finanzieller Unterstützung einer GG, diesmal der Appenzeller GG ein Wohnhaus in Herisau (1844).

Vorbilder waren immer die Hauptwiler Bauten, von deren Zustand man sich jeweils vorher ein Bild machte. Um Arbeitsplätze zu schaffen bemühten sich die Gemeinden um die Ansiedlung von Industrieunternehmen. Feuerfestigkeit und niedrige Kosten für die zu erstellenden Gebäude sind das Thema. Es entstehen mächtige mehrgeschossige Fabrikationsgebäude, mechanische Webereien und Färbereien und die dazugehörigen Kosthäuser, Wohnunterkünfte für die Arbeiterinnen.

Es gab in dieser Phase auch Ansätze die Pisébauweise weiterzuentwickeln. Ein Hauptproblem bei der Ausführung der Wände war das relativ aufwendige Schalungssystem. Es musste während des Stampfvorgangs häufig kontrolliert und nachgelotet werden, es gab Probleme in der Maß- und Winkelgenauigkeit der verwendeten Schalungen, und die Anordnung und Realisierung von Fenster- und Türöffnungen bereiteten den Ausführenden des öfteren Schwierigkeiten.

Die Bauzeit war auf die wenigen Sommermonate im Jahr beschränkt, und selbst dann wurde der Fortgang der Arbeiten oft noch durch Regentage behindert.

Eine Weiterentwicklung war die Herstellung gestampfter Piséquader, der sogenannte "nouveau Pisé". Ihre Herstellung konnte unabhängig von der Witterung "auf Vorrat" erfolgen.

In der dritten Phase, zwischen 1918 und 1942, sind es bereits Aspekte der Bauphysik und der Energieeinsparung, die zur Beschäftigung mit der Pisébauweise Anlass geben. Es bleibt in dieser Phase, ich will es schon vorwegnehmen, bei der theoretisch-wissenschaftlichen Auseinandersetzung.

Dabei zeigt sich ein Züricher Architekt namens Hans Naef besonders interessiert. Er verfasst mehrere Zeitungsartikel in denen er die Bedingungen für ein zukunftsorientiertes, energiesparendes Bauen aus seiner Sicht benennt und macht aus seinem Beitrag gleichzeitig ein Plädoyer für den Pisébau.

Vor allem die "Welt-Kohlennot" und die Energieeinsparung beim Bauen stehen hinter seinen Überlegungen. Für ihn bedeutet das in Zukunft: Verwendung von Mindestmengen kohlenverzehrender Baustoffe, sowohl was die Herstellung der Baustoffe,

als auch die spätere Beheizung der Bauten anbelangt, ferner möglichste Ausschaltung der Bahntransporte. (1920 !)

Naefs Überlegungen fallen auch in die Zeit erster bauphysikalischer Untersuchungen. Es erscheint ihm unausweichlich, dass solche Kriterien in Zukunft an Bedeutung gewinnen werden. So schreibt er zum Beispiel vom Wärmespeichervermögen der Wände:

"Bei der Untersuchung von Bauweisen, die den üblichen Vollmauer-Backsteinbau ersetzen sollen, ist in erster Linie die Wärmehaltung der Wand zu betrachten. Eine Aussenwand sollte erstens möglichst wärmeundurchlässig sein, und zweitens ein möglichst großes Wärmespeichervermögen besitzen, das dem Raum eine möglichst konstante Temperatur sichert." (Ein Zielkonflikt mit dem die Lehmbauer auch heute noch zu kämpfen haben.)

Das Erstaunliche an den Nachforschungen über die Geschichte der Pisébauten ist, in dieser dritten Phase, über 70 Jahre zurück, auf die gleichen Begriffe zu stoßen, die auch heute als Schlagworte in den Bauzeitschriften zu finden sind: Energieeinsparung beim Bauen, Verwendung energiearmer Baustoffe, Verminderung des Energieaufwandes, sowohl bei der Herstellung als auch beim Transport von Baustoffen, Wärmespeichervermögen der Wände, Selbsthilfe u.a.m.

Schließlich liefert die Existenz der historischen Pisébauten bis zurück zu dem 333 Jahre alten Hauptwiler Fabrikationsbauten einen unumstößlichen Beweis für die Dauerhaftigkeit von Pisébauten auch in unserem Klima.

## **Bau- und materialtechnischer Teil**

Dass am Bodensee überhaupt Pisébauten entstanden sind, hängt sicher auch mit einer weiteren Erkenntnis zusammen, nämlich, dass die Siebkurve der Moränenböden in den nördlichen Landesteilen der Schweiz (gedachte Grenzlinie in etwa Vierwaldstätter See - Chur im Osten, Thuner See - Genfer See im Westen) in geradezu idealer Weise den materialtechnischen Anforderungen der Pisébauweise entspricht.

Die Messergebnisse der bauphysikalischen Untersuchung ergaben: hohen Druckfestigkeiten zwischen 10 und 20 N/mm<sup>2</sup>, (z. B. am Rotfarbgebäude entstehen Auflasten inkl. Verkehrslasten die mit 4-5 N/mm<sup>2</sup> zu Buche schlagen).

Wärmeleitfähigkeit von Piséwänden (über 1900 kg/m<sup>3</sup>) mit 0,65 W/mK erheblich niedriger ist als die bisher angenommenen 0,9 - 1,20 W/mK.

Es hat sich aber auch gezeigt, dass die Wärmeleitfähigkeit mit der Erhöhung der Rohdichte schnell zunimmt, dabei schon die Differenz von 300 kg/m<sup>3</sup> eine erhebliche Rolle spielt und auch ein höherer Grobkiesanteil die Wärmeleitfähigkeit erhöht. Im Vergleich mit einem herkömmlichen Baustoff mit ähnlicher Rohdichte wie z. B. Leichtbeton, schneidet dieser schon bei 1700 kg/m<sup>3</sup> mit 1,0 W/mK um 30% schlechter ab. Die Wärmeleitfähigkeit von Piséwänden steigt mit zunehmendem Feuchtegehalt kaum an und in ihrem Sorptions- und Desorptionsverhalten erzielen sie hervorragende Werte.

Auch in der Messreihe zu den Dampfdiffusions-Widerstandszahlen ergaben sich gute Werte. Zwar wurde hier bisher mit einem m-Wert von 2 bis 5 gerechnet, während die

Ergebnisse dieser Untersuchung mit Werten zwischen 8,9 und 10,9 etwas schlechter liegen.

Im Vergleich zu herkömmlichen Baustoffen mit ähnlicher Rohdichte zeigt sich jedoch die Überlegenheit der Kennwerte für den Feuchtetransport in Pisébauteilen. So liegt Leichtbeton von 1700 kg/m<sup>3</sup> bei einem m-Wert von 70 -150.

Eine weitere Erkenntnis folgte aus der Ermittlung einer äußerst niedrigen Energie- und Schadstoffbilanz: Im Unterschied zu herkömmlichen Bauweisen, aber auch zu anderen traditionellen Lehmbautechniken, konnte das lokal vorhandene Material ohne eine weitere Aufbereitung verbaut werden. Die Trocknung erfolgte im fertiggestellten Bauteil, eine Belastung war schon nach zwei Tagen möglich. In 1 m<sup>2</sup> Piséwand stecken nur ca. 50 MJ, (450 MJ für Backsteinwand) Schadstoffe entstanden weder bei der Herstellung noch bei der Entsorgung.

Grundsätzlich ist festzuhalten: Alle die genannten Eigenschaften, zusammen mit den einfachen konstruktiven Prinzipien, machen den Lehm zu einem Baustoff der wieder zunehmend an Attraktivität gewinnt.

# Brandschutz am Baudenkmal Beispiel eines Tübinger Fachwerkhauses



Dipl.-Ing. Clemens Riesener

Ing.-büro für Brandschutz  
Steinachstr. 11 • 72336 Balingen  
Email: [clemens.riesener@ib-riesener.de](mailto:clemens.riesener@ib-riesener.de)

# Brandschutz am Baudenkmal

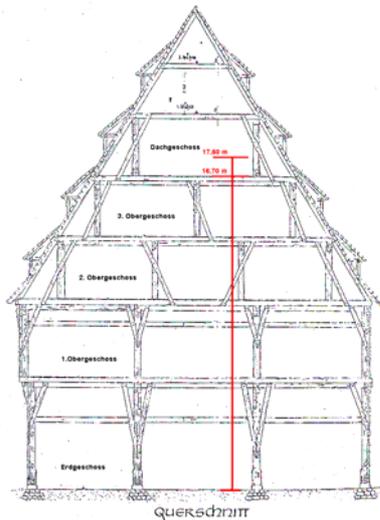
## Beispiel eines Tübinger Fachwerkhauses

Dipl.-Ing. Clemens Riesener, Ing.-büro für Brandschutz, Balingen

### 1. Ausgangssituation

Das für den Umbau vorgesehene Fachwerkgebäude wurde 1474, also vor über 500 Jahren, errichtet. Die solide Konstruktion ist überwiegend aus Eichenholz ausgeführt.

Auf einem Grundriss von 28,50 m x 18,10 m erhebt sich ein siebengeschossiges Gebäude mit mehr als 25 m Höhe.



Bemerkenswert ist, dass es bei dieser Höhe nur zwei Vollgeschosse gibt. Die übrigen Stockwerke befinden sich bereits unter dem mächtigen Dach. Alle Superlative sprengt die dreischiffige Halle im Erdgeschoss. Sie erreicht im Innern eine Höhe von annähernd 6 m. In der Halle wurden jahrhundertlang vier Kelterbäume, also Weinpressen, betrieben.

Das ungefähre Baujahr 1474 erkennt man erst seit ein paar Jahren. Es wurde dendrochronologisch ermittelt und passt gut in den Einflussbereich des Grafen Eberhard im Bart, welcher auch Gründer der Universität Tübingen (1477) war.

Im ersten Stock befand sich ein Magazin für fünf- bis sechstausend Zentner Heu (Angaben von 1819). In den Etagen darüber lagerten Fruchtvorräte. Im 19. Jahrhundert wurden die Dachgeschosse auch als Trockenböden für den Hopfen benutzt. Aus dieser Zeit stammen die langen schmalen Fenstergalerien auf dem Dach.

Der Fruchtkasten (siehe Bild auf der nächsten Seite) wurde in seiner 500jährigen Geschichte weder aufgestockt noch grundlegend umgebaut.

Seit mehr als einem halben Jahrtausend steht er nahezu unverändert an der Schmiedtorstraße. Die solide Konstruktion hat diese lange Zeit ohne große Schäden überstanden.

1741 wurde das alte Bindhaus (Küferei) hinter dem Fruchtkasten an der Ecke zur Badgasse durch den Neubau ersetzt, der auch als Kelter benutzt und deshalb bis heute so bezeichnet wird. Sehr viel später, möglicherweise erst um 1800, ist das Krüppelwalmdach zur Schmiedtorstraße hin entstanden.



Es gehört jedenfalls nicht zum originalen Bestand. Dies belegen nicht nur die Befunde am Fachwerk, sondern auch die ältesten Stadtansichten, die noch einen spitzen Giebel zeigen. 1841 erwarb die Stadt das Eigentum am Fruchtkasten und dem kleineren Kelteranbau.

Die größten Veränderungen erfolgten schließlich 1909. Damals ließ die Stadt den Fruchtkasten zur Gewerbeschule umbauen.

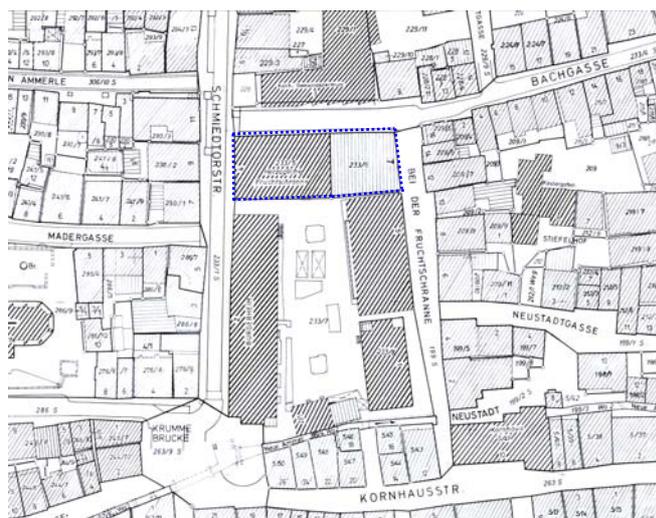
Nach dem zweiten Weltkrieg wurden notdürftig weitere Schulsäle in der Kelter eingerichtet. Nach Auszug der Gewerbeschule rückte 1956 eine neue Mittelschule in den Fruchtkasten nach.

Nachdem die Albert-Schweitzer-Realschule Ende der 90er Jahre den Fruchtkasten verlassen hatte, war der Weg frei für die bislang letzte Sanierung.

Seit September 2003 befindet sich das vom Städtischen Hochbauamt geplante Bürgeramt der Universitätsstadt Tübingen in dem Gebäude.<sup>1</sup>

## 2. Zielplanung

Als bürgernahe Verwaltung soll an zentraler Stelle im innerstädtischen Bereich ein Bürgeramt geschaffen werden. Sowohl vom Raumbedarf als auch von der zentralen Lage her eignet sich der ehemalige Fruchtkasten mit der angrenzenden Herzoglichen Kelter für das geplante Büro- und Verwaltungsgebäude. Die Lage befindet sich in der Nähe des Marktplatzes mit dem zentral gelegenen Rathaus.



### Lageplanausschnitt

Beide Gebäude haben eine Abmessung von 49,50 m Längsausdehnung und in der Breite 18,20 m. Insgesamt stehen fünf Nutzungsebenen zur Verfügung. Im Bürgerbüro sollen folgende Ämter untergebracht werden:

Ordnungs- und Gewerbeamt, Rechtsabteilung, Standesamt, Straßenverkehrsamt und die Stadtkasse mit ca. 97 Arbeitsplätzen.

Die publikumsintensiven Räume, wie Bürgerbüro und Ausländeramt, sollen im Erdgeschoss (Ebene 0) eingerichtet werden. Der Forderung nach einem barrierefreien Zugang muss nach Baurecht entsprochen werden.

Im Gebäude ergeben sich je Nutzungsebene

■ im Erdgeschoss	≈ 820 m <sup>2</sup>	
■ Galeriegeschoss (Bereich Kelter)	≈ 180 m <sup>2</sup>	
■ 1. Obergeschoss	≈ 820 m <sup>2</sup>	
■ 2. Obergeschoss	≈ 665 m <sup>2</sup>	
■ 3. Obergeschoss	≈ 365 m <sup>2</sup>	
■ 4. Obergeschoss	≈ 250 m <sup>2</sup>	Σ Bürofläche ≈ 3.100 m <sup>2</sup>

Denkmalpflegerische Aspekte sind grundsätzlich zu berücksichtigen. Die tragende Konstruktion (Riegelfachwerk) soll sowohl außen als auch innen ablesbar bleiben.

Das Städtische Hochbauamt als Planverfasser wünscht, dass Abweichungen von technischen Vorgaben des Baurechts berücksichtigt werden.

### 3. Brandschutzkonzept

#### 3.1 Rechtliche Grundlagen

Landesbauordnung Baden-Württemberg, Stand 08.08.1995

Ausführungsverordnung zur Landesbauordnung, Stand 17.11.1995, geändert am 30.05.1996

DIN 4102 Brandverhalten von Baustoffen und Bauteilen

DIN 14675 Brandmeldeanlagen - Aufbau und Betrieb, Stand 06/2000

vfdb-Richtlinie 01/01, Brandschutzkonzepte, Stand 07/1999

Arbeitsblatt W 405 des DVGW e.V.



#### Ansicht Herzogliche Kelter, im Hintergrund der Fruchtkasten

Beide Gebäude sind nicht unterkellert und grenzen direkt an die Bachgasse an.

### 3.2 Schutzziele

Ein Bauwerk muss so ausgeführt werden/sein, dass bei einem Brand im Gebäude

- die Tragfähigkeit für einen bestimmten Zeitraum erhalten bleibt,
- die Entstehung und Ausbreitung von Feuer und Rauch innerhalb des Bauwerks begrenzt werden,
- die Ausbreitung von Feuer auf angrenzende Bauwerke begrenzt wird,
- die Personen das Gebäude unverletzt verlassen (Selbstrettung) oder durch andere Maßnahmen gerettet werden können,
- die Sicherheit der Rettungskräfte ist für die Durchführung wirksamer Löscharbeiten garantiert ist.

### 3.3 Baurechtliche Einstufung des Gebäudes

Gebäudetyp:  
Sonstiges Gebäude

Rettungshöhe der Aufenthaltsräume im 4. OG  
⇒ 17,60 m über Aufstellflächen der Rettungsgeräte der Feuerwehr

Nutzung

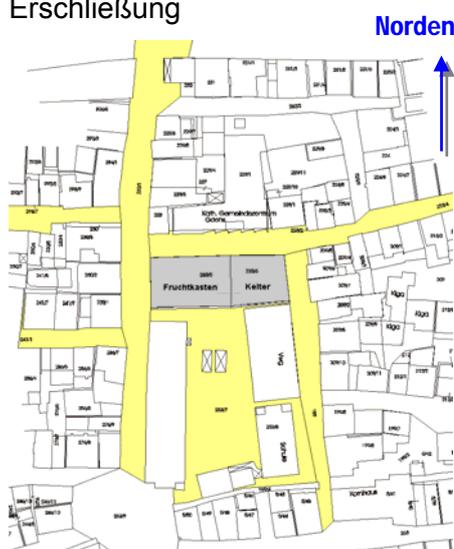
Fällt unter § 38 LBO "Bauliche Anlagen und Räume besonderer Art und Nutzung" Abs. 2, Nr. 4, Büro-/Verwaltungsgebäude

Bildung von Nutzungseinheiten, deshalb Entfall von notwendigen Fluren [§ 12 (1) Nr. 2 LBOAVO].

Abstandsflächen

Aufgrund der Nachbarbebauung geringe Gebäudeabstände zur südlich bestehenden Bebauung

Erschließung



3-seitig öffentliche Straßenflächen (Schmiedtorstraße, Bachgasse und Bei der Fruchtschranne).

Auf der Südseite geringe Gebäudeabstände mit nicht qualifizierten Wandöffnungen.

Zugänglichkeit Innenhof über Zufahrtstor; Durchfahrtshöhe  $\geq 3,50$  m bedingt gegeben [§ 2 (3) LBOAVO].

Löschwasserversorgung  
nach DVGW-Arbeitsblatt  
W 405

Das Gebiet ist nach Aussage des Bauamtes  
als "Kerngebiet" (MK) eingestuft.

Nach § 17 Baunutzungsverordnung

Zahl der Vollgeschosse  $\geq 1$

Geschossflächenzahl (GFZ) 1,0 - 2,4

Gefahr der Brandausbreitung mittel

Zusätzlich besteht in 150 m Entfernung eine  
Löschwasserentnahmemöglichkeit aus der  
"Ammer" (unerschöpfliche  
Löschwasserversorgung)

### 3.4 Bauliche Brandschutzmaßnahmen

Das Baurecht verlangt, dass bauliche Anlagen so anzuordnen und zu errichten sind, dass der Entstehung eines Brandes und der Ausbreitung von Feuer und Rauch entgegengewirkt wird und die Rettung von Menschen und Tieren sowie wirksame Löscharbeiten möglich sein müssen.

Dieses hat Auswirkung auf

- die Ausbildung der **Rettungswege**,
- die Bildung von **Brandabschnitten**.

Die Verfügbarkeit von erforderlichen Zu- bzw. Ausgängen für Nutzungseinheiten wird festgeschrieben, d.h. dieses bezieht sich auf die Zahl der Rettungswege (Ausgänge, notwendige Treppen bzw. Rettungsfenster beim Einsatz von Rettungsgeräten der Feuerwehr zur Sicherstellung des zweiten Rettungsweges) in Abhängigkeit der Nutzung.

#### Rettungswege

##### § 15 (3) LBO Brandschutz

Jede Nutzungseinheit muss in jedem Geschoss mit Aufenthaltsräumen über mindestens zwei voneinander unabhängige Rettungswege erreichbar sein. Der erste Rettungsweg muss in Nutzungseinheiten, die nicht zu ebener Erde liegen, über mindestens eine Treppe (notwendige Treppe) führen; der zweite Rettungsweg kann eine mit Rettungsgeräten der Feuerwehr erreichbare Stelle oder eine weitere notwendige Treppe sein. Der zweite Rettungsweg ist nicht erforderlich bei Gebäuden mit einem Treppenraum, in den Feuer und Rauch nicht eindringen können (Sicherheitstreppenraum).

Beim Bürgerbüro bedeutet dies für die Nutzungseinheiten mit Aufenthaltsräumen in den verschiedenen Ebenen

- im Erdgeschoss zwei Ausgänge ins Freie
- im Galeriegeschoss Zugang notwendiger Treppenraum und zu einem Rettungsfenster
- in den Obergeschossen Zugang zu zwei notwendigen Treppenträumen  
oder  
Zugang zu einem baulichen Rettungsweg (notwendiger Treppenraum) und zu einem Rettungsfenster.  
Je Nutzungseinheit muss ein anzuleitendes Rettungsfenster vorhanden sein.

Diese ausführliche Darstellung der erforderlichen Anzahl der Rettungswege soll deutlich machen, dass sich die Forderung auf zwei voneinander unabhängige Rettungswege bezieht.

Grundsätzlich bestehen zwei Ausgänge im Erdgeschoss ins Freie zur Verfügung. In den nicht erdgeschossig angeordneten Geschossen wird die Forderung, z.B. zu zwei Treppen -vertikal verlaufende Rettungswege- oder zu mindestens einer Treppe (notwendige Treppe) und je Nutzungseinheit einem Rettungsfenster erhoben.

**§ 14 (5) LBOAVO (Stand 11-1995) Türen, Fenster**

Fenster, die als Rettungswege dienen, müssen im Lichten mindestens die Größe eines Quadrates mit Seitenlängen von 0,9 m haben. Sie müssen von innen ohne Hilfsmittel vollständig zu öffnen sein. Die Unterkante der lichten Öffnung darf nicht mehr als 1,2 m über dem Fußboden liegen.

Liegen diese Fenster in Dachschrägen oder Dachaufbauten, darf ihre Unterkante oder ein davor liegender Austritt horizontal gemessen nicht mehr als 1,0 m von der Traufkante entfernt sein.

**§ 12 (5) LBOAVO (Stand 04-1984) Türen und andere Anschlüsse, Fenster**

Fenster, die als Rettungswege dienen, müssen im Lichten mindestens 0,60 m x 0,90 m groß sein.



### Westen-/Teilansicht Fruchtkasten

Derartige baurechtliche Forderungen lassen sich bei einem denkmalgeschützten Gebäude nicht problemlos umsetzen. Beim untersuchten Gebäude hätte dieses zwangsläufig die Auswechslungen konstruktiver Elemente des Tragwerkes zur Folge.

Um hier den denkmalpflegerischen aber auch architektonischen Gesichtspunkten zu entsprechen, wurde in Abstimmung mit der unteren

Baurechtsbehörde auf das Baurecht (04-1984) Bezug genommen.

Das Baurecht lässt unter bestimmten Voraussetzungen von technischen Vorschriften im Einzelfall Abweichungen zu.

#### § 56 LBO Abweichungen, Ausnahmen und Befreiungen

(1) Abweichungen von technischen Bauvorschriften sind zuzulassen, wenn auf andere Weise dem Zweck dieser Vorschriften nachweislich entsprochen wird.

(2) ...

Nr. 2 zur Erhaltung und weiteren Nutzung von Kulturdenkmalen, ...

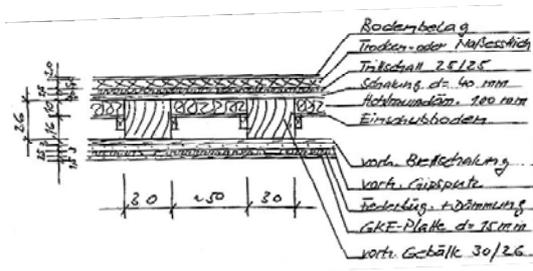
Diese Ausnahmen sind möglich, wenn durch unterschiedliche technische Maßnahmen die brandschutztechnischen Ziele erreicht werden. Die nach Bauordnung konkretisierten brandschutztechnischen Ziele gelten uneingeschränkt auch für Denkmäler. Gleichzeitig sind Denkmäler aber aufgrund ihrer baulichen Gegebenheit Unikate, die durch aktuelle Brandschutzanforderungen nur bedingt erfasst werden.

Neu integrierte Bauteile müssen aber grundsätzlich dem aktuellen Recht entsprechen, z.B. muss eine neue Geschossdecke oder neue Treppenanlage o.ä. die für diesen Gebäudetyp und seine Nutzung erforderlichen Anforderungen u.a. hinsichtlich Feuerwiderstandsdauer erfüllen.



Abweichend von einer feuerbeständigen Konstruktion (F 90) wurde von einem Ingenieurbüro für Statik und Baukonstruktion<sup>2</sup> ermittelt, dass die Deckenbalken einschließlich der Unterzüge im EG und OG als hochfeuerhemmend (F 60-B) eingestuft werden können.

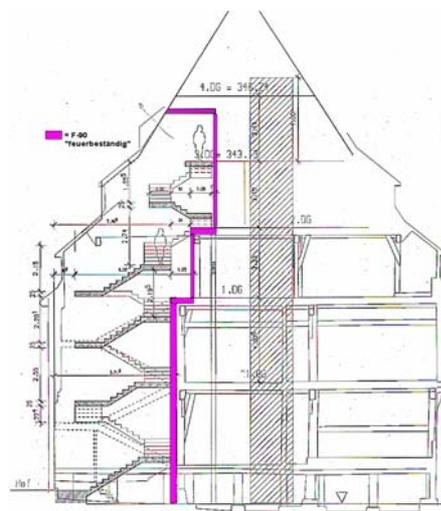
Die Geschossdecken sind allerdings nur als maximal feuerhemmend (F 30-B) einzustufen.<sup>2</sup>



### Skizze des Geschossdeckenaufbaus

Der Deckenaufbau ergibt nach einer örtlichen Untersuchung durch den Statiker folgenden Aufbau (vgl. Skizze).

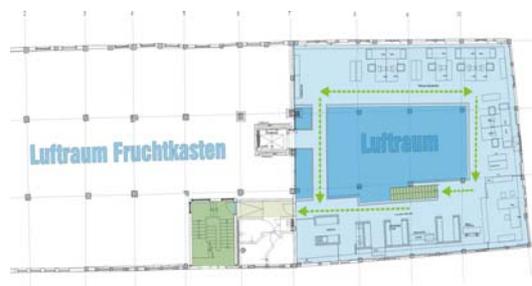
Im Brandschutzkonzept wurde einvernehmlich mit der unteren Baurechtsbehörde festgelegt, dass ein notwendiger Treppenraum auszuführen ist. Der zweite Rettungsweg kann über die Rettungsgeräte der Feuerwehr sichergestellt werden. Die Feuerwache Tübingen liegt in ca. 250 m Luftlinie entfernt. Die zur Rettung notwendigen Rettungsgeräte werden bei der Feuerwehr Tübingen vorgehalten.



Da nur ein notwendiger Treppenraum zur Verfügung steht, wurde der Forderung nach einer F 90-Abtrennung zu den Etagen nach Baurecht entsprochen. Die Ausbildung ist mit dem Hochbauamt der Stadt Tübingen, wie in der Abbildung dargestellt, abgestimmt und umgesetzt worden.

Die Rettungswege in den einzelnen Geschossen weisen Längen von  $\leq 35$  m auf.

Das Baurecht setzt voraus, dass von jeder Stelle eines Aufenthaltsraumes in höchstens 40 m eine notwendige Treppe oder ein Ausgang ins Freie erreicht werden muss [§ 10 (1) LBOAVO].



Im Galeriegeschoss (Bereich Herzogliche Kelter) stellt sich der erste Rettungsweg wie abgebildet dar.

Der zweite Rettungsweg kann über tragbare Rettungsgeräte der Feuerwehr gesichert werden. Die Ebene des Galeriegeschosses ist +3.10 m über der Bachgasse angeordnet.

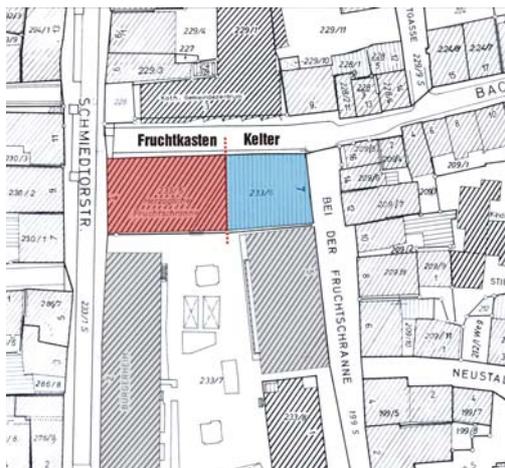
In allen anderen Geschossen ergeben sich Rettungsweglängen bis zum notwendigen Treppenraum bzw. dem Brandbekämpfungsabschnitt von  $\approx 26$  m Länge.

## Brandabschnitte

Aufgrund der Längenausdehnung 49,50 m (Fruchtkasten und Kelter) wird eine brandschutztechnische Unterteilung erforderlich.

### § 7 LBOAVO Innenwände

(4) Innerhalb ausgedehnter Gebäude sind in Abständen von höchstens 40 m Brandwände zu errichten. Größere Abstände sind zuzulassen, wenn die Nutzung des Gebäudes dies erfordert und keine Bedenken wegen des Brandschutzes bestehen.



Die Anordnung der Trennung bietet sich am Übergang Fruchtkasten und Kelter an.

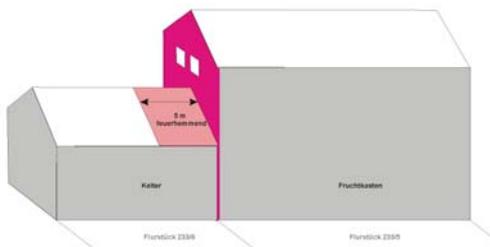
Der First beim Fruchtkasten überragt den der Kelter um ca. 8 m.

Da beide Trennwände zwischen Kelter und Fruchtkasten aus Holz bestehen, kann keine Brandwand i.S. des Baurechts F 90-A nach DIN 4102-3 ausgeführt werden.

Die konstruktive Ausbildung entspricht nach Untersuchung des Statikers dem eines hochfeuerhemmenden Bauteils.

Als Trennung erfolgte ein Brandbekämpfungsabschnitt (F 60), dieses stellt eine Abweichung gegenüber dem Baurecht dar.

In der Giebelwand des Fruchtkastens bestehen Fenster, welche belassen werden sollen. In inneren Brandwänden sind Öffnungen zulässig, wenn diese mit Bauteilen abgeschlossen sind, die einer feuerbeständigen Wandqualität (F 90) entsprechen.



Da der Einbau einer Brandschutzverglasung in einer Fachwerkwand unschlüssig ist, wurde eine alternative Lösung im Bereich Kelter ausgeführt.

Zur Verhinderung eines Feuerüberschlages auf höher angrenzende Wände mit Öffnungen sind im tiefer liegenden Dachbereich Vorkehrungen

zu treffen. Bei der Kelter wurden auf der Unterseite der Sparren Brandschutzplatten in feuerhemmender Qualität (F 30) angebracht (Systemskizze).

Der Feuerüberschlagsweg von  $\geq 5$  m ist zu berücksichtigen.

Aufgrund dieser Maßnahme besteht in der Längsausdehnung eine brandschutztechnische Unterteilung der Gebäude.



### Abbildung Kelter – Städt. Sozialamt

Zwischen der Kelter und dem Nachbargebäude, in welchem das Städtische Sozialamt untergebracht ist, bestehen Gebäudeabstände von  $\leq 2,50$  m.

Mit dem Bauherrn wurde vereinbart, dass die nördliche Außenwand des Sozialamtes zugunsten der Kelter nachgerüstet wird. Die bestehenden Fensteröffnungen werden im

Sozialamt mit Brandschutzverglasungen nachgerüstet. Dadurch kann eine Feuerübertragung zwischen den Gebäuden minimiert werden.

## 4 Kompensatorische Maßnahmen

### 4.1 Anlagentechnische Brandschutzeinrichtungen

Um dem Schutzziel der Eigenrettung von Personen gerecht zu werden, ist der Einbau einer flächendeckenden Brandmeldeanlage (DIN 14675/VDE 0833) vorgesehen. Mit dem Einbau einer Brandmeldeanlage soll folgendes erreicht werden

- ⊕ Entdeckung von Bränden in der Entstehungsphase
- ⊕ schnelle Information und Alarmierung der betroffenen Menschen
- ⊕ automatische Ansteuerung von Brandschutz- und Betriebseinrichtungen
- ⊕ schnelle Alarmierung der Feuerwehr
- ⊕ eindeutiges Lokalisieren des Gefahrenbereiches und dessen Anzeige.

Als automatische Melder werden "Zweikriterienmelder" verwendet, welche auf Rauchpartikel und Temperatur reagieren. Im Bereich der Rettungswege sind zusätzliche nichtautomatische Melder (Druckknopfmelder) montiert. Durch Notsignalgeber und einem primärberechtigten Sammelruf der Telefonanlage kann ein Störfall an Personen im Gebäude weitergegeben werden.

Die Notfallsteuerung des Aufzuges wird ebenfalls bei Brandmelderalarm aktiviert.

### 4.2 Organisatorische Brandschutzeinrichtungen

Um den Personen eine Notfallmatrix an die Hand zu geben, wird eine Brandschutzordnung (DIN 14096 mit Anlagen A-C) erstellt.

Mit Flucht- und Rettungsplänen wird auf den Verlauf der baulichen Rettungswege und den Sammelplatz verwiesen. Wichtig ist hier die Abstimmung bzw. Festlegung mit der Feuerwehr, so dass Aufstell- und Bewegungsflächen nicht mit Sammelplätzen kollidieren.

Für die Feuerwehr werden Feuerwehrpläne (DIN 14095) angefertigt. Darin wird auf die spezifischen Gebäudeeigenschaften hingewiesen.

## Zusammenfassung

Am Beispiel der Umnutzung des denkmalgeschützten Fruchtkastens und der Kelter wurde dargestellt, dass es möglich ist, historische Gebäude nach den heutigen Anforderungen, auch in betrieblicher Hinsicht, anzupassen. Durch die frühzeitige Hinzuziehung eines Brandschutzfachmannes in der Entwurfs- und Planungsphase konnte ohne wesentliche Zusatzkosten ein modernes Sicherheitskonzept umgesetzt werden.

Dazu war die Bereitschaft der Genehmigungsbehörde, der Fachbehörden, wie z.B. der Feuerwehr und des Bauherren, von technischen Vorschriften abzuweichen, gefordert.

Durch eine konsequente Umsetzung des Brandschutzkonzeptes war es auch während der Bauphase möglich, den am Bau Beteiligten einen Sicherheitsstandard zu garantieren.

Durch unkonventionelle Detaillösungen gelang es in nahezu dreijähriger Bauzeit eine an zentraler Stelle in Tübingen gewünschte Einrichtung für die Mitbürger in einem denkmalgeschützten Gebäude unterzubringen.

---

### Quellen-/Literaturhinweise

<sup>1</sup> Auszug "Zur Geschichte des Fruchtkastens" von Udo Rauch, Stadtarchivar Tübingen

<sup>2</sup> Untersuchung durch Schneck & Schaal, Ingenieurbüro für Statik und Baukonstruktion, Tübingen

# Moderne Prüfmethode für die Instandsetzungsplanung an Ingenieurbauwerke



Dipl.-Ing. (FH) Carmen Sütterlin

Aegerter & Bosshardt  
Hochstrasse 48 • 4002 Basel  
Email: [c.suetterlin@aebo.ch](mailto:c.suetterlin@aebo.ch)

# Moderne Prüfmethode für die Instandsetzungsplanung an Ingenieurbauwerken

Dipl.-Ing. (FH) Carmen Sütterlin,  
Ingenieurbureau A. Aegerter & Dr. O. Bosshardt AG, Basel (CH)

## Einführung

Warum sollten Bauwerke überhaupt geprüft werden?

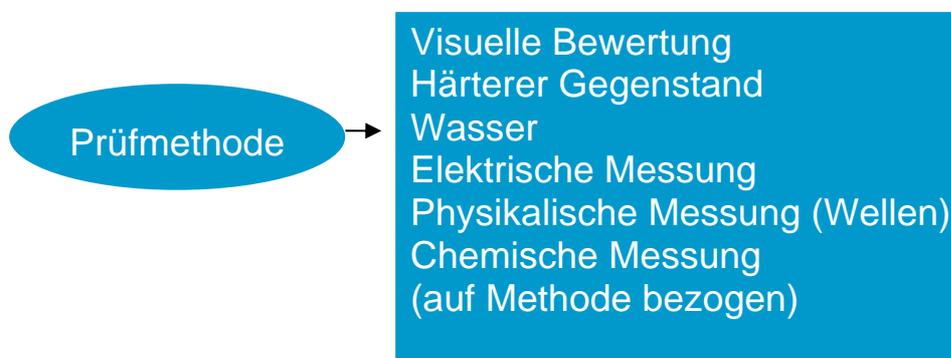
Nach den Vorkommnissen im letzten Winter, besonders durch das Unglück im Bad Reichenhall, wird deutlich, dass Bauwerke nicht von alleine auf unbegrenzte Zeit ihre Funktion erfüllen. Bauwerke benötigen Kontrollen, Wartung und Pflege. Der Begriff des Monitoring zur Kontrolle bestehender und neuer Bauwerke ist in aller Munde.

## Grund

Viele Bauwerke erreichen ein hohes Lebensalter. Des Weiteren können sich die Umgebungsbedingungen und die Arten der Nutzungen eines Bauwerks im Laufe der Zeit verändern. Für diese Umstände sind Aussagen zur Schadenserkennung, Qualitätskontrolle und Nutzungsdauer von großem Interesse. Kenntnisse über Material, Struktur und Zusammensetzung sind für die Planung erforderlich. Zustände und Zustandsentwicklungen der Bauwerke können erkannt werden.

## Prüfmethode

Zerstörungsfreie Prüfmethode gewinnen im Bauwesen zunehmend an Bedeutung. Der Umstand, dass das Bauteil oder der Baustoff nach der Prüfung unverändert seine Funktion erfüllt und für weitere Prüfungen an derselben Stelle zur Verfügung steht, ist bei der Erfassung von zeitlichen Schadensverläufen von Vorteil. Bereits für den Baustoff Beton bestehen derzeit ca. fünfzig bautechnisch mögliche Verfahren, die sich im Wesentlichen durch die Art des Messverfahrens unterscheiden:



## Moderne Prüfmethode

Diese Prüfungen lassen sich vom derzeitigen Forschungsstand in drei Kategorien einstufen. Zum einen in die Kategorie der bewährten Prüfungen. Diese entsprechen dem Stand der Technik und sind in der Baupraxis oft anzutreffen (z.B.: Rückprallhammer). Zur zweiten Kategorie gehören die Prüfverfahren, die bereits in der Praxis eingesetzt werden, jedoch noch nicht zu den allgemein üblichen Prüfverfahren gehören (z.B.: Ultraschallecho). Der dritten Kategorie sind die Prüfverfahren, die sich noch im Entwicklungsstadium befinden, zuzuordnen (z.B.: Röntgen).

## Instandsetzungsplanung

Voraussetzung für den erfolgreichen Einsatz zerstörungsfreier Prüfverfahren ist die Abstimmung auf die vorhandenen Randbedingungen und die gewünschten Ergebnisse. Für die Instandsetzungsplanung, bzw. für den Einsatz von Prüfmethode stellen sich folgende Fragen:

Welche Erkenntnisse können geliefert werden?

- Baustoffwechsel, Gefügebau, Baustoffkenngrößen
- Auswertungsaufwand
- Liefert Auswertung Relativwerte (z.B.: Flüssigkeitseindringtest) oder Absolutwerte (z.B.: Rissmarken) vor Ort?
- Zusammenwirken einzelner Geräte
- Eignung für Bauwerksdiagnose

Welches Verfahren soll verwendet werden und mit welchem Wirkprinzip?

- Zielgröße (z.B.: Oberflächenfestigkeit von Beton)
- Gerätefunktion
- Randbedingungen für Einsatz

Welche Bauteile können geprüft werden?

- Boden (Fahrbahnbelag, Estrich)
- Wand (-Dicke, Wärmebrücken, Fachwerk)

Welche Baustoffe sollen geprüft werden?

- Beton [-deckung, -druckfestigkeit, -zugfestigkeit, Bewehrung (-lage, -durchmesser, -korrosion)]
- Straßenbelag (Asphaltfahrbahn mit Schallwellen)
- Mauerwerk (Ziegel, Feuchte, Steinzerfall)
- Holz (Feuchte)
- Spannglied

Wie ist die Zugänglichkeit?

- Leicht oder schwierig zugänglich (z.B.: Hubsteiger)

Welcher Zeitaufwand wird benötigt?

- Stunden
- Tag
- Mehrere Tage
- Langzeit (Spannbetonmessungen, Data Logger)

Wo ist der Einsatzort für die Prüfung?

- Messung und Auswertung direkt am Bauwerk
- Messung direkt am Bauwerk, Auswertung im Labor
- Messung und Auswertung im Labor

Wie ist die Handhabung?

- Ohne Vorkenntnisse
- Einige Stunden zur Anweisung
- Schulung von Fachpersonal
- Zertifizierung, Spezialisten (Strahlenschutz bei Gamma-Strahlen)

Wie ist der Entwicklungsstand?

- Standardverfahren (in welchem Land, welche Normen gelten)
- Allgemein anerkannter Stand der Technik?
- Wissenschaftlich belegt?

## Ingenieurbauwerk

Unter den Ingenieurbauwerken kommen den Tunneln, auf Grund einer Vielzahl von Einflüssen, eine besondere Bedeutung bei der Überwachung zu. Besondere Einflussfaktoren sind: die infrastrukturellen Belastungen, die Gebirgsdrücke, die hydrologischen Verhältnisse und die Witterungsbedingungen. Des Weiteren weisen diese Verkehrsbauwerke meist eine sehr lange und intensive Nutzungsdauer auf. Die nicht alltägliche Herstellung und die hohen Baukosten verdeutlichen den besonderen Anspruch dieser Bauwerke. Deshalb ist der Baudiagnose, der Prophylaxe, der Wartung und der Pflege dieser bestehenden Bauwerke besondere Aufmerksamkeit zu widmen. Auch im Tunnelbau sind besonders schnelle, flächendeckende und zerstörungsfreie Aussagen gefragt.

Folgende Gegebenheiten spielen eine besondere Rolle:

- Einseitige Zugängigkeit der Tunnelgewölbe
- Verkleidung (Fliesen, Beschichtungen, Metallverkleidungen, usw.)
- Tunneleinrichtungen (Betriebseinrichtungen: Beleuchtung, Lüftungsanlagen, Sicherheits-, Steuerungsanlagen, usw.)
- Tunnelklima (Lufttemperatur, -feuchte, -geschwindigkeiten)
- Beengte Örtlichkeiten über Kopf und Schräglagen

### **Anwendung einer modernen Prüfmethode an einem Tunnelbauwerk**

Die Gewölbestärke eines Tunnelbauwerkes zu bestimmen, war Ziel einer Zustandsinspektion. Die Resultate sollten zur Abschätzung des Bauwerkszustands und als Grundlage für einen Umbau dienen. Als zerstörungsfreie Messungen kamen, zur Bestimmung der Gewölbestärke, folgende Verfahren in Frage:

- Ultraschall–Echo
- Impakt–Echo
- Georadar

Diese Messmethoden wurden miteinander verglichen, um das best mögliche Verfahren anzuwenden. Alle Messmethoden basieren auf der Ausbreitung von Wellen in das Bauteil, die an Schichtgrenzen (z.B. Beton) reflektiert und dann an der Oberfläche gemessen werden. Der Unterschied der Messungen liegt in den Wellentypen. Beim Ultraschall–Echo und beim Impakt–Echo werden Kompressions- bzw. seismische Schallwellen verwendet. Die Georadarmessung hingegen arbeitet mit elektromagnetischen Wellen. Es werden unterschiedliche Frequenzen erzeugt. Da die Ausbreitung von Ultraschall- und Impakt–Echo-Signalen von den mechanischen Eigenschaften und bei Radar von den dielektrischen Eigenschaften der Materialien abhängt, entstehen z.B. an gleichen Grenzflächen unterschiedlich starke Ausbreitungsgeschwindigkeiten. Somit ergeben sich unterschiedliche Vor- und Nachteile der jeweiligen Messungen. Für die Erfassung der Gewölbestärke wurde das zerstörungsfreie Ultraschall–Echo- Verfahren verwendet. Dieses Verfahren wurde aufgrund der gestellten Zielsetzung und der Messinformationen (Grenzen, Hohlräume, Genauigkeit) gewählt. Die in Situ- Messungen wurden durch Spezialisten eines Baulabors durchgeführt. Das Messraster wurde den örtlichen Gegebenheiten, der Messmethode und den Zielsetzungen angepasst. Für die Eichung der Laufzeiten wurden einzelne Bohrkerne entnommen. Mittels Ultraschall-Echo-Messung wurden zusätzlich zu der Betonstärke, die Spritzbetonschicht, der anstehende Fels und teilweise die PVC-Abdichtungsfolie erfasst. Die Resultate wurden sowohl als Linienscans und als Höhenkarte der Gewölbestärke dargestellt. Es konnten vollständige, zuverlässige und reproduzierbare Ergebnisse geliefert werden.

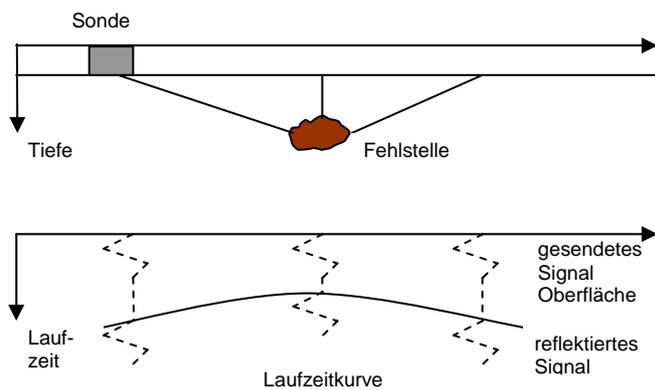
**Fazit**

Zusammenfassend lässt sich festhalten, dass sich moderne, zerstörungsfreie Prüfverfahren zur Überwachung und zur Planung von Instandsetzungen sehr gut eignen. Die bestmögliche Effizienz kann durch die genaue Abstimmung auf das geforderte Ziel erreicht werden.

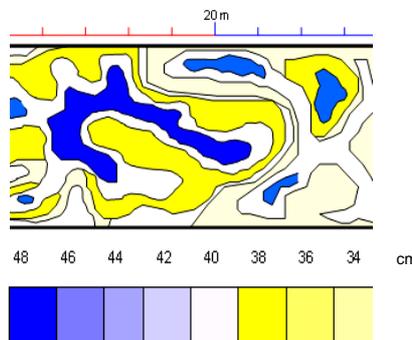
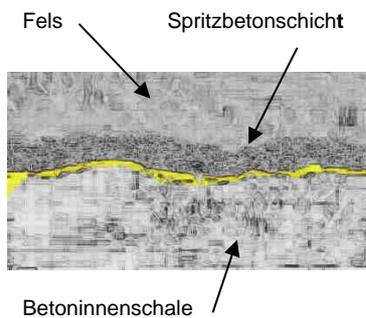
Es besteht für die zerstörungsfreien Prüfmethode noch ein enormes Entwicklungspotential. Die Zukunft wird zeigen, welche modernen Prüfverfahren sich in der Baupraxis etablieren.



Messinstrumentarium



Prinzip der Schallmessung, oben die Messgeometrie, unten links die Laufzeitkurve



Links: Linienscan, rechts: Höhenlinienkarte der Gewölbesterke

Quelle Fotos: Basler Baulabor (bbl)

# **Einsatz der Rasterelektronenmikroskopie bei der Bestands- und Zustandserfassung**

Dr. Frank Schlütter

MPA

Paul-Feller-Str. 1 • 28199 Bremen  
Email: [schluetter@mpa-bremen.de](mailto:schluetter@mpa-bremen.de)

# **Einsatz der Rasterelektronenmikroskopie bei der Bestands- und Zustandserfassung**

Dr. Frank Schlütter, MPA, Bremen

## **Hinweis**

Zu diesem Vortrag liegen keine weiteren Tagungsunterlagen vor.

# Herstellung von Stabilisierungssäulen zur Untergrundverbesserung



Dr.-Ing. Arndt Schubert

Beratende Ingenieure für Geotechnik  
Werner v. Siemensstr. 17 • 82140 Olching  
Email: [info@dr-schubert-geotec.de](mailto:info@dr-schubert-geotec.de)

# Herstellung von Stabilisierungssäulen zur Untergrundverbesserung

Dr.-Ing. A. Schubert, Beratende Ingenieure für Geotechnik, Olching

## 1. Einleitung

Das Angebot „Baugrund“ ist bekanntlich begrenzt, so dass vermehrt auch Böden mit unzureichenden Tragfähigkeitseigenschaften bebaut werden müssen. Dies kann je nach Tiefenlage der tragfähigen Schichten, aber auch abhängig vom jeweiligen Bauvorhaben, den örtlichen Grundwasserverhältnissen und vor allem auch wirtschaftlichen Gesichtspunkten durch eine sog. „Tiefgründung“ erfolgen, oder es wird der Versuch unternommen, die Tragfähigkeit des Baugrunds durch unterschiedlichste Verfahren zu verbessern.

Der heutige Vortrag „Herstellung von Stabilisierungssäulen zur Untergrundverbesserung“ beschäftigt sich mit Neuentwicklungen auf dem Gebiet der Bodenverbesserung.

Die Einordnung dieser Verfahren in die vielfältige Technik der Bodenverbesserungsmaßnahmen macht es erforderlich, einen kurzen Überblick über diese Verfahren zu geben.

## 2. Methoden zur Bodenverbesserung

Ziel der Bodenverbesserung ist es, dessen Scherfestigkeit zu erhöhen und die Zusammendrückbarkeit zu verringern. Dies kann auf unterschiedlichste Weise erfolgen. Die einfachste, wenn auch bei größerer Schichtmächtigkeit der unzureichend tragfähigen Böden aufwändigste Methode besteht darin, den schlechten gegen einen guten Boden auszutauschen (vgl. Tabelle 1). Häufig genügt es auch, einen teilweisen Bodenaustausch vorzunehmen (sog. Polstergründung), die dann zur Vergleichmäßigung der Bauwerkslasten und der Reduzierung der setzungswirksamen Schicht dient.

Tabelle 1: Verfahren der Bodenverbesserung

- Bodenaustausch
- Mechanische Verbesserung der Bodeneigenschaften
- Bodenverbesserung mit Bindemitteln
- Ausbildung säulenartiger Tragelemente

Eine tatsächliche Bodenverbesserung kann wiederum dadurch erfolgen, dass die Bodeneigenschaften entweder mechanisch oder mit Bindemitteln verbessert werden.

Die mechanische Verbesserung hat vorwiegend die Verringerung des Porenvolumens zum Ziel. Die Verfestigung mit Bindemitteln soll dagegen den nicht tragfähigen

Boden überwiegend verfestigen (Zement) bzw. durch Entzug von Wasser (Kalk) die Konsistenz des Bodens erhöhen.

Für die mechanische Verbesserung sei hier beispielhaft die oberflächliche Verdichtung des Bodens durch Walzen oder Plattenrüttler, die Vorbelastung eines wenig tragfähigen Bodens durch Auflast ggf. unter Zuhilfenahme von Vertikaldräns oder auch der Einsatz von Fallplatten genannt. Tiefere Zonen des Baugrunds lassen sich dagegen bei entsprechender Eignung, also wenn es sich um nicht bindige Bodenarten handelt, durch Tiefenrüttlung, aber auch durch Sprengung verdichten.

Ein ganz wesentlicher Anteil der Bodenverbesserung bildet die Ausbildung von säulenartigen Tragelementen. Ein schon den Römern bekanntes Verfahren bildete die Spickpfahlgründung aus Holzpfählen, die teils als aufstehende Gründungselemente, häufig aber auch als schwimmende Pfähle eingebracht wurden. Als moderneres Verfahren sei das Einbringen von Schottersäulen mit dem sog. Rüttelstopfverfahren genannt. In breiigen bis weichen Böden mit unzureichender Stützwirkung können die Säulen ggf. auch vermörtelt werden.

Im Rahmen der Entwicklung von Geotextilien wurden neben einer Ausnutzung der bewehrenden Wirkung (z.B. Polsterdamm) auch geotextilummantelte Säulen mit kleinen und großen Durchmessern hergestellt, die neben der Tragwirkung auch eine dränierende Wirkung besitzen.

### **3. Herstellung von Stabilisierungssäulen**

Das Kernthema des heutigen Vortrags bildet die Herstellung zementgebundener, kleinkalibriger Stabilisierungssäulen mit Durchmessern zwischen ca. 13 und 20 cm. Diese können sowohl als Trockenmörtelsäulen (sog. CSV-Verfahren) oder als Nassmörtelsäulen (sog. STS-Verfahren) hergestellt werden.

#### **3.1 Wirkungsweise**

Die zementgebundenen Stabilisierungssäulen können in ihrer Wirkungsweise am ehesten mit den vorgenannten Spickpfählen verglichen werden, mit dem Unterschied, dass die innere und äußere Tragfähigkeit klar definiert ist und auch die Dauerbeständigkeit in der Regel gegeben ist. Direkt vergleichbar ist, dass auch die zementgebundenen Stabilisierungssäulen ähnlich wie die Spickpfähle als aufstehende Säulen und als schwimmende Gründungselemente Verwendung finden. Der grundlegende Unterschied der beiden Verfahren besteht darin, dass bei den Trockenmörtelsäulen das für die Hydratation des Zements erforderliche Wasser dem Boden entzogen wird, während bei den Nassmörtelsäulen der fertige Mörtel eingegeben wird. Beide Säulenarten werden im Vollverdrängungsverfahren hergestellt, d.h. beim Einbringen des Materials wird der Boden vollständig seitlich verdrängt. Dies führt zwangsweise zu einer Verspannung mit dem umliegenden Erdreich, wobei durch den zusätzlichen Entzug von Wasser bei den Trockenmörtelsäulen dieser Effekt noch erhöht wird.

Die Zusammenwirkung der Säulen und des Bodens wird durch die unterschiedliche Federsteifigkeit zwischen den starren Säulen einerseits und dem fallweise unter-

schiedlichen Zusammendrückungsverhalten des Bodens andererseits bestimmt. Die starren Säulen ziehen wegen ihrer größeren Steifigkeit die Lasten an, so dass bei Böden mit einem extrem niedrigen Steifemodul, wie z.B. breiige bis weiche Schluffe oder Torfe, die Lasten nahezu ausschließlich über die Säulen abgetragen werden. In steifen Böden ist es dagegen generell möglich, durch die entstehende Verbundspannung zwischen der Säule und dem Boden auch dem Boden einen entsprechenden Lastanteil zuzuordnen.

### 3.2 Herstellung

Im einzelnen lässt sich die Herstellung dieser zementgebundenen kleinkalibrigen Stabilisierungssäulen wie folgt beschreiben:

Beim CSV-Verfahren wird mit einer an einem Mäklers geführten Förderschnecke der Trockenmörtel in den Boden eingebracht. Dabei wird die Förderschnecke so lange in den Boden eingedrückt, bis ein bestimmter Eindringwiderstand (aufstehende Säulen) oder die gewünschte Säulenlänge (schwimmende Gründungselemente) erreicht ist. Die Förderschnecke durchläuft einen Aufgabetrichter am unteren Ende des Mäklers.



#### Geräteausrüstung

- Hydraulikbagger
- Lafette 15 m
- Vorratsbehälter
- Schnecke
- Walze
- Datenerfassung

Bild 1: Herstellung von Trockenmörtelsäulen (CSV-Verfahren)

Sowohl beim Eindrücken in den Baugrund als auch beim anschließenden Ziehen fördert die Schnecke das Stabilisierungsmaterial aus dem Aufgabetrichter und verpresst es über einen speziellen Verpresskopf in dem erzeugten Verdrängungsloch. Durch die ständige Förderung des Materials wird es kontinuierlich verdichtet. Dabei bildet die Verdrängungslochwandung des umgebenden Bodens die Stütze für den Transport des Stabilisierungsmaterials. Weist der Boden wegen einer weichen bis

breiigen Konsistenz nicht die erforderliche Festigkeit auf, so muss durch mehrfaches Eindrücken und Ziehen ein künstlicher Mantel aus dem Stabilisierungsmaterial hergestellt werden.

Die Herstellung der Nassmörtelsäulen ist im Vergleich dazu etwas problemloser. Hier wird ein an einem Trägergerät angebrachtes Hohlgestänge in den Boden durch Bohren, Rütteln, Pressen oder Rammen eingebracht.



#### Geräteausrüstung

- Hydraulikbagger
- Lafette
- Doppellanze
- Betonierschläuche
- Datenerfassung
- Pumpen
- Transportmischer

Bild 2: Herstellung von Nassmörtelsäulen (STS-Verfahren)

Auch hierbei handelt es sich um ein Verdrängungsverfahren, bei dem der Boden vollständig seitlich verdrängt wird. Das Hohlgestänge wird in den Boden so weit eingebracht, bis ein bestimmter Anpressdruck oder die vorgegebene Säulenlänge erreicht ist. Beim Ziehen des Hohlgestänges wird der Nassmörtel unter Druck in den entstandenen Hohlraum eingepresst. Abhängig von der Konsistenz und der Lagerungsdichte des anstehenden Bodens weiten sich dann die Säulendurchmesser unterschiedlich auf.

Die Herstellung der Stabilisierungssäulen setzt in der Regel die Ausbildung einer ca. 30 cm dicken Arbeitsplanie voraus, unter der ein Vlies der Robustheitsklasse 3 einzubauen ist.

### 3.3 Anwendungs- und Einsatzmöglichkeiten

Anwendungs- und Einsatzmöglichkeiten beider Stabilisierungssäulenarten sind aus der Sicht der Baugrundverhältnisse weitestgehend identisch. Danach können unab-

hängig vom gewählten Verfahren diese Stabilisierungssäulen in feinkörnigen Böden und gemischtkörnigen Böden weicher bis steifer Konsistenz problemlos ausgeführt werden. Bei gemischtkörnigen Böden mit kiesigen Anteilen muss allerdings sichergestellt sein, dass sich der Kiesanteil verdrängen lässt. Die Anwendung in organogenen oder organischen Böden ist grundsätzlich dann möglich, wenn durch eine chemische Analyse des Bodens und/oder des Wassers sichergestellt ist, dass zum einen die Säulen abbinden können (Trockenmörtelsäulen) und dass zum anderen die Langzeitfestigkeit bei beiden Säulenarten gegeben ist. Dies muss ggf. durch einen Baustofftechnologien untersucht werden. Wichtig ist zudem bei den Trockenmörtelsäulen, dass die anstehenden Böden ein ausreichendes Wasserangebot aufweisen, wobei dies insbesondere für nicht bindige Zwischenschichten gilt. Sofern dieses Problem durch eine ausreichende Baugrunderkundung erkannt wurde, ist ggf. eine künstliche Bewässerung dieser Schichten möglich.

Was die Anwendungsmöglichkeiten betrifft, lässt sich die Wirkung dieses Stabilisierungsverfahrens grundsätzlich mit dem eines Bodenaustauschs vergleichen. Werden die Säulen bis auf eine tragfähige Schicht hinunter geführt, wird die unzureichend tragfähige weiche Schicht überbrückt, so dass die Wirkung eines kompletten Bodenaustauschs erzielt wird.

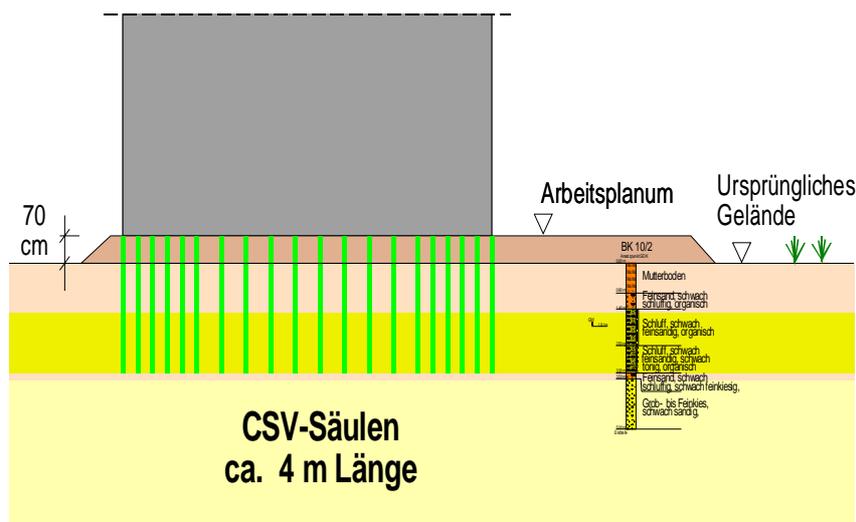


Bild 3: Stabilisierungssäulen als aufstehende Gründung

Sind dagegen ausreichend tragfähige Böden in erreichbarer Tiefe nicht vorhanden, wird also eine Art schwimmende Gründung hergestellt, kann die Wirkungsweise mit der eines teilweisen Bodenaustauschs verglichen werden.

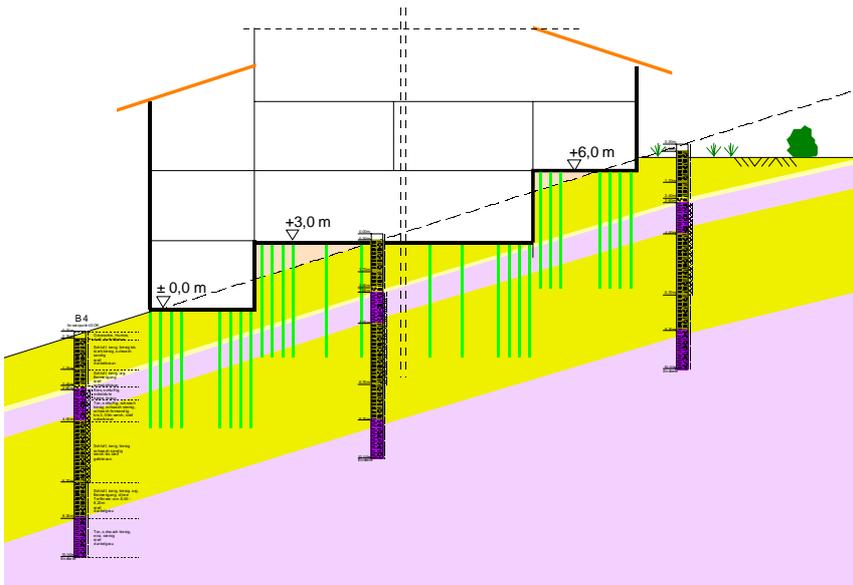


Bild 4: Stabilisierungssäulen als schwimmende Gründung

### 3.4 Ausführung

Die Säulenabstände sollten verfahrensbedingt einen Wert des dreifachen Säulendurchmessers nicht unterschreiten, weil dann die Gefahr eines Ausquetschens des Bodens zwischen den Säulen und die gegenseitige Beschädigung beim Herstellvorgang nicht auszuschließen ist.

Andererseits muss ein Säulenabstand von mehr als dem achtfachen Säulendurchmesser in der Regel ausgeschlossen werden, weil sich dann das Lastsetzungsverhalten dem einer Einzelsäule annähert. Damit kommt aber dem Versagen der Einzelsäule eine zu große Bedeutung zu.

### 3.5 Vor- und Nachteile des Verfahrens

Eine Abwägung der Vor- und Nachteile der zementgebundenen kleinkalibrigen Stabilisierungssäulen im Vergleich zu anderen Methoden der Bodenverbesserung zeigt, dass mit diesen Verfahren einige ganz erhebliche Vorteile verbunden sein können.

Ein wesentlicher Vorteil besteht darin, dass unterhalb der Gründungssohle keine weiteren Aushubarbeiten mit allen erforderlichen Zusatzmaßnahmen, wie größere Verbaulängen, größere Unterfangungshöhen bei angrenzender Nachbarbebauung oder aufwändigere Wasserhaltungsmaßnahmen durch größere Absenktiefen erforderlich werden. Stattdessen kann von der planmäßigen Gründungssohle aus der darunter anstehende Boden stabilisiert werden und muss somit nicht deponiert werden. Vorteilhaft ist auch, dass z.B. im Gegensatz zur Rüttelstopfverdichtung die Säulen unterschiedlichen Lasten wesentlich gezielter angepasst werden können.

Ein gewisser Nachteil ist darin zu sehen, dass die Säulenordnung, insbesondere bei Versprüngen der Gründungstiefen erhebliche Probleme aufwerfen kann und dass die Statik ggf. gezielt auf dieses Verfahren abgestimmt werden muss. Bei Sonderanschlägen muss also die Statik zumindest im Gründungsbereich häufig überarbeitet werden, was natürlich mit Kosten verbunden ist. Darüber hinaus müssen Bauab-

läufe sorgfältig geplant werden, da ein Überfahren der Säulen während des Abbindeprozesses zu deren Zerstörung führen kann. Insgesamt ist aber mit den zementgebundenen, kleinkalibrigen Stabilisierungssäulen ein interessantes und sehr vielseitig anwendbares Gründungsverfahren auf den Markt gekommen, das in vielen Fällen eine sowohl aus technischer als auch wirtschaftlicher Sicht interessante Gründungsalternative darstellt.

# Qualitätssicherung von Stabilisierungssäulen zur Untergrundverbesserung



Dipl.-Ing. Wolfgang Oltmanns

PROF. DR.-ING WALTER RODATZ UND PARTNER  
BERATENDE INGENIEURE FÜR GEOTECHNIK GMBH  
Nußbergstr. 17 • 38102 Braunschweig  
Email: w.oltmanns@rup-geotechnik.com

# Qualitätssicherung von Stabilisierungssäulen zur Untergrundverbesserung

Dipl.-Ing. W. Oltmanns, PROF. RODATZ UND PARTNER, Braunschweig

## 1 Einführung

Die Verbesserung der Gründungssituation mit Verfahren nach dem 'Merkblatt für die Herstellung, Bemessung und Qualitätssicherung von Stabilisierungssäulen zur Untergrundverbesserung' der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik (AK 2.8, DGGT, 2000) ist in der Praxis besonders dann interessant, wenn ein Bodenaustausch, bspw. wegen der Tiefe oder Mächtigkeit unzureichend tragfähiger Schichten oder Kontaminationen, nicht mehr und eine Pfahlgründung, bspw. wegen verteilter und vergleichsweise niedriger Lasten aus dem Bauwerk, noch nicht wirtschaftlich ist. Charakteristisch für die Verfahren ist, dass vertikale Bohrungen mittels spezieller Förderschnecke oder Bohrrohr mit spezieller Verschlussklappe vollverdrängend abgeteuft und gleichzeitig oder nachträglich Trocken- bzw. Nassmörtel, selten reaktive Stoffe oder Sand, eingebracht werden. Die Durchmesser betragen  $D_S = 0,1 - 0,3$  m, die Abstände  $A_S \geq 3 D_S$ , die Längen  $L_S < 12$  m und die Produktionszeiten  $T_S \approx 5$  min/Säule (Orientierungswerte). Ausgeführt werden 'schwimmende' oder 'aufstehende' Säulengruppen.

Entsprechend der Stellung dieser Untergrundverbesserung werden bei der Qualitätslenkung und -kontrolle der Ausführung bewährte Methoden des Erd- und Grundbaus sowie des Spezialtiefbaus auf der Grundlage gesicherter Erfahrungen verfahrensspezifisch adaptiert.

Das vg. Merkblatt wurde auf dem baupraktischen, technisch-wissenschaftlichen und normativ-rechtlichen Stand des Jahres 2000 und insbesondere für trockene, granulare Baustoffe herausgegeben. Seit Herbst 2005 wird im Arbeitskreis 2.8 im Spiegel der Praxiserfahrungen sowie neuer Normen, Erkenntnisse und Entwicklungen, insbesondere auch bei Nassmörtelsäulen, das Merkblatt überarbeitet. Im Folgenden wird in Auszügen der aktuelle - und nicht abschließende - Stand der Diskussion im AK 2.8 zur Qualitätssicherung bei der Planung, Herstellung und Prüfung für die verschiedenen Verfahren, u. a. mit Erläuterungen zu alternativ möglichen, aufwandoptimierten Prüfmethoden, skizziert.

Die Bauverfahren und die Bemessungen für Stabilisierungssäulen werden entspr. von den Vorsitzenden der Unterausschüsse Dr.-Ing. Schubert und Prof. Dr.-Ing. Neidhardt vorgestellt (s. dort). Konstruktive Hinweise Externer zu der Modifikation des Merkblattes nehmen die Vorsitzenden gern entgegen. Das Ziel des Arbeitskreises ist die modifizierte Fassung des Merkblattes bis Ende 2006 zu veröffentlichen.

## 2 Konzept der Qualitätssicherung

Die Ausführungen zur Qualitätssicherung behandeln die Planung, Herstellung und Prüfung mit Trocken- oder Nassmörtel hergestellter Säulen sowie Säulen ohne Bindemittel und sog. Reaktive Stabilisierungssäulen.

Es gelten insb. für die Planung einschließlich Erkundung und Ausschreibung sinngemäß die Ausführungen zu Bohrarbeiten (VOB/C DIN 18 301).

Unterschieden werden die Entwurfsplanung des Bauherrn und die Ausführungsplanung der Bauausführenden sowie bauvorbereitende Eignungsprüfungen und baubegleitende Eigenüberwachungs- und Kontrollprüfungen und ggf. Schiedsuntersuchungen im Sinne der Zusätzlichen Technischen Vertragsbedingungen und Richtlinien für Erdarbeiten im Straßenbau (ZTVE-StB 94). Die Eignungsprüfungen sind projektspezifisch, bspw. bei Baugrundverbesserungen außerhalb des im Merkblatt Geregelt und bei Reaktiven Säulen, Sache des Bauherrn/Entwurfsverfassers, oder der Bauausführenden (Regelfall). Die Eigenüberwachungsprüfungen der Baufirma erfolgen i.d.R. unter Mitwirkung des Kontrollprüfers. Als Kontrollprüfer soll ein Sachverständiger für Geotechnik mit Erfahrungen bei Baugrundverbesserungen eingeschaltet werden.

Eine qualifizierte Eigenüberwachung ist grundsätzlich erforderlich. Eignungsprüfungen sind vor der Bauausführung notwendig, wenn keine ausreichend positiven Erfahrungen aus vergleichbaren Projekten vorliegen. Bei Reaktiven Säulen sind Eignungsprüfungen und ggf. Vorversuche immer erforderlich.

Generell wird unterschieden nach baubegleitenden Prüfungen, i. W. der Produktionsparameter, im Sinne einer zeitnahen Qualitätslenkung und nach anschließenden Qualitätskontrollen des fertigen Produktes, i. Allg. mittels Probelastungen von Stabilisierungssäulen.

Die Ergebnisse der Qualitätssicherung werden in dem Bericht des Kontrollprüfers zusammengefasst. Der Bericht ist Bestandteil der bauvertraglichen Abnahme. Der Bericht wird mit Blick auf spätere Arbeiten in die Bauakte genommen.

## 3 Planung

Grundlage der Planung ist die projektspezifische Prüfung der Verfahren bezüglich der Anwendbarkeit, Wirtschaftlichkeit, Systemkompatibilität und Akzeptanz sowie ein qualifizierter Geotechnischer Bericht n. DIN 4020 zur Baugrunderkundung und zum Gründungskonzept.

Bei der Entwurfsplanung sind insbesondere zu behandeln bzw. festzulegen

- das Bemessungskonzept und das Genehmigungsverfahren einschl. Bauzeitenplanung,
- die Art und die Eigenschaften der Stabilisierungssäulen,
- das Säulenraster und die Längen (voraussichtl. Absetztiefe u. Säulenkopfhöhe [mNN]),
- die Last-Widerstands-Prognose des Systems (Vordimensionierung, Erfahrungswerte),

- das Prüfkonzept und die Qualitätssicherung in technischer, terminlicher und organisatorischer Hinsicht sowie
- die bauvertraglichen Modalitäten (Referenzen, Abrechnungsverfahren, Herstelltoleranzen, zulässige maximale Setzungen und/oder Setzungsdifferenzen etc.).

#### 4 Erkundungen

Baugrundstabilisierungen können i. d. R. der Geotechnischen Kategorie 2 n. DIN 4020 zugeordnet werden, wenn sie nach den Bedingungen und Vorgaben des Merkblattes ausgeführt werden. Der Bericht des Sachverständigen für Geotechnik muss neben den einschlägigen Angaben gemäß DIN EN 1997-1 u. a. der charakteristischen geotechnischen, hydrogeologischen und geometrischen Bemessungswerte für die Dimensionierung insbesondere verfahrenstechnische Merkmale mit Angaben der Variation enthalten zur

- Festigkeit anstehender Böden und zu Hindernissen bezüglich der Durchteufbarkeit,
- Festigkeit und Steifigkeit anstehender Böden bezüglich der Stabilität und der Tragfähigkeit der Säulen,
- Tiefe und Mächtigkeit der tragfähigen Schicht für 'aufstehende' Säulen, ggf. mit erforderlicher Einbindung der Säulen in diese Schicht,
- Beanspruchung der Säulen durch horizontalen Fließ- und/oder Kriechdruck,
- Tragfähigkeit des Rohplanums und zu Anforderungen an das Planum,
- Verfügbarkeit von Wasser bei Trockenmörtelsäulen und
- Eigenschaft von Wasser- und Boden n. DIN 4030 bzgl. der Wechselwirkung zwischen dem Säulenbaustoff und dem Wasser bzw. Boden.

Ergänzend zu Direkten Baugrundaufschlüssen sollen bevorzugt Drucksondierungen CPTU nach DIN EN 22476-1 im Raster über das Baufeld der Stabilisierungssäulen hinaus ausgeführt werden. Erkundungen sollen bis mind. 3 m unter die Absetztiefe der Stabilisierungssäulen bzw. bis zur setzungsrelevanten Grenztiefe reichen. Aus den Drucksondierungen können bemessungs- und verfahrensrelevante Parameter der Festigkeit  $c_u$ , der Steifigkeit  $E_s$  und der Durchlässigkeit  $k_f$  abgeleitet werden. Beispielsweise können für die Geräte für Stabilisierungssäulen erfahrungsgemäß durchteufbare und nicht durchteufbare Schichten unterschieden und die Tiefenlage tragfähiger Schichten resp. die planmäßige Absetztiefe zuverlässig erkundet werden.

#### 5 Ausführungsplanung

Nach den Vorgaben der Entwurfsplanung erfolgt die konkrete technische und terminliche Ausführungsplanung des Auftragnehmers u. a. unter Berücksichtigung firmen- resp. verfahrensspezifischer Bedingungen. Die planlichen Angaben, Festlegungen, Arbeitsanweisungen und Nachweise sollen zweifelsfrei und übersichtlich strukturiert sein. Bewährt haben sich planliche Arbeitsanweisungen vor Ort mit Angaben zur Benennung, Lage, Ansatzhöhe und planmäßigen Länge der Säulen sowie zu sämtlichen technischen Produktionsparametern.

Sämtliche Prüfungen, Maßnahmen, bspw. Berichtswesen bei Sonderheiten, und Verantwortlichkeiten/Abnahmen im Rahmen der Qualitätssicherung werden nach Art, Ort und Zeit bzw. Frequenz in einem mit den Beteiligten abgestimmten Qualitätsmanagementplan festgelegt.

Die Lage und die Termine sowie Art und Anzahl von Säulen für Eignungsprüfungen und Eigenüberwachungsprüfungen werden, insbesondere unter dem Aspekt der Erreichbarkeit im Baufeld und bauterminlicher Erfordernisse, geplant.

Die Baufolge bei der Säulenproduktion muss so gewählt werden, dass Säulen durch Interaktionen der Produktion nicht beschädigt werden. Übrige baubetriebliche Einwirkungen auf Säulen, bspw. Überfahrten, Stapellasten, Hebungen, Erschütterungen etc., sind, ggf. mit Rücksicht auf die Festigkeitsentwicklung, nachzuweisen oder zuverlässig auszuschließen.

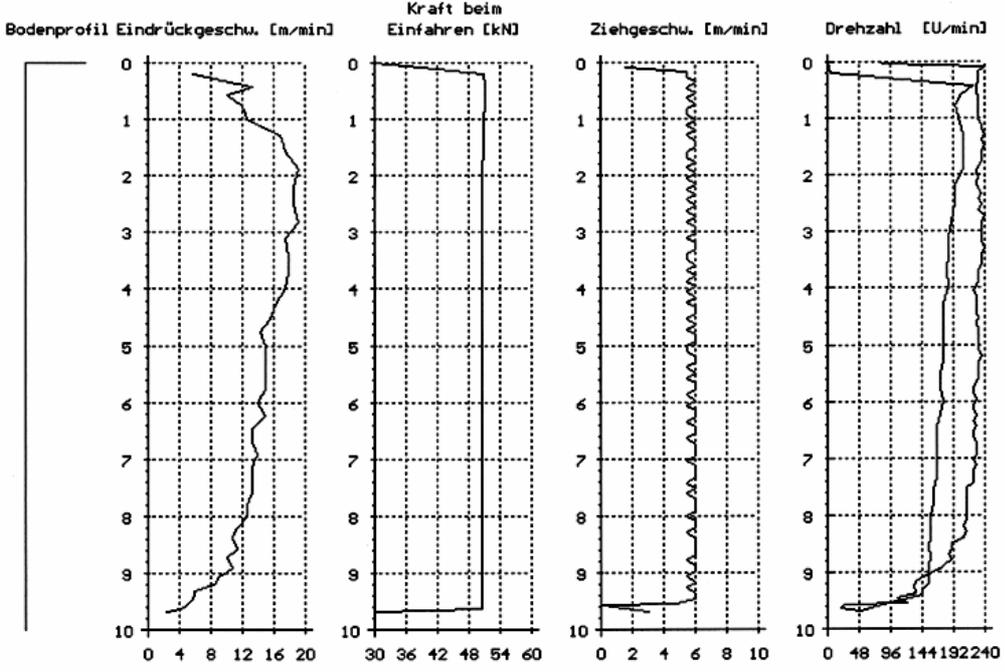
Für die Herstellung der Säulen soll ein tragfähiges Arbeitsplanum hergestellt werden bzw. vorhanden sein. Geokunststoffe können vorgesehen werden, soweit sie durchteufbar und für das Bauwerk nicht störend sind. Die Planien werden i.d.R. abschließend mit leichten Geräten egalisiert und nach Erfordernis verdichtet oder verfestigt. Wenn die planmäßige Säulenkopfhöhe unter dem Arbeitsplanum liegt, wird bis über die Säulenhöhe produziert und die Säule später schadlos gekürzt. Die Methodik ist bei der Eignungsprüfung nachzuweisen.

## 6 Bau- und Bestandsdokumentation

Sämtliche Produktionsparameter werden unmittelbar digital angezeigt und dokumentiert. Das Bild 1 zeigt exemplarisch ein Produktionsdokument.

Zeitnah zur Produktion wird bauseits ein Bestandsplan sämtlicher tatsächlich ausgeführter Säulen nach Lage und Höhe mit den wichtigsten Herstellparametern angefertigt und i.d.R. digital und gegenständlich dem Bauherrn überlassen. Bewährt hat sich bei umfangreichen Stabilisierungsmaßnahmen eine baubegleitende datenbankbasierte Dokumentation.

Sämtliche Maßnahmen zur Qualitätssicherung werden zusammenfassend durch den Kontrollprüfer dokumentiert und gutachtlich bewertet.

<h2 style="margin: 0;">Herstellungsprotokoll CSV</h2>			
Baustelle: Starnberg Maximilian-Straße 2			
Auftraggeber: NL/Dachau		Auftrags-Nr.: A21100530 ♦	
Gerät: ZR 28 I-Nr.: I4575100	Lafette.: ZR 28 I-Nr.: I4241400	Säulen-Nr: 00030743 Datum: 01.03.2000 Schneckendurchm...: 100 mm Bohransatzpkt ü NN: 582.29 m max. Anpresskraft...: 51 kN max. Einfahrtiefe.: 9.68 m Säulenlänge : 9.68 m Leerstrecke : 0.00 m	
Gerätefahrer: Kaiser, Andreas			
Zugabematerial: CSV-Mörtel			
Gewicht.....: 0 kg			
Einfahrbeginn.....: 18:48:17		Einfahrende.....: 18:49:04	
Verdichtungsbeginn: 18:49:04		Verdichtungsende: 18:51:02	
Herstellungszeit...: 00:02:45			
<div style="display: flex; justify-content: space-around; font-size: small;"> <span>Bodenprofil Eindrückgeschw. [m/min]</span> <span>Kraft beim Einfahren [kN]</span> <span>Ziehgeschw. [m/min]</span> <span>Drehzahl [U/min]</span> </div> 			
Bodenprofil gemäß Aufschlußbohrung Nr.:			
Bemerkungen			
Polier/Bauleiter:		Auftraggeber:	

Bauer Spezialtiefbau GmbH 86522 Schrobenhausen Tel. 08252/97-0

**Bild 1:** Produktionsprotokoll (Trockenmörtelsäule, CSV-Verfahren der Fa. BAUER)

## 7 Herstellung

Stabilisierungssäulen zur Untergrundverbesserung dürfen nur von dafür ausreichend befähigten Personen hergestellt werden. Eine ausreichend befähigte und erfahrene Person ist verantwortlich u. a. für die

- Übereinstimmung der Arbeiten mit projektspezifischen Festlegungen, Arbeitsweisen etc.,
- Übereinstimmung der Arbeiten mit einschlägigen Normen und Richtlinien zu Technischen und Vertraglichen Regeln sowie zu Arbeits- und Umweltschutzbestimmungen und die
- Überwachung und Dokumentation der Arbeiten.

Während der Herstellung werden die angetroffenen Boden- und Wasserverhältnisse auf Übereinstimmung mit der Planung geprüft. Die Überprüfung obliegt der Eigenüberwachung und erfolgt i.d.R. mit dem Werkzeug des Arbeitsgerätes anhand der Eindringwiderstände. Abweichungen müssen umgehend der Bauleitung mitgeteilt und durch den Sachverständigen für Geotechnik bewertet werden.

Die Säulen sollen so hergestellt werden, dass fertiggestellte Säulen nicht unmittelbar befahren werden. Die üblichen Maßnahmen zum Schutz des Planums, bspw. eine Wasserhaltung oder eine Frostsicherung, sind auch für stabilisierte Gründungsbereiche erforderlich.

Für die Herstellung von Stabilisierungssäulen mit durchgehender Förderschnecke gelten die folgenden Hinweise. Bei diesem Verfahren müssen die Ein- und Ausfahrgeschwindigkeit und die Drehzahl der Schnecke so aufeinander abgestimmt werden, dass während des

- Vorschubes ein ausreichender Materialüberschuss um die Schnecke vorhanden ist resp. verpresst wird, damit planm. Säulendurchmesser erzielt werden und Anstehendes nicht in die Schneckenwendel eindringt, und während des
- Ziehens der Schnecke eine ausreichende Verdichtung des Säulenmaterials erreicht wird.

Diese verfahrenstechnischen Parameter werden zusammen mit der i. d. R. tiefenbezogenen Mengenermittlung in einem sog. Kalibrierversuch projektspezifisch bestimmt. Dabei wird auch die Erreichbarkeit der planmäßigen Absetztiefe geprüft.

Der Kalibrierversuch muss komplett, u. a. auch bezüglich der Schnecken und Verpresskopfgeometrie, dokumentiert und kontrolliert werden. Das Dokument soll auf der Baustelle verfügbar sein.

Für jede Säule können ergänzend anhand der Produktionsparameter die verbauten Massen rechnerisch abgeschätzt werden. Insbesondere können Anforderungen hinsichtlich des zulässigen Verhältnisses von Drehzahl zu Ein- und Ausfahrgeschwindigkeit der Förderschnecke formuliert werden. Das Verhältnis kann bspw. in Dezimeterintervallen über die Tiefe erfasst und über die statistischen Parameter Minimum sowie Mittelwert und Standardabweichung im Hinblick auf ein gefordertes Mindestquantil  $T_M$  bewertet werden gemäß ZTVE-StB, Abschn.14 Methode M 1 'Vorgehensweise gemäß statistischem Prüfplan' alternativ zur Methode M 3 'Überwachung des Arbeitsverfahrens' bewertet werden.

Die Produktionsdaten werden zeitnah mit Bezug auf die Kalibrierung im Sinne der Methode M 3 oder der Methode M 1 bewertet. Bei unzulässigen Abweichungen müssen die Gründe sofort ermittelt und in Abstimmung mit den Baubeteiligten erforderliche Modifikationen, bspw. bei der Produktion und/oder der Planung, vorgesehen werden.

Für die Herstellung von Stabilisierungssäulen mit durchgehendem Bohrrohr gelten die folgenden Hinweise. Bei diesem Verfahren mit pumpfähigen Mörteln müssen

- Mörtelvolumen,
- Mörteldruck sowie
- Ein- und Ausfahrgeschwindigkeit

so aufeinander abgestimmt werden, dass planmäßige Durchmesser über die Säulenhöhe entstehen. Insbesondere sollen der Klappenmechanismus geprüft und die Mörtelspiegel nach der Produktion beobachtet werden. Wesentliche Spiegeldifferenzen sind zu ergründen.

Die Produktionsparameter werden in Tiefenintervallen bis max. 0,5 m automatisch aufgezeichnet. Die Bewertung der Produktion von Nassmörtelsäulen mit durchgehendem Bohrrohr kann i. Ü. analog zu der Bewertung von Trockenmörtelsäulen mit durchgehender Förderschnecke erfolgen.

Die Methodik der Qualitätssicherung muss individuell bestimmt und vereinbart werden. Des Weiteren müssen zulässige Toleranzen bei den Produktionsparametern und den geometrischen Anforderungen bspw. an Säulendurchmesser, Vertikalität, Auslenkung und Lage im Ansatzpunkt definiert werden.

Die Anforderungen bezüglich der Zusammensetzung und der Eigenschaften des Stabilisierungsmaterials werden vom normgemäßen resp. güteüberwachten Mörtel erfüllt und sind von dem Lieferanten zu gewährleisten. Reaktive Säulenmaterialien müssen i.d.R. in einem interaktiven Prozess mit Vorversuchen im Labor und Eignungsprüfungen im Baufeld entwickelt und individuell qualitätsgesichert werden.

## 8 Äußere Tragfähigkeit

Die Äußere Tragfähigkeit wird mit axialen statischen Druck-Probebelastungen an repräsentativen Einzelsäulen bzw. Säulengruppen untersucht. Dabei können außerdem Informationen bspw. über die Säulenfestigkeit, -durchmesser und -länge sowie die Last-Widerstands-Charakteristik gewonnen werden. Die Untersuchungen müssen zweifelsfrei dokumentiert werden u. a. bezüglich der Herstellparameter, Lokation/Identifikation der Säulen mit Baugrundprofil, Prüfverfahren und Durchführung, Prüfergebnisse und bewertet werden.

Trockenmörtelsäulen und Nassmörtelsäulen werden i. d. R. einzeln geprüft. Die Prüfung von Einzelsäulen in repräsentativen Säulengruppen wird vorgesehen, wenn bspw. produktionsbedingt Interaktionen zwischen den Säulen erfahrungsgemäß nicht ausgeschlossen werden können. Die Prüfungen erlauben im Hinblick auf die Dimensionierung Aussagen zur

- Widerstands-Verformungscharakteristik der Säule und
- zur Verifizierung des bodenmechanischen Modells.

Sandsäulen und Reaktive Säulen müssen i. d. R. mittels flächiger Probelastungen resp. als Säulengruppe geprüft werden im Hinblick auf die

- Widerstands-Verformungscharakteristik des Systems und
- die Verifizierung des bodenmechanischen Modells.

Eignungsprüfungen vor der Maßnahme sollen an repräsentativen Lokationen außerhalb des unmittelbaren Baufeldes der Untergrundverbesserung angeordnet werden. Probesäulen für Eignungsprüfungen von Trocken- oder Nassmörtelsäulen sind i. d. R. keine planmäßigen Bauwerksäulen. An Bauwerksäulen werden Eigenüberwachungsprüfungen durchgeführt.

Die Prüftechnik - in Anlehnung an die Methoden des Spezialtiefbaus und des Erdbaus - wird hier im Abschnitt 10 behandelt.

Bei der Prüfung von Stabilisierungssäulen ist i. d. R. - analog zu Pfählen - bei überwiegendem Mantelwiderstand die Grenztragfähigkeit durch geringe Setzungen und eine ausgeprägte Krümmung der Arbeitslinie gekennzeichnet.

Im Übrigen werden für die Beurteilung von Probelastungen von Einzelsäulen hinsichtlich der Grenztragfähigkeit folgende Kriterien herangezogen werden, wenn nicht die Widerstands-Verformungscharakteristik weitergehende Interpretationen erfordert:

- Grenzsetzung  $s_g = 0,1 \cdot D_S$
- Kriechmaß  $k_S \leq 1,5 \text{ mm}$

Der Durchmesser  $D_S$  ist der nachgewiesene Säulendurchmesser. Das Kriechmaß ist definiert mit  $k_S = \Delta s / \Delta \log t$ . Wird die Grenztragfähigkeit nicht erreicht, steht der maximal ermittelte Widerstand für die Grenztragfähigkeit der Stabilisierungssäule.

Bei Gebrauchslast soll das Kriechmaß  $k_S \leq 0,5 \text{ mm}$  sein und die bleibende Setzung maximal  $s_{gbl} = 0,05 \cdot D_S$  betragen.

Eignungsprüfungen sind als Probelastungen auf mindestens zwei Einzelsäulen bzw. auf einer Säulengruppe mit mindestens drei zentralen Säulen durchzuführen. Wenn Produktionsparameter modifiziert werden oder der Untergrund im Baufeld heterogen ist oder bei umfangreichen Maßnahmen (über 1.000 Säulen), sind ergänzende Eignungsprüfungen nach Maßgabe des Sachverständigen für Geotechnik erforderlich. Bei Prüfungen im Sinne von Abnahmeprüfungen von Stabilisierungssäulen soll jeweils der Säulenwiderstand

$$R_1 = R_{1,k} \cdot \xi \quad \text{mit } \xi = 1,5 \text{ nachgewiesen werden.}$$

Zwecks Berücksichtigung der Anzahl der Ergebnisse von Einzelsäulen-Prüfungen kann der charakteristische Säulenwiderstand  $R_{1,k}$  aus dem Mittelwert  $R_{1m}$  der Probelastungen mit

$$R_{1,k} = R_{1m} / \xi_m$$

und dem Kleinstwert  $R_{1m,min}$  der Probelastungen mit

$$R_{1,k} = R_{1m,min} / \xi_{min}$$

bei Eignungsprüfungen ermittelt werden. Die Faktoren  $\xi$  sind im Bild 2 tabelliert. Die Faktoren gelten mit der Teilsicherheit für den Säulendruckwiderstand  $\gamma_S = 1,40$ .

Anzahl Säulenprüfungen/Erfahrungswerte	$\xi_m$ (Mittelwert)	$\xi_{\min}$ (Kleinstwert)
2	1,35	1,27
3	1,33	1,23
4	1,31	1,20
5	1,29	1,15
7	1,27	1,12
10	1,25	1,08

**Bild 2:** Faktoren zur Berücksichtigung der Anzahl der Säulenprüfungen bzw. Erfahrungswerte bei Einzelsäulen-Probebelastungen

Eine vergleichbare Baumaßnahme ist wie eine projektspezifische Prüfung bewertbar.

## 9 Innere Tragfähigkeit

Die Festigkeit von Trockenmörtelsäulen wird an Bauteilproben geprüft. Die Beprobung und Prüfung orientiert sich an der Festigkeitsentwicklung in situ und der planmäßigen terminlichen Beanspruchung der Säulen. Die Beprobung muss repräsentativ und zeitnah vor der Prüfung erfolgen und soll bei den verfahrensspezifisch über die Tiefe variierenden Durchmessern max. Durchmesser in der zu stabilisierenden Bodenschicht erfassen. Die Proben sind feucht zu lagern und zu transportieren.

Die Einaxiale Druckfestigkeit soll an nahezu zylindrischen, wenig getrimmten Probekörpern im Längen-Durchmesser Verhältnis  $L/D \approx 2$  in Anlehnung an DIN EN 12390 geprüft werden. Die Anzahl der Prüfungen (Säulen, Proben) und deren Bewertung werden i. d. R. projektspezifisch festgelegt.

Die Festigkeit von Nassmörtelsäulen wird an Proben aus der frischen Säule geprüft. Der Prüftermin orientiert sich an der Festigkeitsentwicklung und der planmäßigen terminlichen Beanspruchung der Säulen. Bei besonderer Erfordernis, bspw. Kontaminationen, können Beprobungen der Säule in situ erforderlich sein.

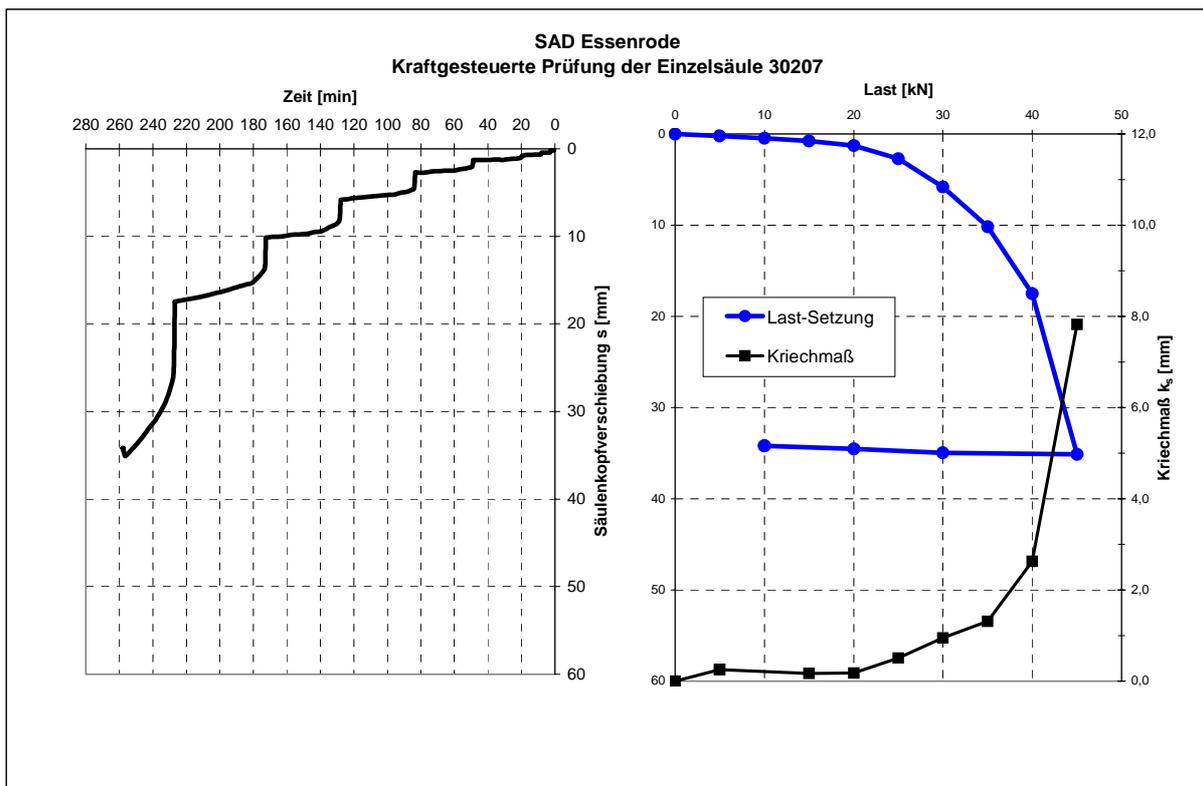
Die Druckfestigkeit wird als Würfeldruckfestigkeit in Anlehnung an DIN EN 12390 geprüft. Die Anzahl der Prüfungen und deren Bewertung werden i. d. R. projektspezifisch festgelegt.

Die Festigkeit von Sandsäulen-Material - und bei besonderer Erfordernis von frischen Trockenmörtelsäulen oder Reaktiven Säulen - wird nach DIN 18137-2 im Triaxialversuch ermittelt. Die charakteristische Festigkeit  $\varphi_k$  ist anzugeben.

## 10 Ausführung von Probebelastungen

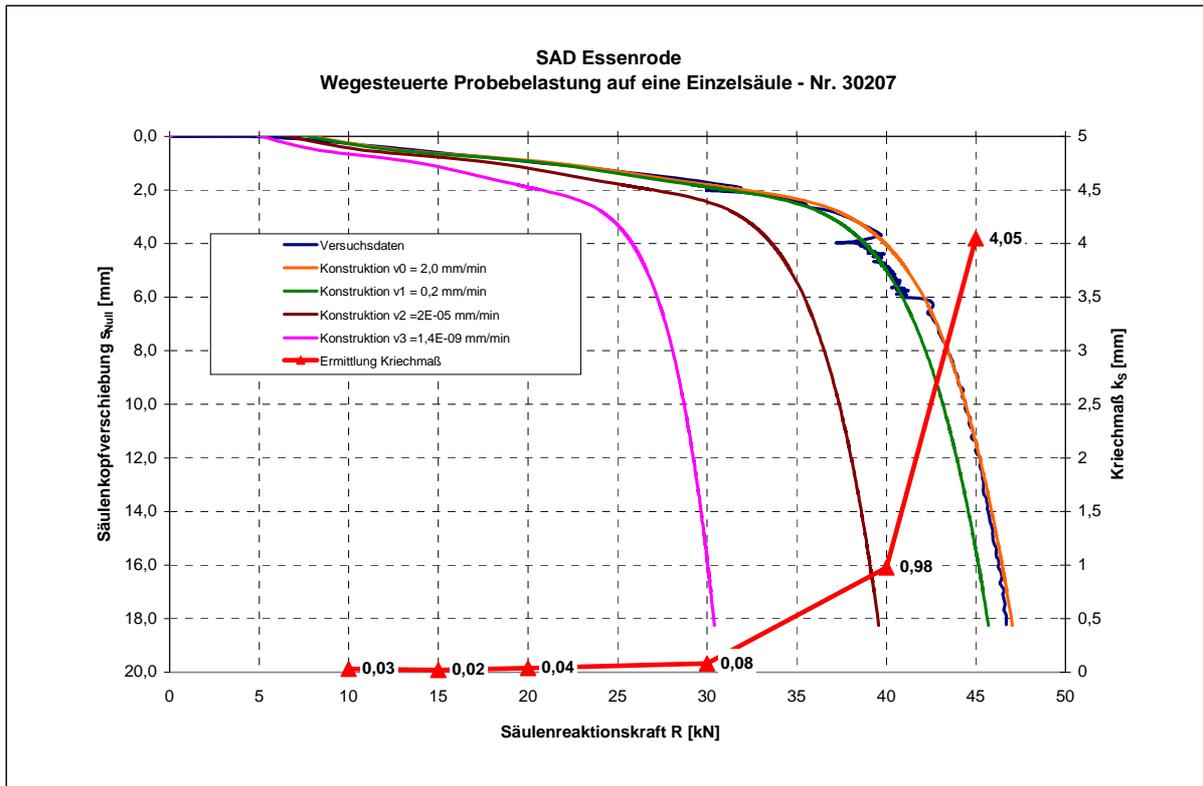
Probebelastungen von Einzelsäulen können als lastgesteuerte Versuche zur Ermittlung der Grenzlast und Verformung unter Gebrauchslast sowie ggf. der Integrität ausgeführt werden. Das Bild 3 zeigt exemplarisch das Ergebnis einer konventionelle Einzelsäulen-Prüfung.

Lastgesteuerte Prüfungen erfordern, insbesondere bei Probelastungen von Säulen in bindigen Böden - dem bevorzugten Untergrund für Stabilisierungssäulen - einen erheblichen Zeitaufwand. Zwecks Optimierung des Aufwandes bzw. Maximierung der Prüfanzahl und der Informationsdichte können weggesteuerte Probelastungen mit sog. 'Sprungversuchen' [Bodenviskosität und ihr Einfluss auf das Tragverhalten von Pfählen; Krieg, Goldscheider; BAUTECHNIK 10/98] vereinbart werden. Mit weggesteuerten Probelastungen können mindestens die Grenzlast und in nichtbindigen Böden Verformungen unter Gebrauchslast abgeleitet werden. Die Interpretation dieser Versuche erfordert entsprechende Erfahrung. Das Bild 4 zeigt exemplarisch das Ergebnis einer Einzelsäulen-Prüfung.



**Bild 3:** Ergebnis einer konventionellen lastgesteuerten Prüfung einer Stabilisierungssäule

Für lastgesteuerte Einzelsäulen-Probepbelastungen und die Messung der Setzungen wird eine modifizierte Ausrüstung für Plattendruckversuche (DIN 18 134) verwendet. In der Regel ist eine 200 kN - Hydraulikpresse mit entsprechender Kraftmessenrichtung erforderlich. Die Lastplatte soll dem Säulenquerschnitt angepasst sein. Übrige Anforderungen an die Prüfeinrichtung (Kalibrierung, Genauigkeit, Witterungsschutz etc.) sind in der vg. Norm spezifiziert.



**Bild 4:** Ergebnis einer weggesteuerten Prüfung; die zur lastgesteuerten Geschwindigkeit adäquate Geschwindigkeit  $\approx 0,02$  mm/min wird i. d. R. berechnet

Für weggesteuerte Prüfungen ist eine spezielle Versuchseinrichtung erforderlich. Die Einrichtung besteht i. W. aus einer

- elektr. geregelten 200 kN - Hydraulikpresse,
- kontinuierlichen elektr. Kraftmessung,
- kontinuierlichen Wegmessung
- Steuerung für Verschiebungsgeschwindigkeiten von etwa 0,02 - 2 mm/min
- Lastkonstanthaltung und
- einer kontinuierlichen Dokumentation und Visualisierung der Daten.

Das Referenzsystem für Verschiebungsmessungen sollte ohne Weiteres statisch bestimmt und mind. 1,5 m, besser 2,5 m, entfernt von der Probesäule gelagert werden. Vor und nach der Probelastung soll der Säulenkopf mittels Feinnivellement kontrolliert werden. Zusätzlich zur axialen Verschiebungsmessung sollten in zwei horizontalen Richtungen senkrecht zueinander horizontale Verschiebungen erfasst werden. Für diese Messungen sind größere Messepochen hinreichend.

Das Belastungswiderlager ist mindestens für eine 1,1fache Prüflast und verformungsarm zu konzipieren. Der laterale Abstand des Widerlagers soll ohne Weiteres mind. 1,5 m, besser 2,5 m, betragen.

Die Belastung der Säulen muss zentrisch und axial sowie vollflächig über den Säulenquerschnitt auf dem Gründungsniveau aufgebracht werden. Bewährt hat sich eine dem Querschnitt angepasste rohrummantelte Aufmörtelung der Säulen.

Einzelsäulen-Probebelastungen sollen bevorzugt an Säulen in Säulengruppen durchgeführt werden. Die Erreichbarkeit der Lokation im Baufeld muss rechtzeitig geplant und vorbereitet werden, damit Säulen durch Überfahrten keinen Schaden nehmen. Probebelastungen von Säulen sollen in nichtbindigen Böden frühestens nach drei Tagen und in bindigen Böden frühestens nach drei Wochen und nach ausreichender Hydratation des Mörtels erfolgen.

Bei lastgesteuerten Versuchen soll die prognostizierte Grenzlast in etwa acht gleich großen Laststufen nach einer geringen, versuchstechnisch bedingten Vorlast erreicht werden. Nach Erreichen der projektierten Gebrauchslast soll eine kontrollierte, stufenweise Zwischenentlastung vorgesehen werden. Nach Erreichen der Grenzlast soll entlastet werden.

Während einer Laststufe sollen die axialen Verschiebungen nach 0, 2, 5, 10, 20, 40 min etc. bei konstanter Last festgestellt werden. Die Dauer der Laststufen soll etwa gleich sein.

Bei außergewöhnlichen Ergebnissen, insb. bei starker Verkantung der Lastplatte (bspw. Luftblase der Dosenlibelle aus dem mittleren Kreis), muss die Säule freigelegt werden bis die Ursache durch die Ausführenden und den Sachverständigen für Geotechnik zweifelsfrei festgestellt und bewertet werden kann.

Versuchstechnisch werden bei Stabilisierungssäulen Spitzendruck- und Mantelreibung i. Allg. nicht unterschieden. Einzelne Trockenmörtelsäulen und Nassmörtelsäulen werden bei besonderer Erfordernis gleichzeitig als Säulengruppe geprüft. Die Hinweise zur Prüfung von Einzelsäulen gelten sinngemäß.

Sandsäulen und Reaktive Säulen werden grundsätzlich mittels flächiger Probebelastungen von Säulengruppen im Maßstab 1 : 1 geprüft. Die planmäßige Überbauung, bspw. mit Geokunststoffen oder verfestigten Tragschichten, ist zu berücksichtigen. Die Belastung soll direkt und stufenweise und lagenweise, bspw. durch Dichtebestimmungen, quantifiziert erfolgen.

Das Widerstands-Verformungsverhalten des Systems ist über den Säulenköpfen und dem Baugrund zwischen den Säulen mit Linienmessungen im Raster bis max. 0,5 m zu ermitteln. Die Messstrecken sind nivellitisch anzubinden.

Porenwasserdruckmessungen vor, während und nach der Baugrundverbesserung resp. während der Probebelastung können für die Bewertung der Konsolidation/Verfestigung vorgesehen werden. Horizontale Deformationsmessungen und/oder Setzungsmessungen über die Tiefe werden bei besonderer Erfordernis, bspw. zur Kontrolle potenzieller seitlicher Bodenbewegungen oder negativer Mantelreibung vor, während und nach der Baugrundverbesserung resp. während der Probebelastung durchgeführt. Deformationsmessungen an Geokunststoffen, soweit diese statisch notwendig sind, sollen messtechnisch im Hinblick auf die Bewertung des tatsächlichen Systemverhaltens nachgewiesen werden.

Das prognostizierte Widerstands-Verformungsverhalten ist stufenweise, ggf. auch über die Zeit, zu kontrollieren und von den Bauausführenden sowie dem Sachverständigen für Geotechnik zu bewerten.

# Bemessung von Stabilisierungssäulen zur Untergrundverbesserung



Prof . Dr.-Ing. Thomas Neidhart

FH-Regensburg  
Prüfeninger Str. 58 • 93049 Regensburg  
Email: [thomas.neidhart@bau.fh-regensburg.de](mailto:thomas.neidhart@bau.fh-regensburg.de)

# Bemessung von Stabilisierungssäulen zur Untergrundverbesserung

Prof. Dr.-Ing. Thomas Neidhart, FH Regensburg

## Einleitung

Stabilisierungssäulen werden grundsätzlich als Säulengruppe mit  $N > 3$  Säulen zur Abtragung von Einzel- bzw. Stützenlasten ausgebildet, wodurch sie sich im Hinblick auf Bemessung und Sicherheiten großkalibrigen Säulen wie CMC, VRS, ROB, FMS, etc. unterscheiden, bei denen Einzel- bzw. Stützenlasten auch von nur 1 Säule abgetragen werden. Im vorliegenden Beitrag werden bei der Bemessung keine Unterscheidungen zwischen Trockenmörtelsäulen und Nassmörtelsäulen gemacht. Unterscheidungsmerkmale der beiden Stabilisierungssäulentypen wie Mantelreibung, innere Tragfähigkeit, etc. können dem überarbeiteten Merkblatt übernommen werden. In den folgenden Absätzen werden die bisherigen Arbeitsergebnisse des Unterausschuss Bemessung des AK 2.8 - Stabilisierungssäulen der DGGT kurz vorgestellt. Dabei wird der Schwerpunkt auf Ergänzungen und Neuerungen gegenüber dem Merkblatt 2002 gelegt.

## Sicherheiten

Obwohl bereits im vorliegenden Merkblatt 2002 das Teilsicherheitskonzept auf Basis der E DIN 1054:2000-12 berücksichtigt wurde, erfordert der aktuelle Stand der Sicherheitsnormen eine Anpassung des Merkblatts. Im Aug. 2005 wurde per Mustererlass die DIN 1054:2005 eingeführt, die jedoch nur eine Übergangsnorm bis zum 31. März 2010 darstellt und dann mit die DIN EN 1997-1:2004-11 (Eurocode 7-1 bzw. EC 7-1) mit nationalem Anwendungsdokument in Form eines DIN- Fachberichts und einer Ergänzungsnorm DIN 1054:2007(?) ersetzt wird.

Die Tragfähigkeit von axial beanspruchten vertikalen Stabilisierungssäulen wird nach wie vor überwiegend durch Probelastungen im Form von Eignungsnachweisen und Baubegleitenden Abnahmeprüfungen ermittelt bzw. nachgewiesen. U. a. deshalb erfolgte bereits in der vorliegenden Fassung 2002 des Merkblatts bei den Sicherheiten eine Anlehnung an die Teilsicherheitsbeiwerte für Pfähle, da die Anzahl der durchgeführten Probelastungen berücksichtigt wird. Dies soll auch in der überarbeiteten Fassung des Merkblatts so beibehalten werden.

Neuere Untersuchungen von Kempfert (2005) zu den Teilsicherheitsbeiwerten und Streufaktoren der eingeführten DIN 1054:2005 zeigen gewisse Unstetigkeiten bei der Ableitung der charakteristischen Pfahlwiderstände aus Probelastungen, die bei der DIN EN 1997-1 so nicht auftreten. Deshalb wird in Abstimmung mit dem v. g. Bearbeiter des Teils "Pfähle" im Ausschuss der DIN 1054 für die Festlegung der Teilsicherheitsbeiwerte bereits auf DIN EN 1997-1 zurückgegriffen. Da es sich bei den Stabilisierungssäulen um keine "Pfähle" handelt, ist dies grundsätzlich möglich.

Für die Grenzfälle nur ständige Einwirkungen ("G") und nur veränderliche Einwirkungen ("Q") können die Grenzzustandsgleichungen der DIN EN 1997-1 zur Veranschaulichung relativ einfach umgestellt werden, so dass daraus ein für die meisten "Praktiker" vertrauterer, "globaler Sicherheitsbeiwert" abzuleiten ist (Bild 1).

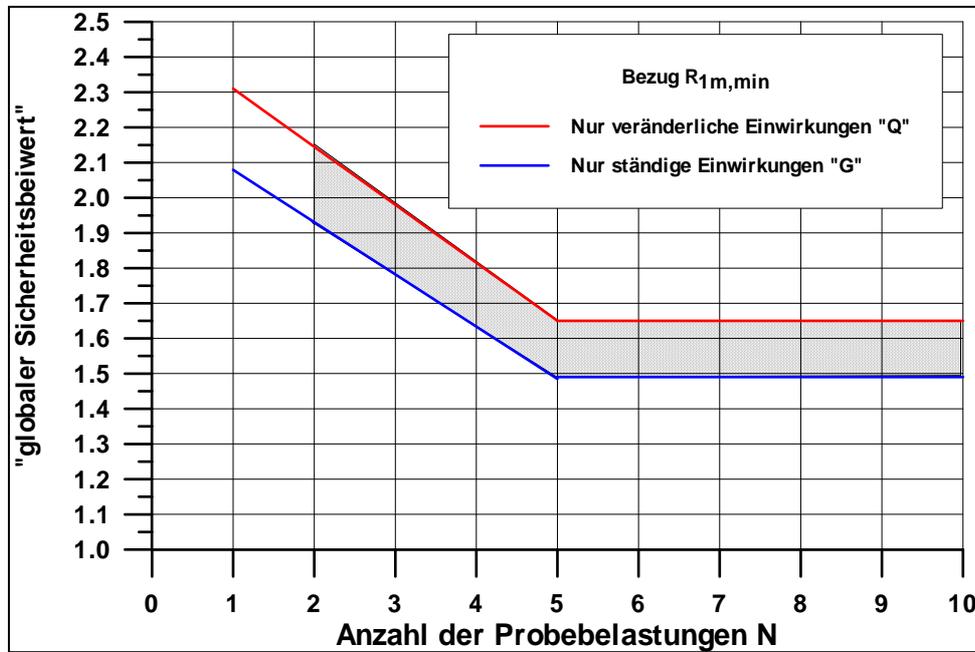


Bild 1: Gegenüberstellung Anzahl N der Probebelastungen und "globaler Sicherheitsbeiwert" auf Basis der DIN EN 1997-1.

Bild 1 veranschaulicht recht deutlich, dass mit zunehmender Anzahl von durchgeführten Probebelastungen die Sicherheit bei ausschließlich ständigen Einwirkungen ("G") bis auf etwa 1,5 für  $N \geq 5$  reduziert werden kann. Das genaue Vorgehen wird im kommenden Merkblatt anhand von Beispielen erläutert.

Für alle anderen Sicherheiten ist auf die eingeführte Norm DIN 1054:2005 zurückzugreifen.

## Abschätzung der Tragfähigkeit von Einzelsäulen aus Baugrunduntersuchungen

Zur Abschätzung der Tragfähigkeit von Einzelsäulen aus Baugrunduntersuchungen werden in der überarbeiteten Fassung des Merkblatt die Ergebnisse aus Neidhart (2003) aufgenommen, bei denen auf Drucksondierungen zurückgegriffen wird. Als pragmatischer Ansatz wurde in Neidhart (2003)

$$q_c^* \approx q_{b,k}$$

und

$$f_s \approx q_{s,k}$$

gewählt, wobei  $q_c^*$  dem Spitzendruck der Drucksonde und  $q_{b,k}$  der Sohlspannung der Säule sowie  $f_s$  der Reibung der Drucksonde und  $q_{s,k}$  der Mantelreibung der Einzelsäule jeweils im Bruchzustand entsprechen.

In Anlehnung an die Vorgehensweise bei Rollberg (1976) und in der niederländischen Norm wurde für  $q_c^*$  ein mittlerer Wert der Spitzendrücke bis in eine Tiefe  $4 \cdot d_s$  unter den Säulenfuß gewählt. Eine Durchmesserabhängigkeit des Spitzendrucks zwischen Sondierspitze und Stabilisierungssäule kann noch vernachlässigt werden, Franke (1997).

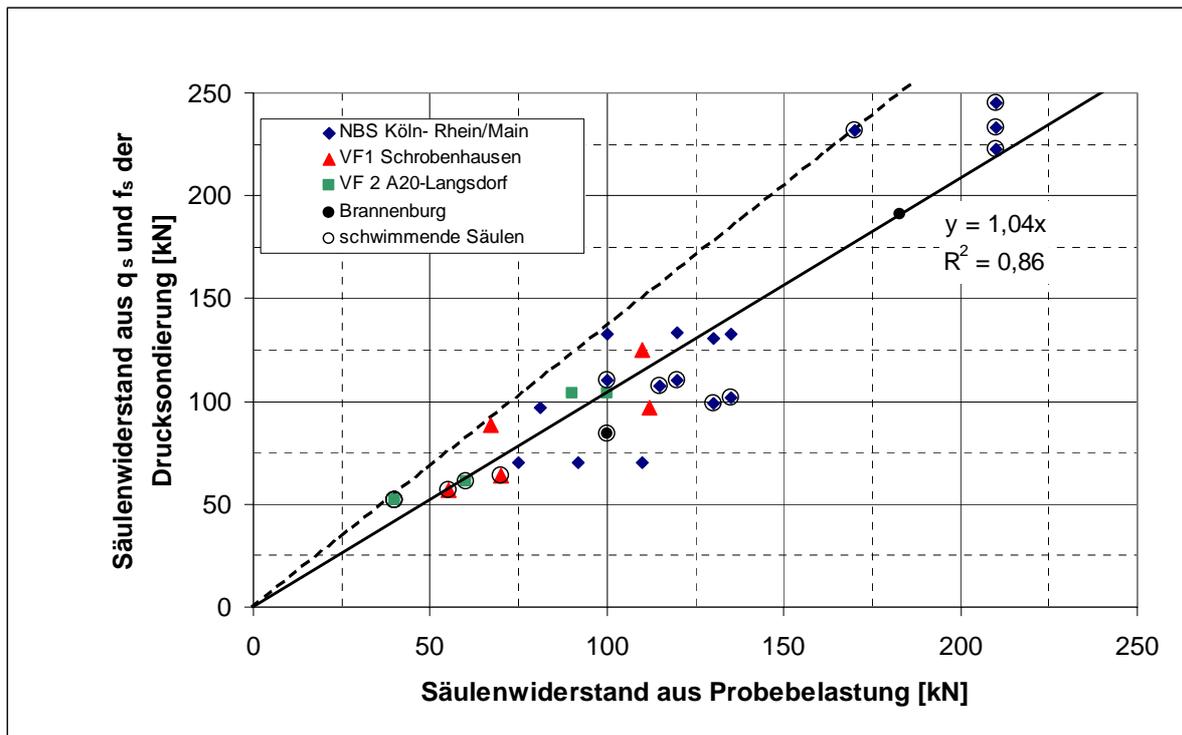


Bild 2: Gegenüberstellung der aus Probelastungen und der direkt aus  $q_c^*$  und  $f_s$  der Drucksondierung ermittelten Einzelsäulen-Widerstände.

Auf Basis der in Bild 2 dargestellten Ergebnisse wird der Widerstand einer Einzelsäule mit Hilfe von Drucksondierungen mit

$$R_{b,k} \approx q_c^* \cdot A_S = q_c^* \cdot (d_s^2 \cdot \pi) / 4 \quad \text{und} \quad R_{s,k} \approx \sum (f_{s,i} \cdot U_{S,i} \cdot t_i) = \pi \sum (f_{s,i} \cdot d_{s,i} \cdot t_i),$$

ermittelt, wobei  $A_S$  der Sohlfläche und  $U_{S,i}$  dem Umfang der Säule im jeweiligen Säulenabschnitt  $i$  der Länge  $t_i$  entspricht. Daraus ergibt sich die Grenztragfähigkeit bzw. der Widerstand der Stabilisierungssäule mit

$$R_k = R_{b,k} + R_{s,k}.$$

Dabei ist zu beachten, dass  $R_k$  nicht, wie bei z. B. Bohrpfählen üblich, als Grenztragfähigkeit bzw. Widerstand bei einer Setzungen  $s = 0,1 \cdot d_s$  festgelegt wurde, sondern der Grenztragfähigkeit entspricht, die sich aus einer hyperbolischen Näherung des Last – Setzungsverlauf ergibt.

In den o. g. Gleichungen sind die geometrischen Größen als Nennwerte aufzufassen.

Auf  $R_k$  sind die Streuungsfaktoren  $\xi$  der DIN EN 1997-1 zur Ableitung des charakteristischen Säulenwiderstands im Grenzzustand der Tragfähigkeit ( $R_{1,k}$ ) anzuwenden.

Auch dabei wird in Abhängigkeit von der Anzahl der Versuchsprofile der Streufaktor reduziert. Die genaue Vorgehensweise dazu ist der DIN EN 1997-1 und z. B. Kempfert (2005) zu entnehmen und wird im kommenden Merkblatt anhand von Beispielen erläutert.

## Schwimmende Säulen und Säulengruppen

Während sich die Gruppenwirkung von Stabilisierungssäulen, die im Fußbereich in eine gering nachgiebige, gut tragfähige Schicht ausreichender Mächtigkeit gegründet sind, noch mit dem relativ einfachen Ansatz einer Ersatzflächenspannung im Bereich der Säulenfüße berechnen lässt, muss bei schwimmenden Säulengruppen deutlich mehr Berechnungsaufwand betrieben werden. Bei kombinierten Systemen aus schwimmenden Säulen und Fundamentplatte wird ein Teil der Gesamtlast über die Säulen und der verbleibende Anteil über Sohlspannungen unter der Fundamentplatte in den Baugrund abgetragen. Um nicht ausschließlich numerische Methoden empfehlen, wurde im Merkblatt 2002 für schwimmende Säulengruppen das in Randolph & Clancy (1993) vorgestellte Berechnungsverfahren vorgeschlagen, das brauchbare Ergebnisse lieferte aber letztendlich auf die Lösung eines linearen Gleichungssystems hinauslief.

Im kommenden Merkblatt soll nun darüber hinaus ein einfaches, auch für Handrechnungen geeignetes Berechnungsverfahren nach Lutz et. al. (2006) zur Abschätzung des Last-Setzungsverhaltens von schwimmenden Säulen und Säulengruppen aufgenommen werden. Dafür sind gegenüber numerischen Methoden z. T. erhebliche Idealisierungen wie

- Starre Fundamentplatte
- Linear elastischer Baugrund für die Setzungsberechnungen
- Formulierung der Interaktion Säulengruppe / Fundamentplatte im kennzeichnenden Punkt der Fundamentplatte

erforderlich. Dennoch ergeben sich auch in Verbindung mit den v. g. Vereinfachungen brauchbare Ergebnisse. Ein Vorteil des Verfahrens ist u. a., dass Säulengruppen- und Fundamentplattenbeiwert sowie der Beiwert für die Interaktion Säulengruppe / Fundamentplatte dem Beitrag von Poulos (2003) im Grundbautaschenbuch entnommen werden können.

Mit dem Handrechenverfahren kann z. B. recht schnell überprüft werden, ob ein kombiniertes System aus schwimmenden Säulen und Fundamentplatte und den gegebenen Bauwerks- und Baugrundverhältnisse geeignet ist, eine nennenswerte Setzungsreduzierung zu erzielen und die Anforderungen des Tragwerksplaners einzuhalten.

Grundsätzlich ist bei kombinierten Systemen aus schwimmenden Säulen und Fundamentplatte jedoch zu berücksichtigen, dass die Steifigkeit des Baugrunds ( $E_S$ ) mit der Tiefe nicht geringer werden sollte oder die Säulenfüße gar in einem Bereich mit geringer Steifigkeit enden.

## Tragschichten auf Säulenköpfen

Im Hochbau werden die Stabilisierungssäulen meist direkt unter Einzel- und Streifenfundamenten oder Platten angeordnet. Die mehr oder minder große Konzentration der Lasten auf den Säulen wird in der Stahlbetonbemessung berücksichtigt. Demgegenüber werden im Verkehrswegebau häufig Geogitter bewehrte, mineralische Tragschichten über den Säulen angeordnet. Das mineralische Tragschichtmaterial ist dabei zumeist ein gut abgestuftes Korngemisch nach ZTVT-StB oder TL der DB AG mit großem Reibungswinkel. Die Bemessung der Geogitter erfolgt im Allg. nach dem Entwurf der EBGeo, was u. U. zu recht starken Geogittern führen kann.

Als Alternative kommen Bindemittel stabilisierte oder verfestigte Tragschichten in Frage, die z. Zt. fast ausschließlich mit numerischen Methoden berechnet werden. Ergänzend sollen hierzu vereinfachte Verfahren zur Abschätzung der Tragfähigkeit der verfestigten Tragschichten ins kommende Merkblatt aufgenommen werden.

## Ausblick

Im Unterausschuss Bemessung des AK 2.8 werden u. a. Berechnungsverfahren und Empfehlungen zur Berücksichtigung von Stabilisierungssäulen beim Nachweis der Gesamtstandsicherheit (Geländebruch), zur Beanspruchung von Stabilisierungssäulen durch H-Lasten sowie zum Nachweis granularer Stabilisierungssäulen erarbeitet.

## Literatur

EBGeo: Berechnung und Dimensionierung von Erdkörpern mit Bewehrung aus Geokunststoffen, Teil: Bewehrte Erdkörper auf punkt- und linienförmigen Traggliedern; Entwurfsstand 2004.

Franke, E. (1997): Pfähle; Kapitel 3.3 in Grundbautaschenbuch Teil 3, 5-te Auflage, Ernst & Sohn, Berlin.

Lutz, B; El-Mossallmy, Y. & Richter (2006): In Vorbereitung.

Kempfert, H.-G. (2005): Berechnung von Pfahlgründungen nach DIN 1054 neu und Eurocode EC 7-1; Geotechnik-Seminar: DIN 1054:2005 und EC 7-1, 28. Okt. 05, TU München.

Neidhart, T. (2003): Steigerung der Wirtschaftlichkeit von Stabilisierungssäulen als Baugrund verbessernde Maßnahme; Schlussbericht zum AiF-Projekt 170.01.01.

Poulos, H. G. (2001): Spannungen und Setzungen im Boden, Grundbautaschenbuch, 6-te Auflage, Band 1, Ernst & Sohn, Berlin.

Randolph & Clancy (1993): Efficient Design of Piled rafts, Proc. 2<sup>nd</sup> Int. Geot. Seminar on Deep Foundations on Bored and Auger Piles (BAP II), Ghent.

Rollberg, D. (1976): Bestimmung des Verhaltens von Pfählen aus Sondier- und Rammergebissen; Forschungsberichte aus Bodenmechanik und Grundbau (FBG), TH Aachen, 4.

# Tropical Island – Die Umnutzung der CargoLifter Werthalle Statik, Bauphysik und Ausführung der neuen ETFE Eindeckung



Dipl.-Ing. Bernd Stimpfle

**form TL** ingenieure für tragwerk und leichtbau gmbh  
Kapellenweg 2b • 78315 Radolfzell  
Email: [info@form-TL.de](mailto:info@form-TL.de)

# Tropical Islands - Die Umnutzung der CargoLifter Werfthalle

## Statik, Bauphysik und Ausführung der neuen ETFE Eindeckung

### Eindeckung

Bernd Stimpfle, **form TL** ingenieure für tragwerk und leichtbau gmbh, Radolfzell

## 1 Entwurf

### 1.1 Beschreibung

In Brand, südlich von Berlin, wurde 2004 begonnen die ehemalige CargoLifter Werfthalle in einen Freizeitpark umzuwandeln.

Um für diese Anwendung mehr Licht in die Halle zu bekommen, wurde die Membraneindeckung auf der Südseite durch eine transparente Eindeckung ersetzt. Da Glas nur sehr wenig des, fürs Pflanzenwachstum erforderlichen, UV Lichts durchlässt, haben sich Bauherr und Planer für dreilagige ETFE Kissen entschieden. Ausgetauscht wurden vier Felder mit einer Fläche von jeweils ca. 4500 m<sup>2</sup>.



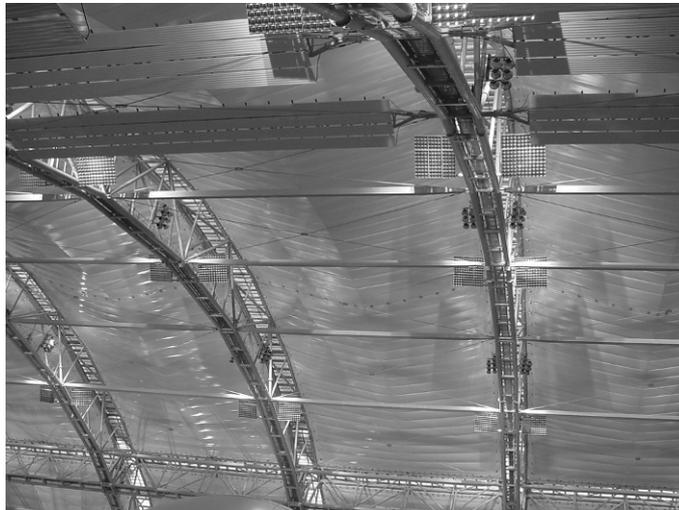
Ansichten Bestand



Rendering Entwurf (CL MAP)

## 1.2 Bestehendes Membrandach

Das bestehende Membrandach besteht aus einer Innen- und einer Außenmembrane, mit jeweils zusätzlich einer locker untergehängten dünnen Membrane.



Membrane Bestand von Innen

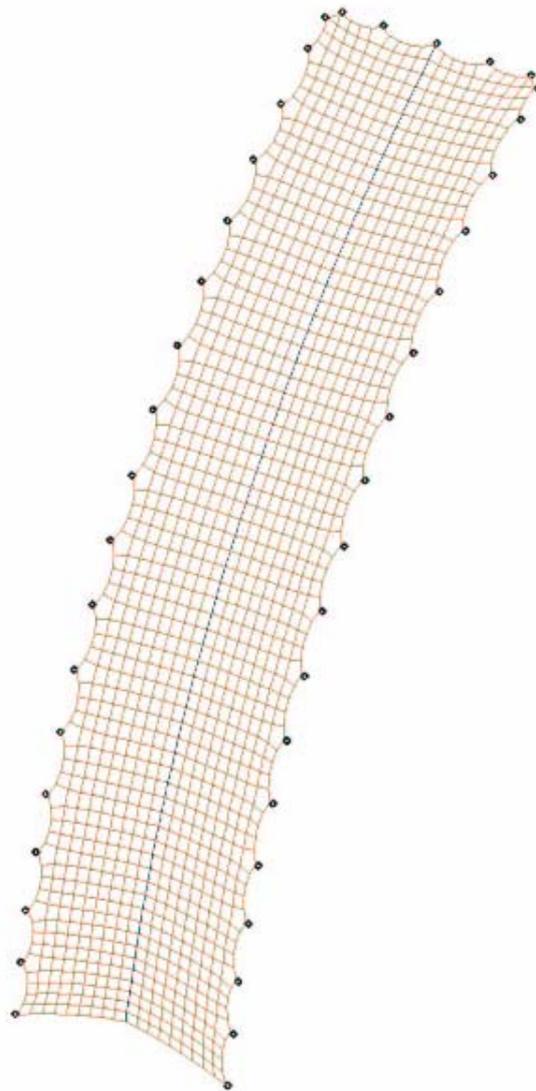
Die neue Eindeckung erfolgt in der Ebene der bisherigen Außenmembrane. Das Kehlseil und die unteren Randseile werden wiederverwendet. Die bisherige Innenmembrane wurde nach der Montage entfernt.



Kehlseil und Randseil

### 1.3 Ausgeschriebene Seilnetzvariante

In der ausgeschriebenen Lösung sollte die Außenmembrane durch ein einlagiges Seilnetz ersetzt werden, und ETFE Folienkissen darauf aufgeständert werden. Da dieses Seilnetz deutlich steifer als die Membrane wäre, hätte dieser Entwurfsansatz zu höheren Verankerungskräften geführt und eine aufwändige Verstärkung des Primärstahls erfordert.

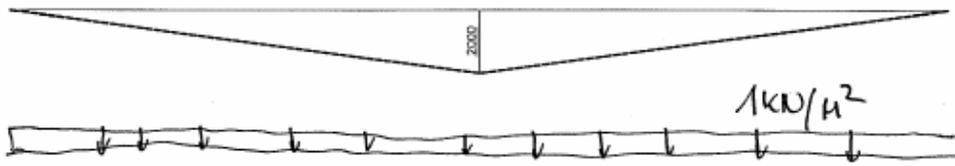


Ausgeschriebenes einlagiges Seilnetz (Arup)

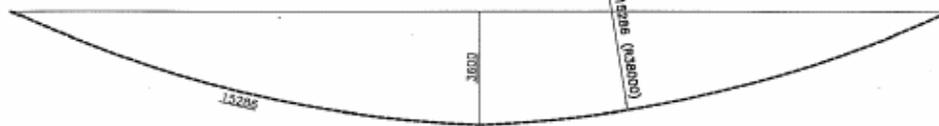
## 1.4 Sondervorschlag

Basierend auf der Verformung der ursprünglichen Membranlösung haben wir daher ein pneumatisches Großkissen entwickelt, bei dem die Kissenstiche genau den Verformungen der bisherigen Membrane entsprechen.

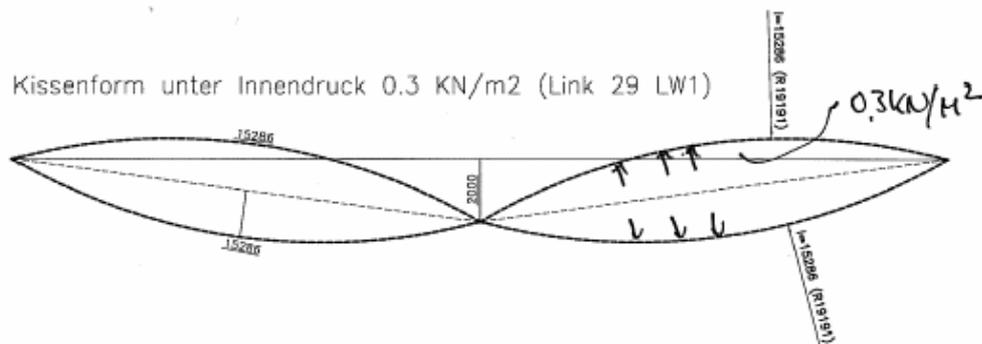
- ① Membranform unter Vorspannung (Link 29 LW1)



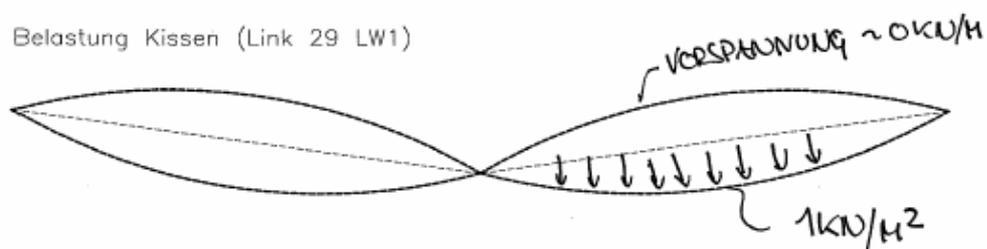
- ② Membranform unter Last (Link 29 LW1)



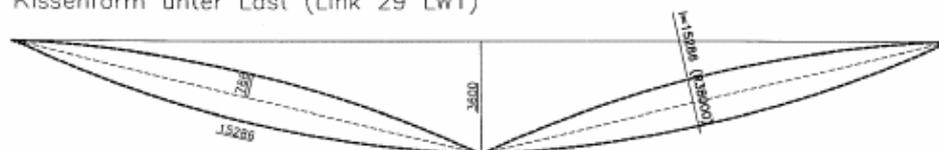
- ③ Kissenform unter Innendruck 0.3 KN/m² (Link 29 LW1)



- ④ Belastung Kissen (Link 29 LW1)



- ⑤ Kissenform unter Last (Link 29 LW1)



Ermittlung der Kissenform für Winddruck

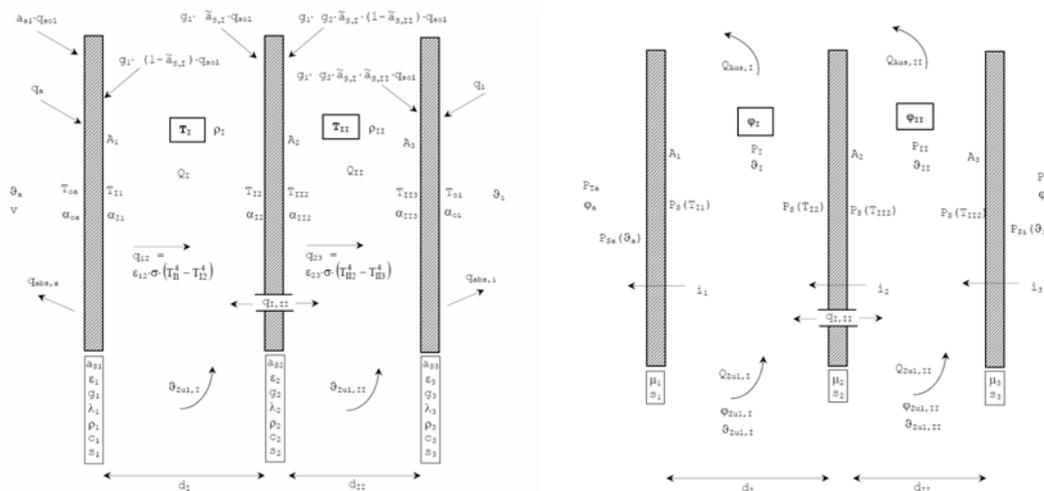
## 1.5 Bauphysikalische Anforderungen

Um in der Halle ein angenehmes tropisches Klima zu realisieren, musste der Wärmeverlust durch die klaren ETFE Kissen gering gehalten werden, und es sollte kein Tauwasser auf der Kisseninnenseite anfallen.

Die Ausschreibung hat ein 3-lagiges ETFE Kissen spezifiziert, dessen U-Wert nicht größer als 2.0 sein durfte. Anhand der einschlägigen Normen lässt sich für stehende Luftschichten ein Wärmedurchlasswiderstand von jeweils 0.17 m<sup>2</sup>K/W ermitteln, allerdings begrenzt auf Luftschichten < 0.5m nach DIN 4108, bzw. < 0.3 m nach der neuen EN ISO 6946.

Bei größeren Schichtdicken stellt sich innerhalb der Kissen eine Luftströmung ein, so dass eine Simulationsrechnung durchgeführt werden muss.

Die Simulationsberechnung der Kissen wurde von Dr. Mahler in Zusammenarbeit mit Dipl.-Ing. Buchner durchgeführt, mit dem Ziel den U-Wert, erforderliche Luftwechselrate im Kissen und Tauwasseranfall zu bestimmen.

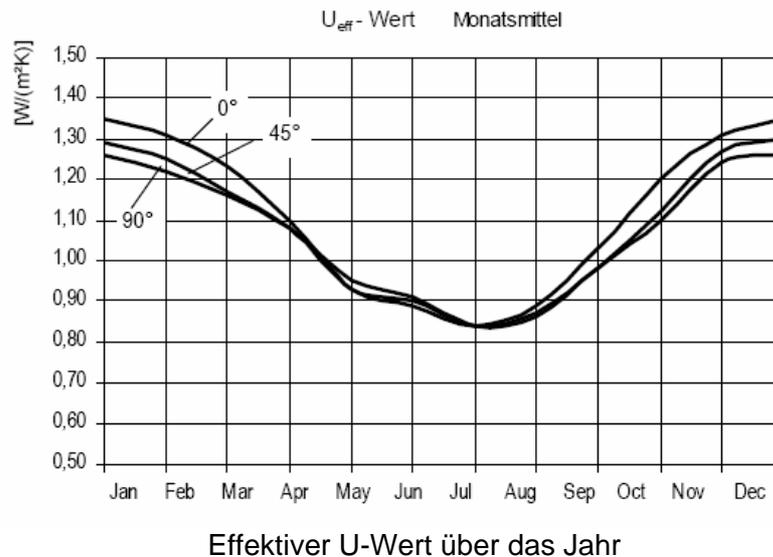


Simulationsmodelle für Temperatur und Tauwasser

Um die Strömung im Kissen möglichst gering zu halten, sollte der Kissenstich entsprechend klein gehalten werden, was andererseits zu erhöhten Lasten in der Kissenverankerung führt. In einem iterativen Prozess haben wir gemeinsam mit den Bauphysikern den gerade Stich so groß gewählt, dass die Lastweiterleitung im Primärstahl problemlos möglich war.

Der endgültige Kissenstich lag mit 1.3 m nach außen und 1.8 m nach innen zwar noch deutlich über dem Wunschstich der Bauphysiker, der bei maximal 1m je Seite lag, es konnten in der Simulation aber dennoch weit bessere Werte als gefordert nachgewiesen werden.

Der U-Wert der Kissen liegt im Maximum unterhalb von 1.4 W/m<sup>2</sup> K, und es entstehen nur bei extremen klimatischen Bedingungen geringe Tauwassermengen auf der Kisseninnenseite, die aber durch die Luftbewegung in der Halle wieder abtransportiert werden können.

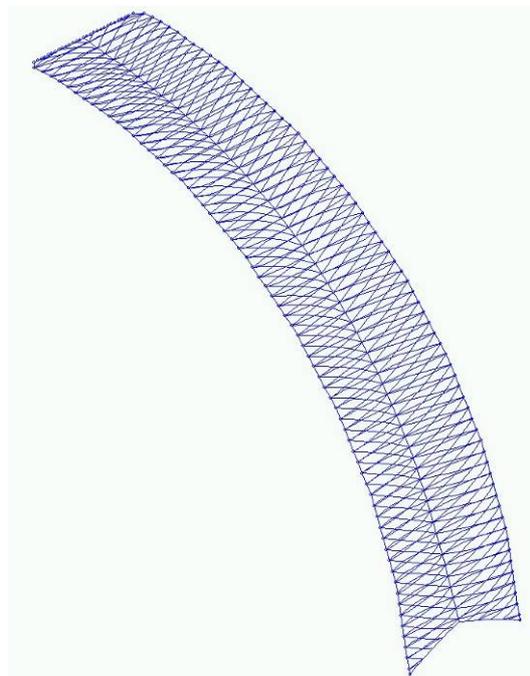


## 1.6 Tragverhalten

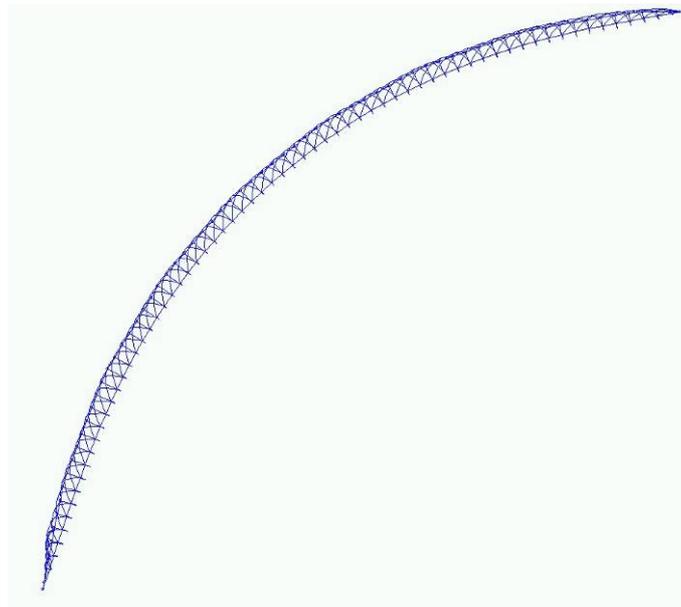
Das Tragsystem der Kisseneindeckung funktioniert als Großkissen. Zwischen den seitlichen Bogenbindern und dem Kehlseil spannt auf der Oberseite ein rautenförmiges Seilnetz, und auf der Unterseite eine parallele Seilschar.

Zwischen diesen beiden Lagen liegen insgesamt 14 einzelne Kissen, die mit ihrem Innendruck die beiden Seillagen aufspannen, und so das Kissen bilden.

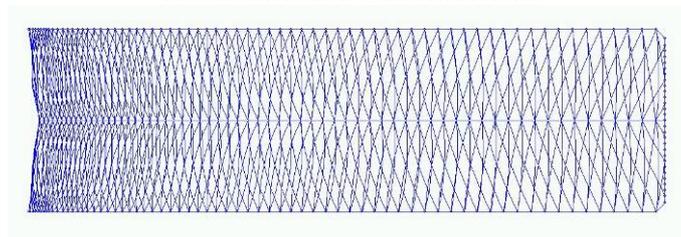
Die Kissen haben einen Regelinnendruck von 300 Pa. Bei Schneefall wird der Innendruck der oberen Kissen auf 800 Pa erhöht, um somit die Bemessungsschneelast von 0.75 kN/m<sup>2</sup> zu überdrücken.



Rechenmodell Isometrie



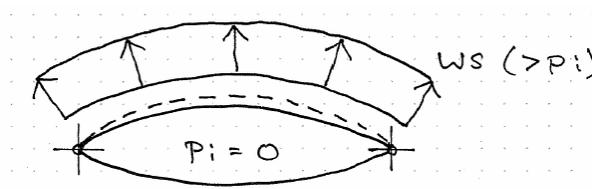
Rechenmodell Seitenansicht



Rechenmodell Draufsicht

Bei Windsog wird die Kissenoberseite nach außen gezogen, und versucht das Volumen zu vergrößern. Da die Luft nicht schnell nachströmen kann, und bereits eine geringe Volumenvergrößerung zu einem Druckabfall im Kissen führt, wirkt an die Kissenoberseite der maximale Windsog und der Innendruck wird zu 0.

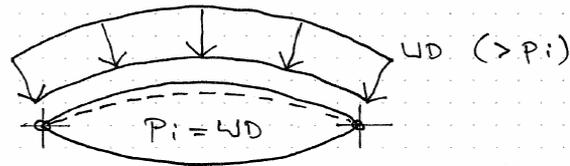
- Die obere Lage trägt die Windsoglasten.
- Die untere Lage wird entlastet.



Lastabtrag bei Windsog

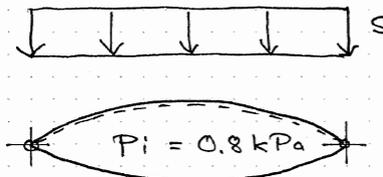
Bei Winddruck wird die Kissenoberseite nach innen gedrückt, und im Kissen stellt sich ein Gleichgewicht mit der angreifenden Windlast ein. Wenn der Winddruck größer als der Innendruck wird, dann stellt sich im Kissen ein Innendruck gleich dem Winddruck ein.

- Die obere Lage wird entlastet.
- Die untere Lage trägt die Winddrucklasten.



Lastabtrag bei Winddruck

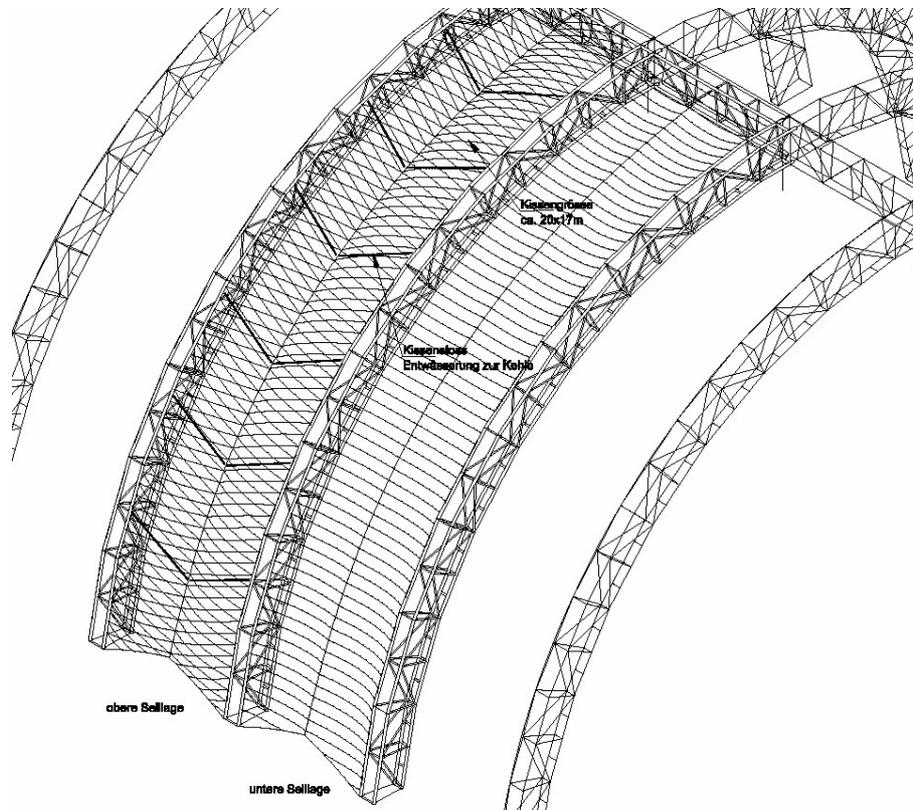
Bei Schnee wird der Innendruck in den Kissen per elektrischem Schneewächter auf 0.8 kPa erhöht. Der Innendruck überdrückt somit immer die Schneelast.



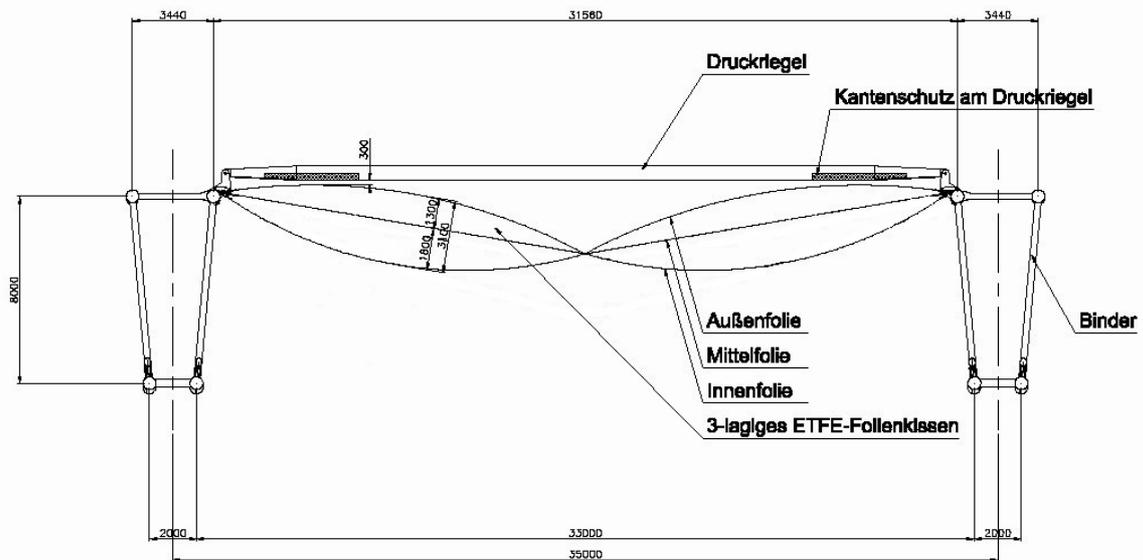
Lastabtrag bei Schnee

Die Kissenoberseite bildet ein rautenförmiges Seilnetz aus Spiralseilen mit einem Durchmesser von 14 mm. Im Bereich der Kissenstöße ist die nach oben verlaufende Seilschar mit einem Muffenstoß gekoppelt. Die Kissenunterseite bildet eine parallele Seilschar aus Spiralseilen mit 16 mm Durchmesser. Als Korrosionsschutzgründen wurden Stalium Seile verwendet, mit einer Aluminiumbeschichtung auf den einzelnen Drähten.

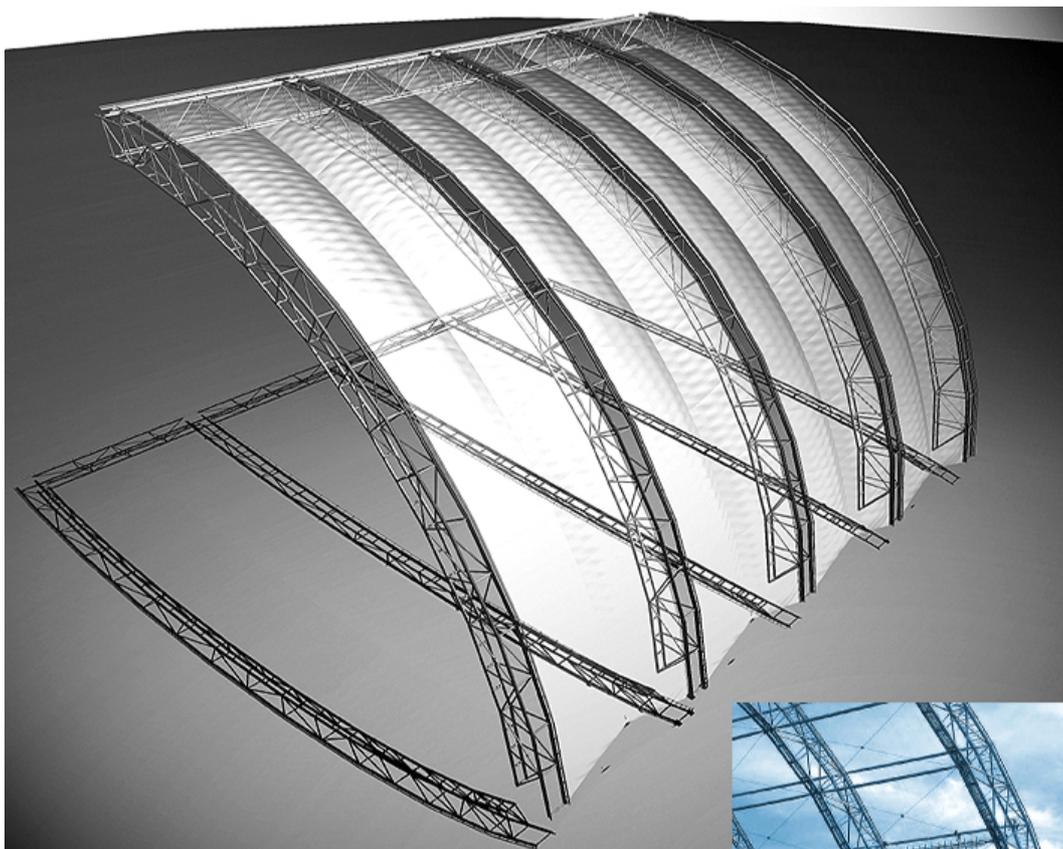
Das wiederverwendete Kehlseil ist ein vollverschlossenes Seil mit einem Durchmesser von 50 mm. Die Randseile die ebenfalls wiederverwendet werden sind vollverschlossene Seile mit einem Durchmesser von 59 mm.



Übersicht obere und untere Seillage



Schnitt durch das Großkissen

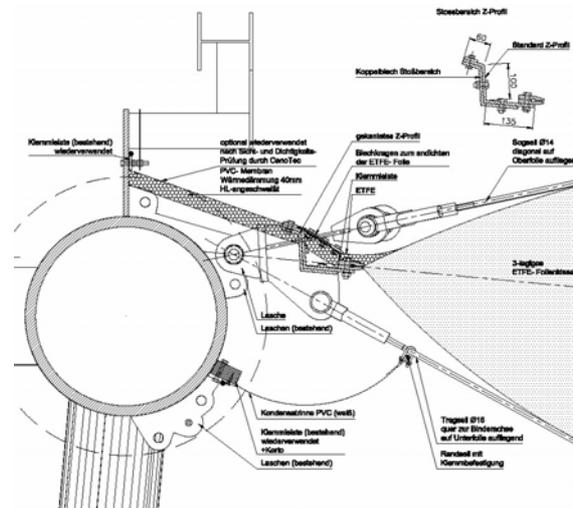


Visualisierung

Durch die Wahl dieses Tragsystems war es möglich für die Anschlusskräfte innerhalb der Belastung aus dem ursprünglichen Dach zu bleiben, und die maximalen Kräfte von Kehlseil und Randseil einzuhalten.

## 1.7 Details

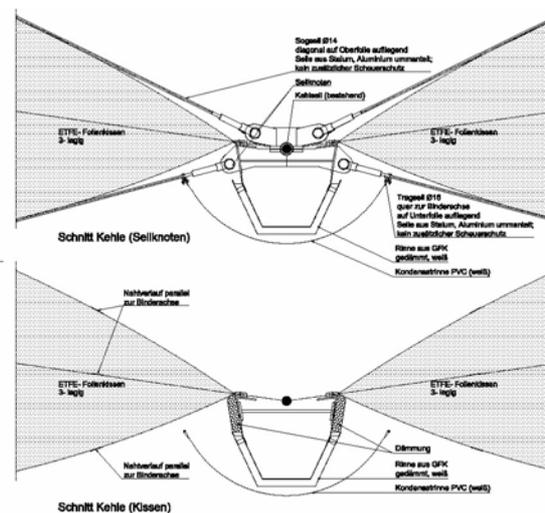
Am Bogenbinder schließt das Kissendach an den bestehenden Anschlusslaschen an. Die Anschlusslaschen haben einen Abstand von 2.36 m. Zwischen diesen Anschlusslaschen ist das Folienkissen an einem durchgehenden Z-Profil angeklemt.



Anschlussdetail am Bogenbinder

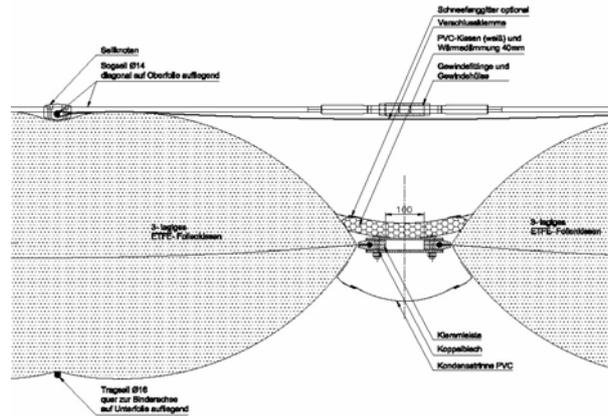
Der Anschluß der oberen und der unteren Seile erfolgt direkt im Bereich der Anschlusslaschen an den Bogenbinder.

Im Kehlbereich schließen die beiden Seilscharen mit Seilklemmen an das Kehlseil an. An den Seilklemmen hängt die gedämmte Regenrinne, die das Dachwasser abführt. Die Fassung der Folienkissen erfolgt linear analog zum Randdetail.



Kehldetail

Das Großkissen ist in insgesamt 14 Einzelkissen unterteilt. An den Stößen sind die Kissen mit Klemmleisten gehalten. Die Klemmleisten der beiden Kissen sind in diesem Stoßbereich mit Flachmaterial verbunden. Über der Klemmung liegt eine wärmedämmte Dichtschürze.



Stoßdetail

## 2 Umsetzung

Die Montage der Folienkissen erfolgt von außen auf der bisherigen Innenmembrane.

Nach der Demontage der Außenmembrane werden umlaufend die Anschlussprofile befestigt. Mit Hilfsabspannungen wird das Kehlseil auf die planmäßige Höhe gebracht, und es werden die Rinnenteile befestigt.

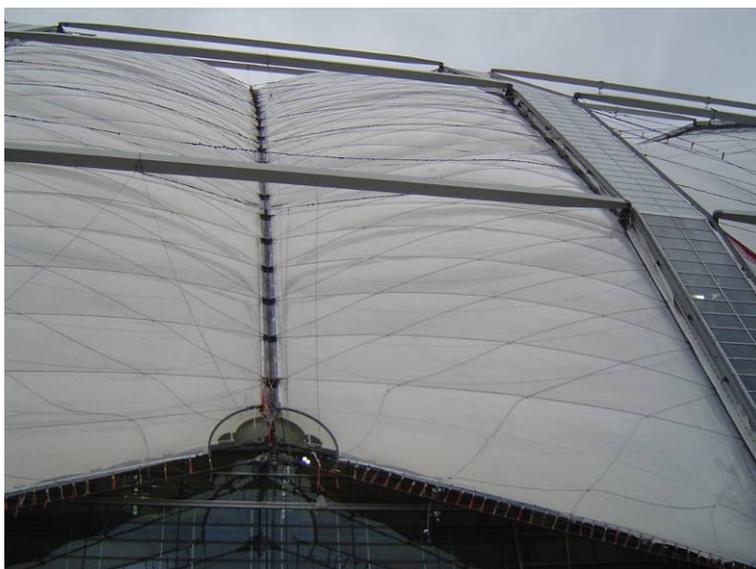


Am First beginnend werden die einzelnen Kissen auf der unteren parallelen Seilschar ausgebreitet und umlaufend angeschlossen.



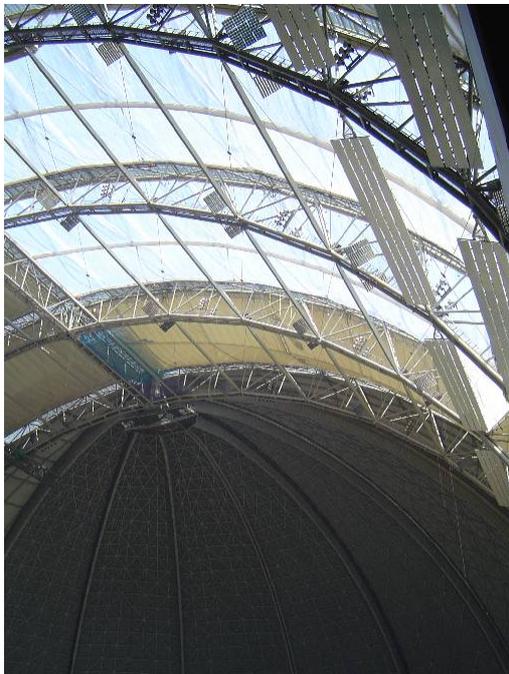
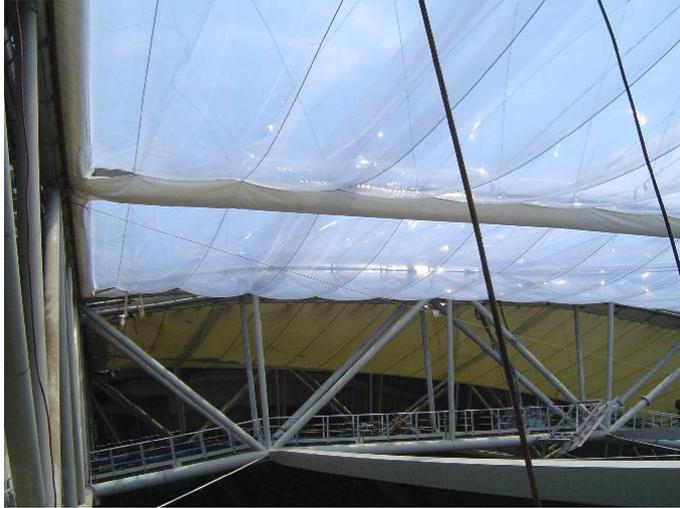
Anschließend wird das obere Seilnetz aufgelegt, und das Kissen mit einem reduzierten Stützdruck aufgeblasen.

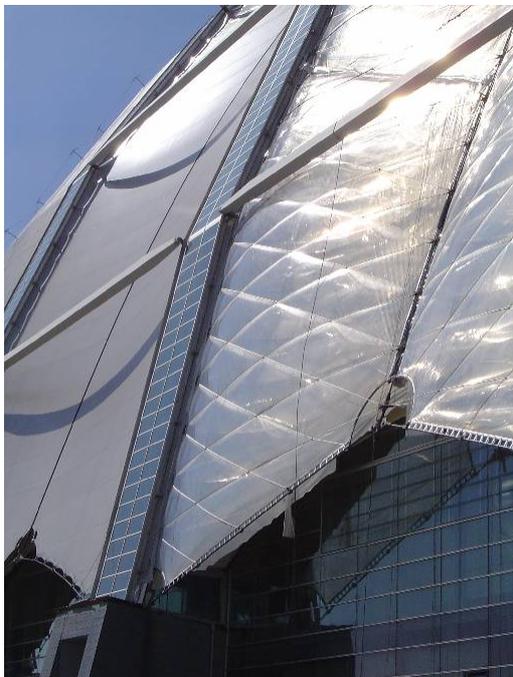
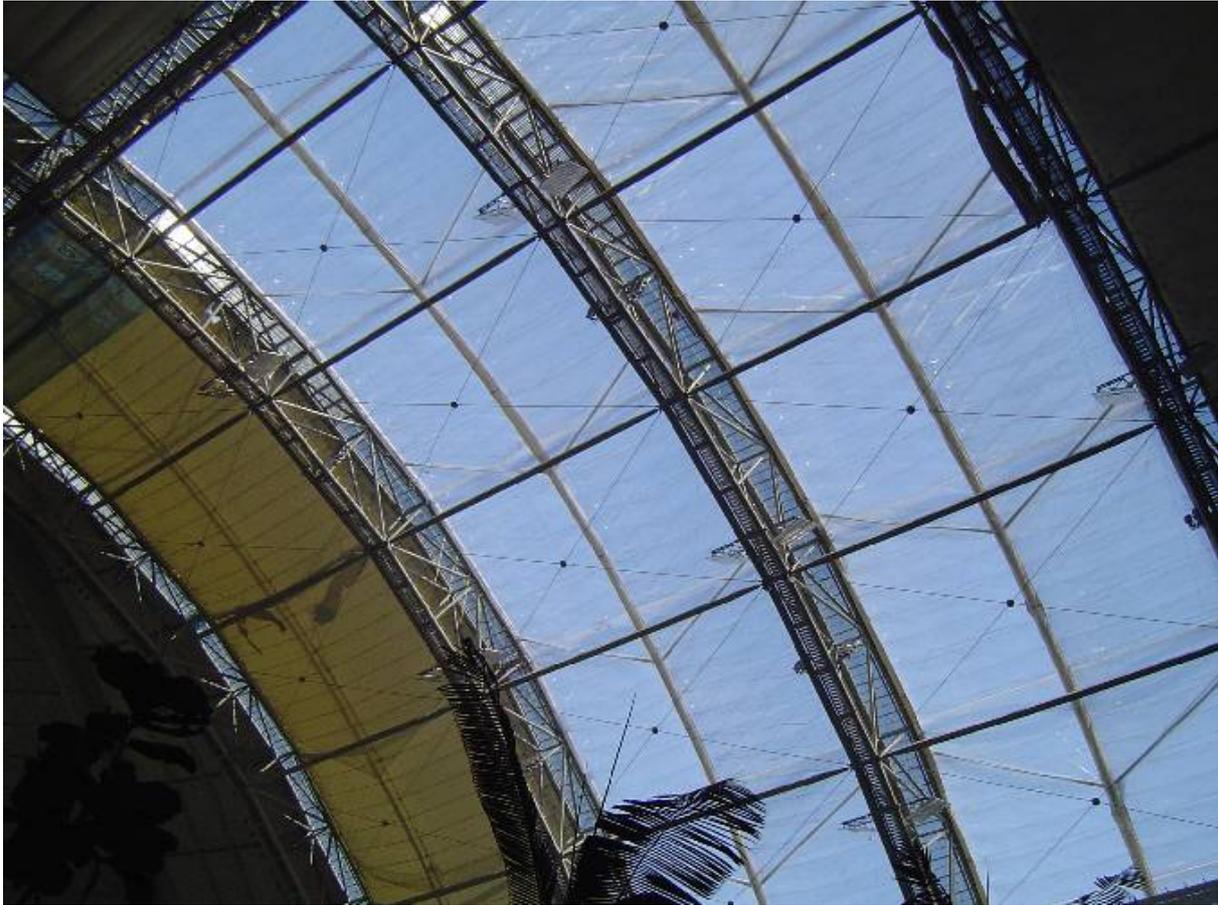




Nachdem das Feld vollständig montiert ist, wird die Innenmembrane langsam abgelassen, und die Hilfsabspannungen werden schrittweise entfernt. Mit dem planmäßigen Innendruck in den Kissen ist das endgültige Tragsystem hergestellt.







# Das neue Mercedes-Benz-Museum

## Realisierung einer Vision



Matias Wenzel

Wenzel + Wenzel Freie Architekten  
Donaustraße 24 • 76199 Karlsruhe  
Email: [Matias.wenzel@wenzel-wenzel.de](mailto:Matias.wenzel@wenzel-wenzel.de)

# Das neue Mercedes-Benz Museum

## Realisierung einer Vision

Matias Wenzel, Wenzel + Wenzel, Karlsruhe

Ein Museum für Autos wirft grundsätzliche Fragen auf:

- Wie geht man mit dem Widerspruch zwischen der Aufgabe eines Museums, zu konservieren, und der mit dem Automobil verbundenen Dynamik um?
- Wie geht man mit dem Maßstab der Fahrzeuge bei der Organisation der Räume eines öffentlichen Gebäudes um?

Der Entwurf lässt sich vom Ort und von übergeordneten architektonischen Prinzipien leiten.

Das neue MB-Museum liegt in einem für kulturelle Institutionen eher ungewöhnlichen Kontext, in Nachbarschaft zu großmaßstäblichen, industriellen Nutzungen. Das Gebäude ist als kompaktes Volumen in die Höhe entwickelt und auf einen Sockel gestellt, wodurch es einen Platz in der landschaftlich geprägten Silhouette Stuttgarts erhält und zusammen mit den Gebäuden des Werkes ein neues Tor zur Stadt ausbildet.

Die topografische Struktur der Stadt Stuttgart hat auch die innere Organisation des Gebäudes geprägt. Die skulpturale Hülle des Gebäudes spiegelt die Hügellandschaft wieder.

Im Grundriß ist das Gebäude inspiriert von diesem mathematischen Diagramm: der Kleeblattschlinge. Diese Figur kann ohne den Stift abzusetzen in einer kontinuierlichen Bewegung durchwandert werden, wobei man sich von außen nach innen und wieder nach außen innerhalb eines polyzentrischen Systems bewegt.

Es wurden verschiedene Studien zur Umsetzung dieses Diagramms in ein räumliches Gebilde untersucht: Von einer mehr linearen zu einer mehr flächigen Interpretation. Dabei entstand die Idee von sich verdrehenden Flächen als strukturierendes und verbindendes Element verschiedener Plateaus.

Das Ergebnis dieser Studien war ein Modul, bestehend aus zwei Plateaus, von denen eines zum Luftraum in der Mitte hin organisiert ist, nach außen abgeschirmt ist und sich über zwei Geschosse erstreckt, das andere eingeschossig, nach außen geöffnet und nach innen abgeschottet ist. Diese unterschiedlichen Raumsituationen

ermöglichen differenzierte Beziehungen zwischen Besuchern, Exponaten und Blicken in die Umgebung.

Durch Stapeln und gleichzeitiges Verdrehen des Moduls um 120 Grad entsteht ein kompaktes, verschlungenes Volumen. Das gesamte Gebäude wird als Zeitmaschine ausgebildet: der Besucher fährt im Atrium nach oben – zurück zur Erfindung des Automobils – und läuft dann zurück in die Zukunft. Die unterschiedlichen Räume können auf zwei getrennten Spiralen durchwandert werden, wobei auf jedem Plateau der Wechseln von einer zur anderen möglich ist.

Die unterschiedliche räumliche Ausprägung der Mythos- bzw. Sammlungsräume ist in diesem frühen Modell sichtbar. Während die Besucher im Mythos quasi von oben auf einer ca. 80 m langen Rampe auf die Exponate einschweben, bietet sich in den Sammlungen ein Überblick über den gesamten Raum von den Zugängen aus.

Die Exponate können jeweils aus verschiedenen Perspektiven wahrgenommen werden, was eher der Wahrnehmung von Fahrzeugen im Alltag entspricht (Blick aus dem Fenster, auf der Straße etc.).

Durch die Überlagerung des Blickes aus der Sammlung in die Stadt mit den Exponaten wird das Gebäude selbst zum Sockel, denn wo hat man schon einen Bus im siebten Stockwerk gesehen?

Der helle Charakter der Sammlungsräume wird durch Kunstlicht im Zusammenspiel mit dem Tageslicht erzielt. Die Leuchten sind eine eigene Entwicklung für das Museum und können in zwei Achsen positioniert werden. Ein Sonnenschutz ist im Gegensatz zu einem Kunstmuseum nicht notwendig.

In jeder Phase des Entwurfs waren Modelle neben der Arbeit am Computer ein unerlässlicheres Werkzeug. Hier konnten nicht nur die Bauteile im wörtlichen Sinn „begriffen“ werden, sondern auch Entscheidungen mit allen Beteiligten am besten abgestimmt werden. Der Maßstab der meisten Modelle war so gewählt, daß neben der Arbeit am Gebäude bereits mögliche Aufstellungen der Fahrzeuge geprüft werden konnten.

Das ganze Gebäude ist hoch installiert. Die Technik ist jedoch nicht Selbstzweck und kaum sichtbar. Dies ist möglich durch Übertragung mehrerer Aufgaben an jedes Bauteil. So sind in die Mythosrampen Nasszellen sowie eine Technikzentrale integriert. Alle Elektro- und Medieninstallationen verlaufen über die Kerne durch die Rückwände der Sammlungsebenen. Dadurch sind nur wenige vertikal durchlaufende Elemente notwendig, was großzügige, offene Raumbereiche im Gebäude ermöglicht.

Die Konstruktion ist in Ortbeton erstellt. Die Linien der Kleeblattschlinge definieren die betonierten Bauteile. Die dazwischen liegenden Räume werden von 1 m hohen Stahlträgern mit einer Spannweite von bis zu 33 m stützenfrei überspannt.

Das Gebäude begründet eine neue Typologie. So wie viele der prägenden Museen des 20. Jahrhunderts ihre eigene typologische Ausprägung kennen, kann das neue

Mercedes-Benz-Museum als neuartiger Typ Museum verstanden werden. Ein vertikales, kompaktes Gebäude, das ein einzigartiges Erlebnis im Zusammenspiel der Raumkonfiguration und der Umgebung bietet.

Die Sammlungsebenen werden von doppelt gekrümmten, schraubenförmigen Betonflächen miteinander verbunden, den sog. Twisten. Diese Hohlkastenträger erstrecken sich von den Kernen zur Fassade und verschwinden optisch im Licht. Auf ihrer Oberseite verläuft eine Treppe zur Verbindung der Sammlungsräume untereinander; ihre Unterseite formt den Übergang zwischen den Mythosräumen aus und bildet eine klare Zugangssituation aus.

Je nach Standpunkt des Betrachters entsteht eine sich verändernde Perspektive, der Raumeindruck wird abwechslungsreich und dynamisch.

Der Übergang der Betonmasse vom Kern in den Twist, dann in die Decken über der Mythosrampe macht die Ausgangskonfiguration der Kleeblattschlinge ablesbar.

Das gesamte Gebäude gerät in Bewegung. Im Übergangsbereich zwischen den Mythen wird der Blick ins Freie gelenkt; die Schnellstraße und die damit verbundene Bewegung wird ins Innere geholt.

Die Gesamtstruktur kann als von außen nicht sichtbare räumliche Faltung interpretiert werden. Böden gehen in Wände über, diese werden wiederum zur Decke. Die großen Elemente Mythosrampe und Twist sind als Hohlkastenträger ablesbar, in deren inneren die Gebäudetechnik angeordnet ist.

Das Atrium spielt eine besondere Rolle im Museum. Es bringt Licht tief in's Gebäude hinein und dient zur Beförderung der Besucher in die oberste Ebene. Darüber hinaus erfolgt der Exponatetransport via eines Hubtisches durch diesen Raum. Die Exponate werden dann mittels Einbringöffnungen in die einzelnen Ebenen gebracht. Hier ist sichtbar, daß das ganze Museum die Dimension eines "Hochhauses" hat.

# **Neue Messe Stuttgart Beton - Stahl - Landschaft Eine Herausforderung für Architekten und Ingenieure**



Dipl.-Ing. Regierungsbaumeister Hans-Ulrich Rollmann

Projektgesellschaft Neue Messe  
Altes Luftfrachtgebäude • 70629 Stuttgart  
Email: [rollmann@landesmesse.de](mailto:rollmann@landesmesse.de)

# Neue Messe Stuttgart

Deutschlands größte Baustelle

## Beton – Stahl – Landschaft Eine Herausforderung für Architekten und Ingenieure

Dipl. Ing. Regierungsbaumeister Hans-Ulrich Rollmann,  
Projektgesellschaft Neue Messe, Stuttgart

### Die Neue Messe Stuttgart

In verkehrsgünstiger Lage – zum Flughafen, zur Autobahn, zum Nahverkehr und mit „Stuttgart 21“ auch zum Fernverkehr – entsteht ein architektonisches und ingenieurtechnisches und landschaftsplanerisches Highlight auf den Fildern in Stuttgart. Auf der zur Zeit größten Baustelle Deutschlands arbeiten bis zu 1.500 Arbeiter, um die Messehallen mit 100.000 m<sup>2</sup> Ausstellungsfläche, das Kongresszentrum und das Messeparkhaus bis 2007 fertig zu stellen. Täglich werden mehr als 1 Million Euro verbaut.



### Herausforderungen für Architekten und Bauingenieure

Der Bau eines bergmännischen Tunnels ist trotz vieler vorhergehender Planungen und intensiver geologischer Erkundungen immer wieder eine Herausforderung für Ingenieure, weil ständig und aktuell auf die angetroffenen Baugrundverhältnisse und Messergebnisse mit Anpassungen des Vortriebverfahrens reagiert werden muss.



Der Bau eines Tunnels in einer engen Straße unter Aufrechterhaltung des Verkehrs ist eine Herausforderung, weil die Ver- und Entsorgungsleitungen immer funktionsfähig sein müssen und weil auf engstem Raum der Verkehr aufrecht erhalten werden und gleichzeitig eine große Bauaufgabe abgewickelt werden muss.



Der Bau eines Aussichtsturms mit einem Konstruktionsprinzip außerhalb aller Normen und Richtlinien ist für Gestalter und Tragwerksplaner eine Herausforderung, weil der Nachweis der Sicherheit und Standfestigkeit mit neuen Verfahren nachgewiesen werden muss.



Der Bau eines Kunstmuseums in ehemaligen Tunnelröhren und mit einer kompletten Glasfassade, die am gläsernen Dach aufgehängt ist, ist für Architekten und Bauingenieure eine Herausforderung, weil neue Wege für das Bauen mit Glas und für die Klimatisierung beschränkt werden müssen.



Auch der Bau einer 806 Millionen Euro teuren Messe in nur 3 Jahren ist eine Herausforderung, weil u. a. die Baulogistik für eine Baustelle, auf der täglich über 1.000.000 Euro verbaut werden, geplant und abgewickelt werden muss.

**Baukosten 806.000.000 €**  
**Baubeginn September 2004**  
**Teileröffnung April 2007**  
**Eröffnung September 2007**  
**Bausumme pro Tag**  
**> 1.000.000 €**

## Vom Killesberg auf die Fildern – Argumente zu Standortwechsel und Erweiterung der Messe Stuttgart

Sowohl praktische als auch wirtschaftliche Gesichtspunkte sprechen für eine Verlegung bei gleichzeitiger Erweiterung der Messe Stuttgart.

Die Ausstellungsfläche ist bei wachsender Nachfrage schon jetzt nicht mehr ausreichend. Wichtige Messen drohen abzuwandern, weil die Hallenkapazitäten zu gering sind. Durch die deutlich vergrößerte Ausstellungsfläche kann dieser Trend gestoppt und neue Messen können nach Stuttgart gelockt werden.

Die momentane Messe auf dem Killesberg bietet eine Ausstellungsfläche von ca. 50.000 m<sup>2</sup>. Die neue Messe Stuttgart wird 100.000 m<sup>2</sup> Ausstellungsfläche bieten.

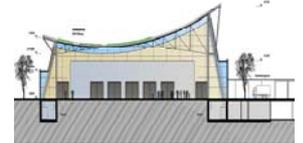
In zwei unabhängigen Suchläufen hat der Verband Region Stuttgart insgesamt 94 Standorte nach wirtschaftlichen, verkehrstechnischen und ökologischen Gesichtspunkten

punkten unter die Lupe genommen. Beide Male ging das Areal am Flughafen für die neue Messe Stuttgart als klarer Favorit aus den Untersuchungen hervor.

## Die wesentlichen Bestandteile der Neuen Messe Stuttgart

### Standardmessehallen:

Die sieben Standardhallen á 10.000 m<sup>2</sup> Bruttoausstellungsfläche mit ihren geschwungenen Dächern geben der Messe ihr unverwechselbares Gesicht. Teilverglaste Fassaden, insbesondere ein umlaufendes Lichtband, versorgen die Hallen mit Tageslicht.



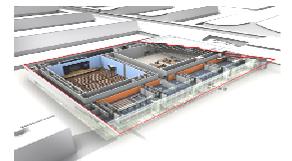
### Hochhalle:

Die Hochhalle mit einer lichten Höhe von 14 bis 24 Metern verfügt über eine Bruttoausstellungsfläche von 25.000 m<sup>2</sup>, davon liegen 5.000 m<sup>2</sup> auf einer umlaufenden Galerie. Die Hochhalle, die in erster Linie als Messehalle konzipiert wurde, kann als Nebenfunktion auch für Sport- und Kulturveranstaltungen genutzt werden. Das großzügige zentrale Oberlichtband sowie das umlaufende Lichtband sorgen für reichlich Tageslicht. Bei Bedarf kann die Halle komplett verdunkelt werden.



### Kongresszentrum:

Das Kongresszentrum am Messeplatz ist das Kommunikations- und Veranstaltungszentrum der Landesmesse. Es bietet einen großen Saal für Kongressbegleitende Veranstaltungen für 2.700 Personen, eine Messehalle (5.000 m<sup>2</sup>), 9 bis 25 Seminarräume für insgesamt 1.700 Personen. Die transparente Fassade vor dem Foyer lässt viel Tageslicht ins Innere und erlaubt Einblicke in das Geschehen im Kongresszentrum.



### Eingänge und Erschließung:

Der Haupteingang wird im Osten des Messegeländes, nahe an den Terminals des Flughafens und dem Nah- und Fernbahnhof, liegen. Er erschließt die Messehallen und das Kongresszentrum. Von hier aus erreichen die Besucher die Ausstellungshallen über zwei Erschließungsspangen entlang des Messeparks.



### Messeplatz:

Der großzügige Messeplatz mit ca. 20.000 m<sup>2</sup> ist Drehscheibe für die angrenzenden Bauten wie Kongresszentrum, Messeingang, Hotel, Parkhaus, den geplanten Fern- und Regionalbahnhof und den Flughafen.

### Verkehrsanbindung – Messe der kurzen Wege:

Die neue Messe wird eine unvergleichlich gute verkehrliche Infrastruktur bieten. Zusätzlich zu der Anbindung an die Hochleistungsstraßen A8 und B27 und die unmittelbare Nähe zum Flughafen Stuttgart, werden sowohl die S-Bahn, die geplante Stadtbahn und ein eigener Nah- und Fernverkehrsbahnhof (Teil von „Stuttgart 21“) dazu beitragen, dass die Messebesucher in wenigen Minuten alle verfügbaren Verkehrssysteme erreichen.

**Parkhaus über der A8:**

Das Messeparkhaus über der A8 besteht aus zwei „Fingern“, die die Autobahn und die geplante ICE-Neubaustrecke von Stuttgart 21 überspannen. Es ist Bindeglied zwischen den harmonisch in die Landschaft eingefügten Messebauten, dem Messerpark und den Fildern. Die beiden Parkhausfinger bieten Platz für 4.150 Fahrzeuge. Die äußere Anbindung erfolgt im Norden direkt von der A8 aus und im Südwesten über eine Zufahrtstraße, die vom Echterdinger Ei parallel zur Autobahn bis zum Parkhaus geführt wird. Optimale Synergien bei der Auslastung der Parkflächen können mit dem Flughafen erreicht werden. Da Messen überwiegend in reiseverkehrschwache Zeiten fallen und umgekehrt, können die ca. insgesamt 16.000 Parkplätze optimal genutzt werden.

**Ökologie:**

Die Konzeption der Landesmesse führt zu einer Minimierung des Landschaftseingriffs. Um die Belastungen für die Umwelt möglichst gering zu halten werden Ausgleichsmaßnahmen im näheren und weiteren Umfeld der Messe durchgeführt. Hierzu zählt neben der für Flora und Fauna geschützten Flächen außerhalb der Kernmesse auch die Begrünung der Hallendächer und des Parkhauses.

**Chronologie des Messebaus****1993:**

Der Verband Region Stuttgart leitet die Suche nach einem optimalen Standort für die neue Landesmesse ein.

**Mai 1998:**

Die Projektgesellschaft Neue Messe GmbH & Co. KG wird von der Stadt Stuttgart (45 %), dem Land Baden-Württemberg (45 %) und der Region Verband Stuttgart (10%) gegründet. Ihr Auftrag ist die Planung und der Bau der neuen Landesmesse.

**Dezember 1998:**

Das Landesmessegesetz wird durch den Landtag von Baden-Württemberg verabschiedet.

**März 1999:**

Ausschreibung eines architektonischen Realisierungswettbewerbs

**Februar 2000:**

Empfehlung des Preisgerichts für die Ausführung des Entwurfs des Architekturbüros Prof. Wulf +ass GmbH, Stuttgart

**Juni 2001:**

Die Projektgesellschaft Neue Messe stellt den Antrag auf Planfeststellung beim Regierungspräsidium Stuttgart.

**Januar 2002:**

Die Bausumme wird auf unabänderliche 806 Millionen Euro festgelegt.

**März 2003:**

Planfeststellungsbeschluss des Regierungspräsidium Stuttgart

**Februar 2004:**

Die Klagen von NABU, BUND, der Stadt Leinfelden-Echterdingen sowie den Bauern werden vom Verwaltungsgericht Stuttgart abgewiesen. Das Landesmessegesetz wird als verfassungsgemäß bestätigt.

**Juli 2004:**

Der klagende Landwirt Walter Stäbler verkauft seine 65 Hektar. 12 Hektar der verkauften Fläche liegen im Messegelände, das restliche Areal steht als Ausgleichsfläche für die anderen Landwirte zur Verfügung.

**14. September 2004:**

„Erster Spatenstich“ für das zur Zeit größte Bauprojekt Deutschlands

**15. Juni 2005:**

Grundsteinlegung

**Frühjahr 2007:**

Teileröffnung der neuen Messe Stuttgart

**Herbst 2007:**

Abschluss der Bauarbeiten an der neuen Messe

## Terminplan

Der Terminplan für den Bau der Messe vom September 2004 bis zur Teileröffnung im April 2007 ist sehr „sportlich“. Das gesamte Bauvorhaben ist in ca. 180 Einzellose aufgeteilt, die nach VOB europaweit ausgeschrieben werden. Pro Tag müssen ca. eine Million Euro verbaut werden, was natürlich eine detaillierte Logistik und eine intensive Koordination und Kooperation aller am Bau Beteiligten voraussetzt.

## Informationen



Alle wichtigen und aktuellen Informationen einschließlich Bildern können im Internet unter [www.landesmesse.de](http://www.landesmesse.de) abgerufen werden.

Auf der Baustelle steht ein Messeinformationszentrum für Besucher und Baustelleninteressierte zur Verfügung, von wo aus auch die Fachführungen über die Baustelle beginnen. Die Nachfrage vor Ort mehr über die größte Baustelle Deutschlands zu erfahren ist sehr groß. Deswegen sollten sich Interessierte anmelden.

# Parkhausbrücke „Neue Messe Stuttgart“



Dr.-Ing. Ralf Steinmann

Donges Stahlbau GmbH  
Mainzer Str. 55 • 64293 Darmstadt  
Email: [st.TB@donges.de](mailto:st.TB@donges.de)

## Parkhausbrücke „Neue Messe Stuttgart“

Dr.-Ing. Ralf Steinmann, Donges Stahlbau GmbH, Darmstadt

Am Flughafen Stuttgart wird derzeit Deutschlands größtes Bauprojekt mit einem Volumen von rund 800 Millionen Euro Baukosten realisiert. Direkt neben dem Flughafen wird ein neues Messegelände erschlossen. Mehr als 65.000 Tonnen Stahl werden im Messekernbereich verbaut, davon 13.500 Tonnen beim Parkhaus über die A8. Es entstehen hier 7 Messehallen mit einer Fläche von 75.000 m<sup>2</sup>, eine Hochhalle mit 25.000 m<sup>2</sup>, ein Kongresszentrum und das Parkhaus über der A8 mit ca. 4000 Stellplätzen. In nur zweieinhalb Jahren wird dieses Projekt vom Spatenstich im September 2004 bis zur Teileröffnung im April 2007 konsequent umgesetzt (Bild 1).



Bild 1: Lageplan der Gebäude und Erschließungsanlagen

### 1 Einleitung

Das Parkhaus als Bogen über die Autobahn zu spannen ist ebenso extravagant wie symbolisch. Wie eine ausgestreckte Hand verbindet es die durch die Autobahn getrennte Messeseite mit der Plieniger Seite. Die Gestaltung wirkt als mit dem begrünten Dach als Landschaftsbogen. Neben der statisch konstruktiven Planung war hier vor allem die Montageplanung über einer der am stärksten befahrenen Autobahnen Deutschlands und die optimale Kombination aus den daraus resultierenden Anforderungen eine Herausforderung für die ausführende Stahlbaufirma. Um dies zu bewältigen übernahm Donges die Verantwortung für die

gesamte Tragwerksplanung inklusiv der Brandschutzbemessung, der Detailausbildung und der Montagestatik.

## 2 Tragwerk und Konstruktion und Montagekonzept

### 2.1 Tragwerk im Endzustand

Die zwei Finger des 5 stockigen Parkhauses spannen im Bereich der Autobahn und der Bahntrasse als Fachwerkträger über vier Felder. Jeder Finger wird von 3 Fachwerkscheiben vertikal getragen. Quer zu den Fachwerken sind im Abstand von 8m-10m Stockwerksrahmen angeordnet, welche die Additivdecken der Parkebenen tragen und für die Queraussteifung des Gebäudes sorgen. Die Stützen der Stockwerksrahmen sind als Pfosten in die Fachwerkscheiben eingebunden und übertrage damit die Vertikallasten in die Fachwerke. Die Horizontallasten werden über die untere Betondecke, den „Autobahndeckel“, in die Widerlager auf der Messeseite und der Plieninger Seite abgetragen Bild 2 und Bild 3.

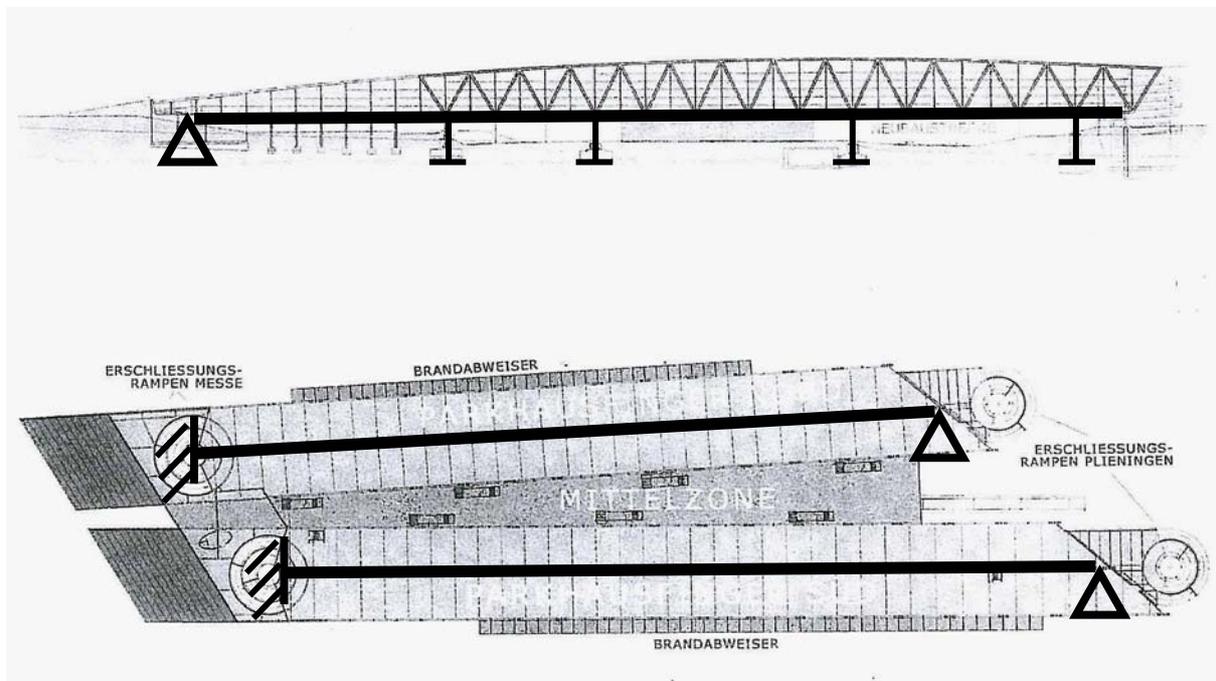


Bild 2: Vertikales und horizontales statisches Systeme des Endzustandes

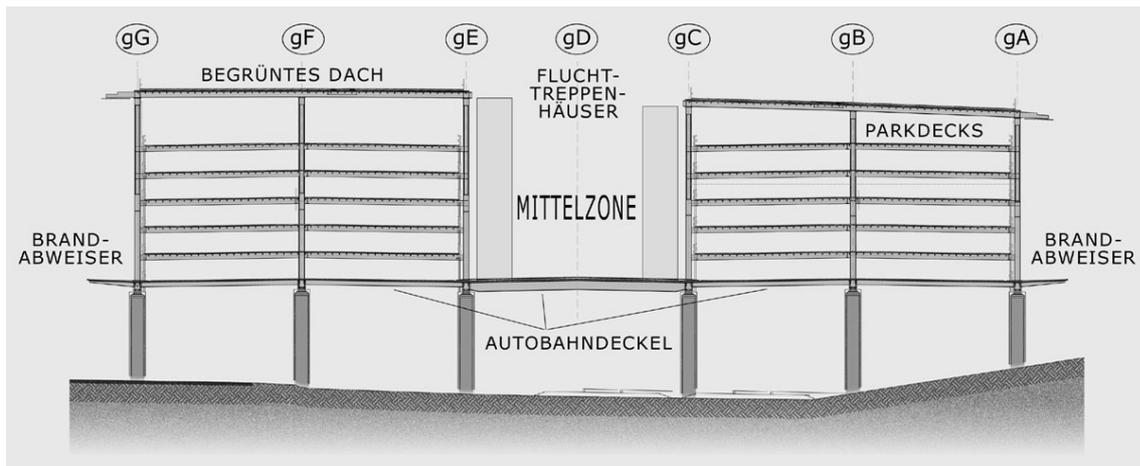
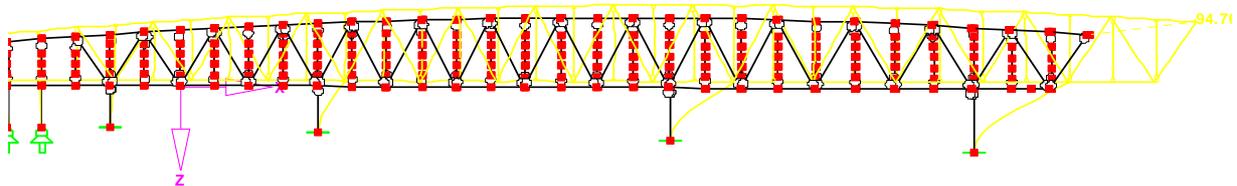


Bild 3: Querschnitt durch das Parkhaus mit Stockwerksrahmen

Die gesamte Konstruktion wird fugenlos ausgebildet, weshalb den Verformungen aus Temperatur und Betonschwinden besondere Aufmerksamkeit gewidmet werden muss. Hieraus resultierte die nachgiebige Ausbildung der Hauptstützen verbunden mit einer planmäßigen Verlängerung der Stützhöhe bei zunehmendem Abstand zum Festpunkt auf der Messeseite Bild 4. Die konstruktive Ausbildung wird unten beschrieben.



Max u: 94.76 mm  
Faktor für Verschiebungen: 300

Bild 4: Verlängerung des Parkhauses bei +30K von maximal 95mm

Die massiven Betondecken verkürzen sich mit der Zeit infolge Betonschwindens Bild 5. Dem entgegen wirkt die massive Stahlkonstruktion und es entstehen lokal erhebliche Zwängungen. Um dies auszugleichen wurden die Verbindungen zwischen den Betondecken und der Stahlkonstruktion. In Ähnlicher Weise wie die Hauptstützen nachgiebig ausgebildet.

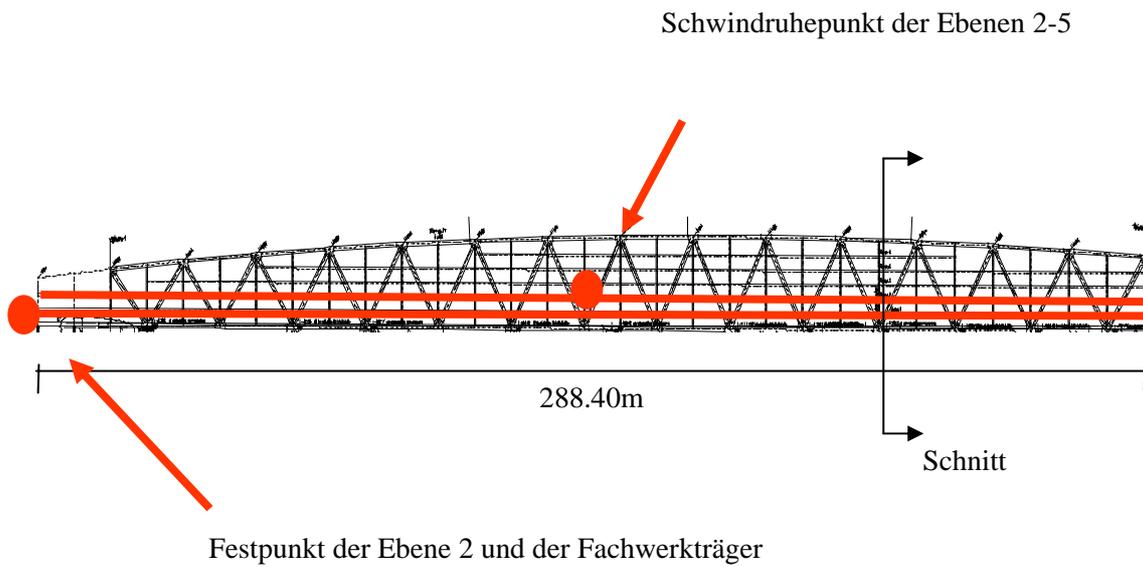


Bild 5: Schwindruhepunkte der verschiedenen Betondecken

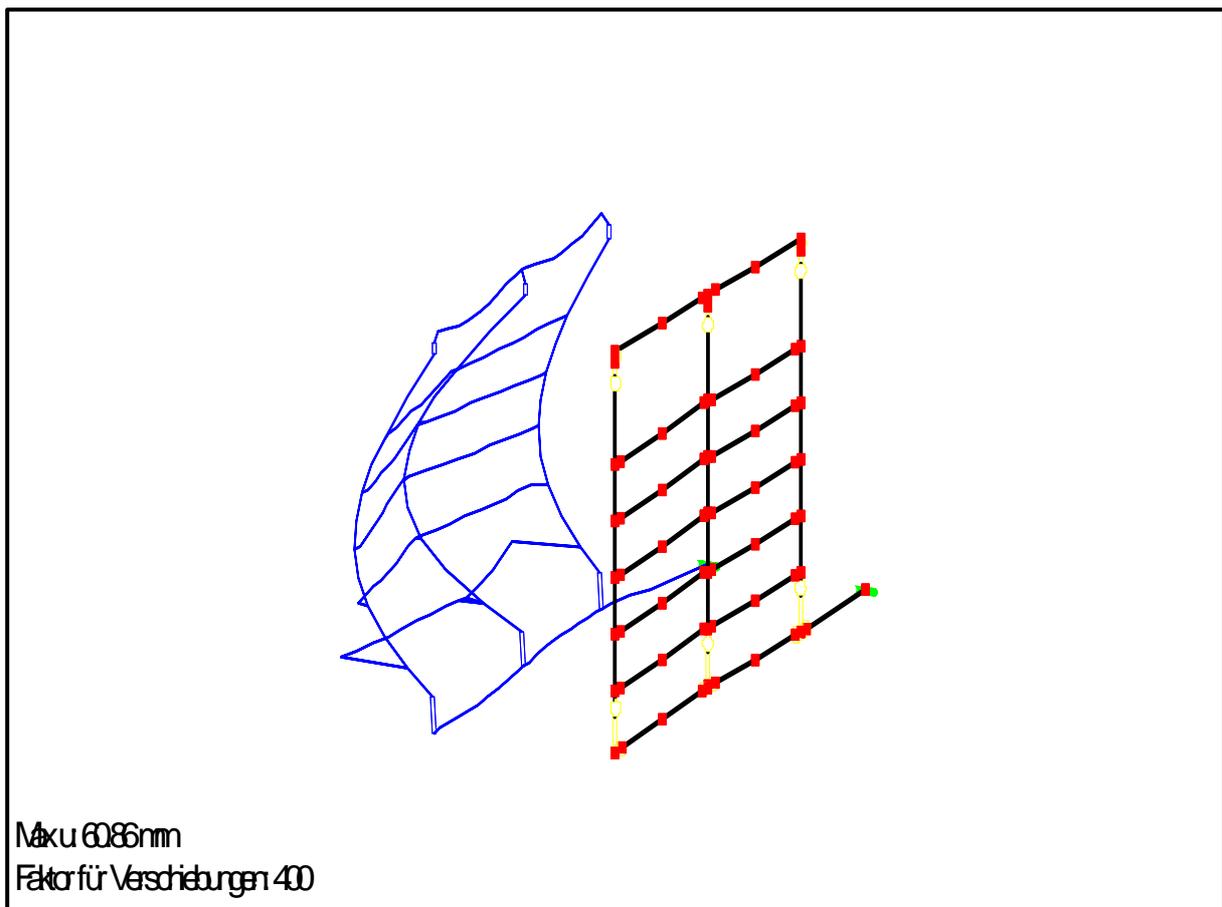


Bild 6: Verformungsbild eines Querschnittes

## 2.2 Tragwerk während der Verschubphasen

Aufgrund der geringen zum Bau zur Verfügung stehenden Zeit, und dem Anspruch den Verkehr auf der Autobahn A8 im geringst möglichen Maß zu stören, wurden verschiedene Montagekonzepte bereits im Vorfeld untersucht. Ausgeschrieben war die Einzelmontage größerer Bauteile über den Fahrbahnen zusammen mit einem Sicherheitsgerüst über der Autobahn. Das von Donges entwickelte Verschiebkonzept mit einigen zusätzlichen Hilfstützen erwies sich als die am meisten praktikabelste und gleichzeitig kostengünstigste Variante und wurde daher beauftragt (Bild 7). Damit einher ging eine Brandschutzbemessung des Haupttragwerkes für die Anforderung F30 und die Verstärkung einzelner Bereiche des Haupttragwerkes.

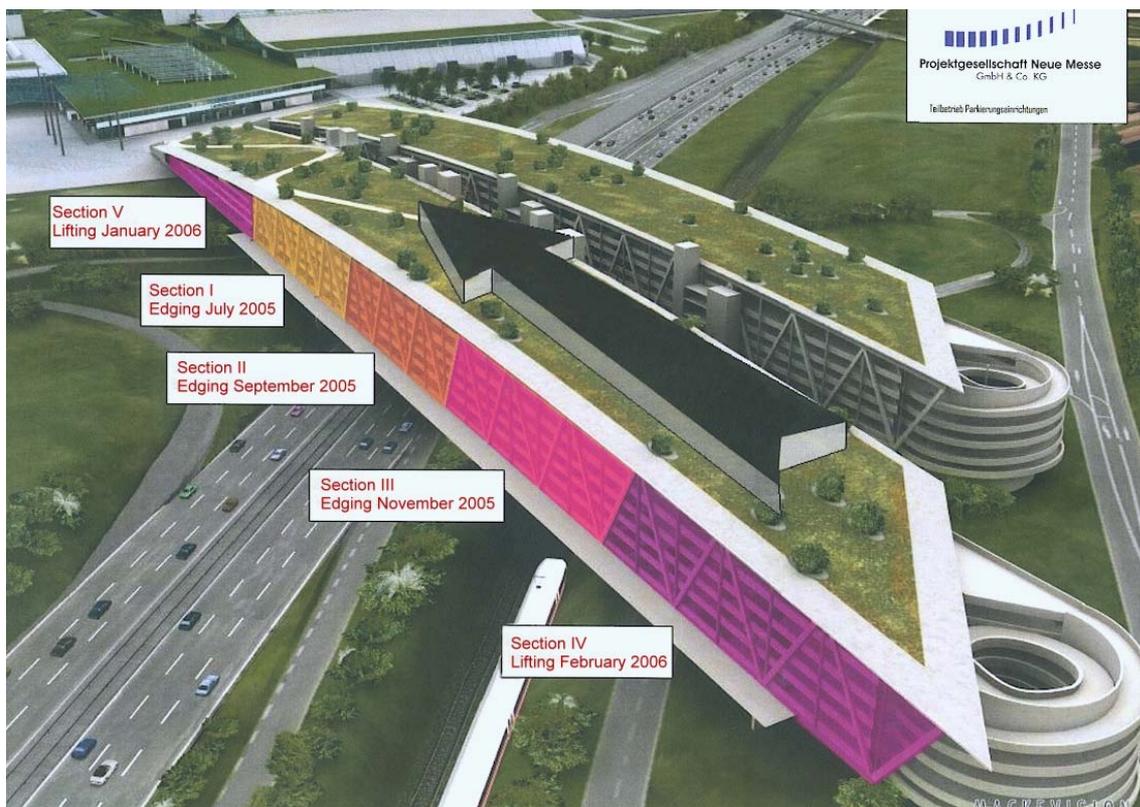


Bild 7: Montageabschnitte Section I – III wird verschoben.

Die ca. 300m langen Hauptfachwerk wurden auf der Plieninger Seite in 4 Abschnitten liegend zusammengeschweißt, dann aufgerichtet und auf die Verschiebstützen gesetzt und mit einigen Querrahmen stabilisiert. Die ersten drei Abschnitte jedes Parkhausfingers wurden im Rhythmus von 4 Wochen und einem Versatz von 2 Wochen zwischen den beiden Fingern bei laufendem Verkehr über die Autobahn gezogen. Dabei gleiten die verstärkten Fachwerkuntergurte auf im Abstand von maximal 20m angeordneten Verschieblagern am Kopf der Stützen (Bild 8).

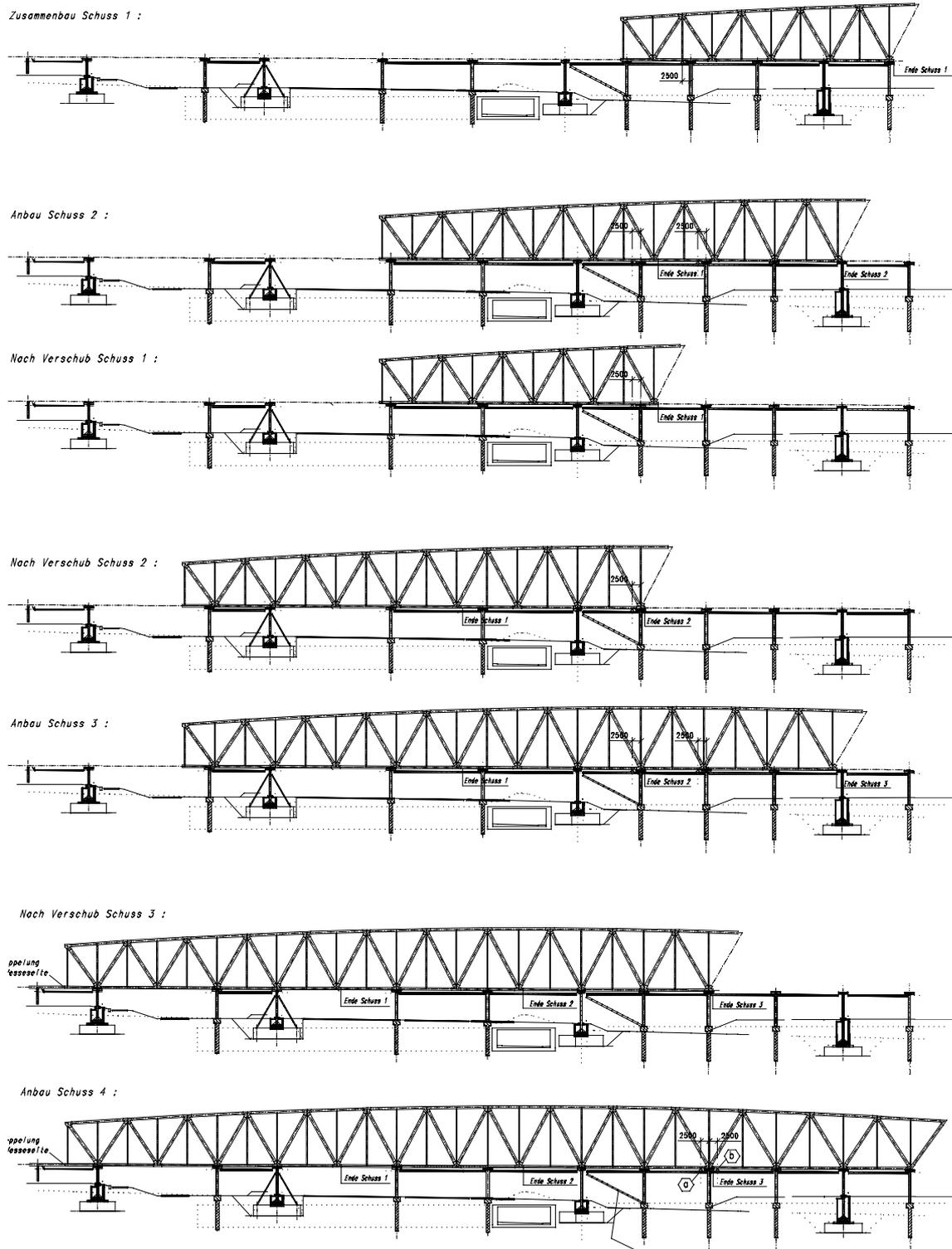
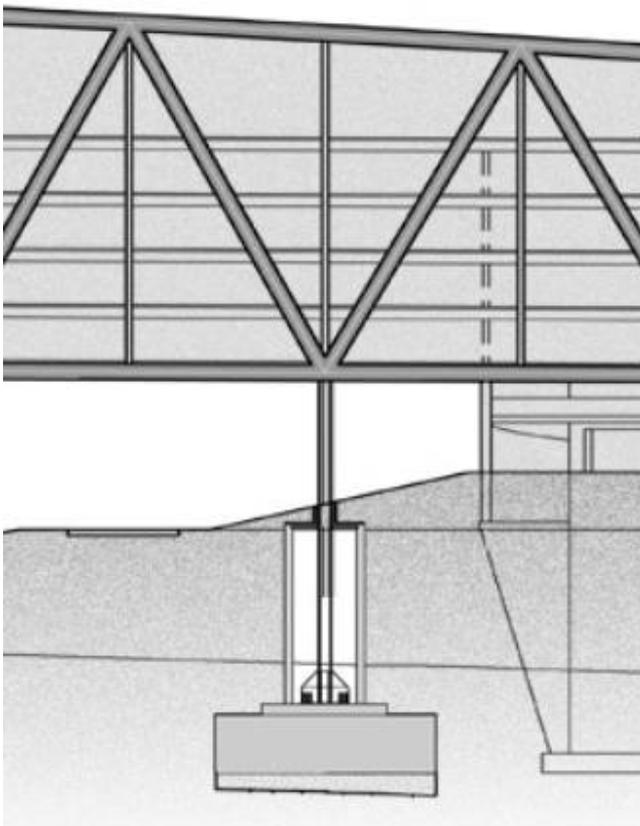


Bild 8: Montagephasen der Haupttragwerke incl. Vershub

### 3 Details

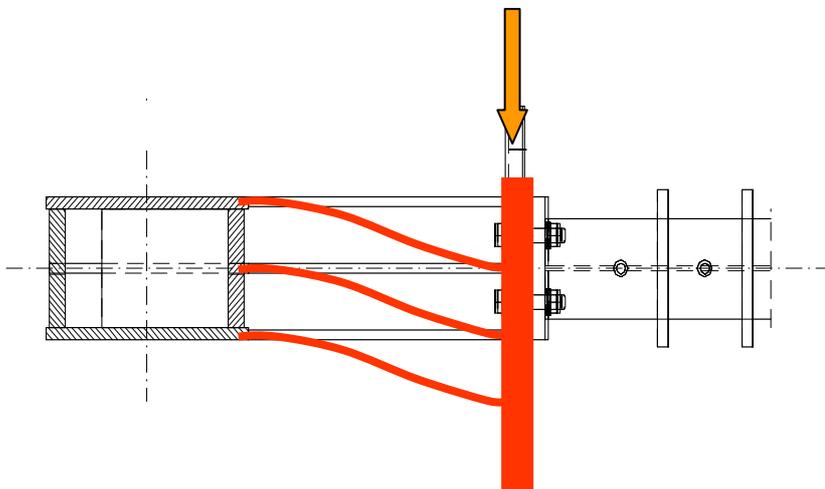
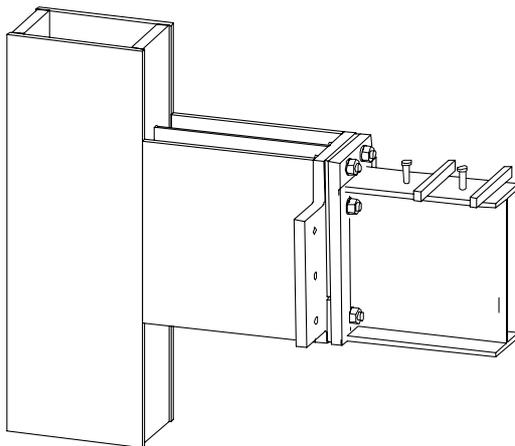
#### 3.1 Hauptstützen

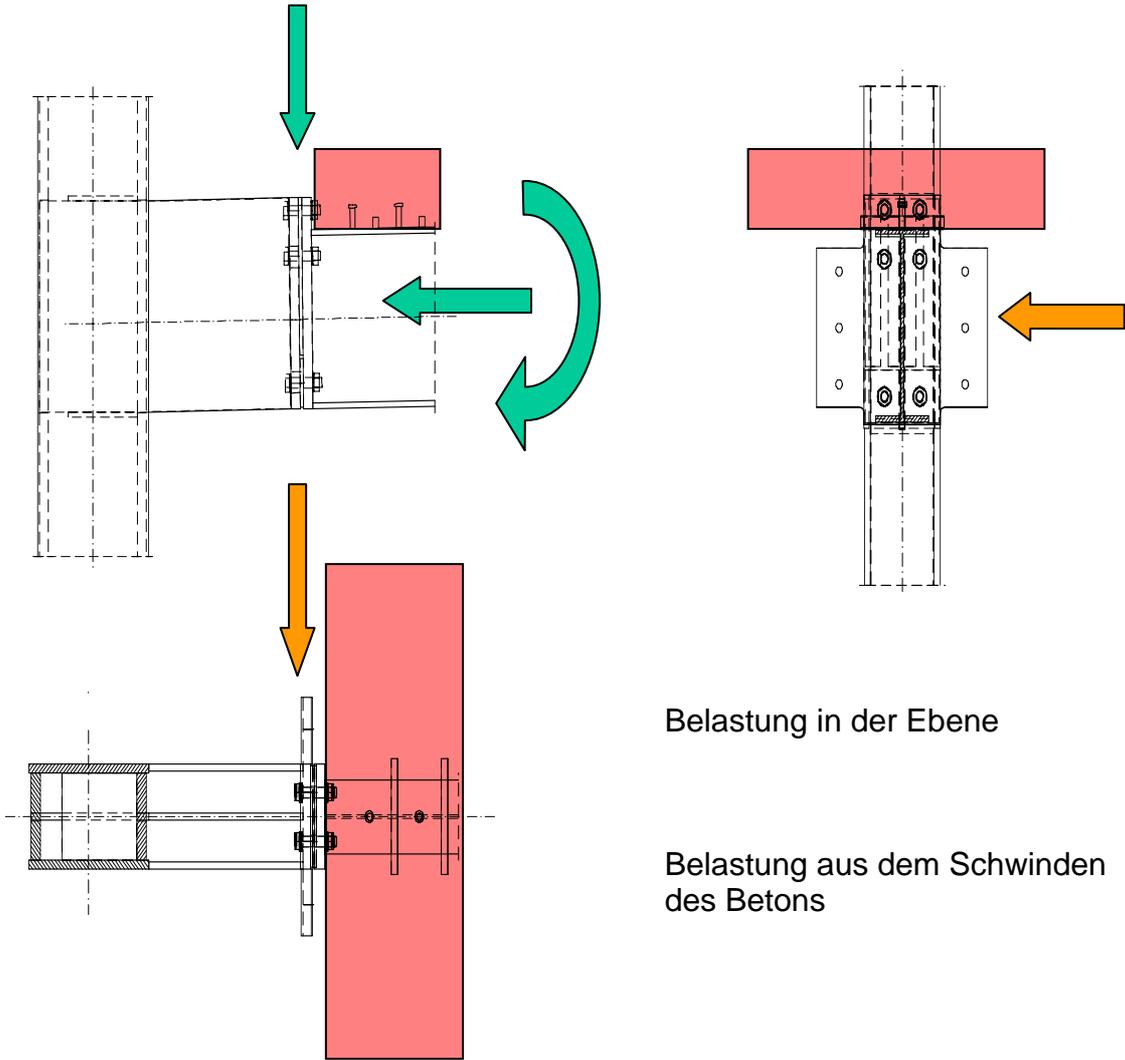




### 3.2 Stummelanschluss

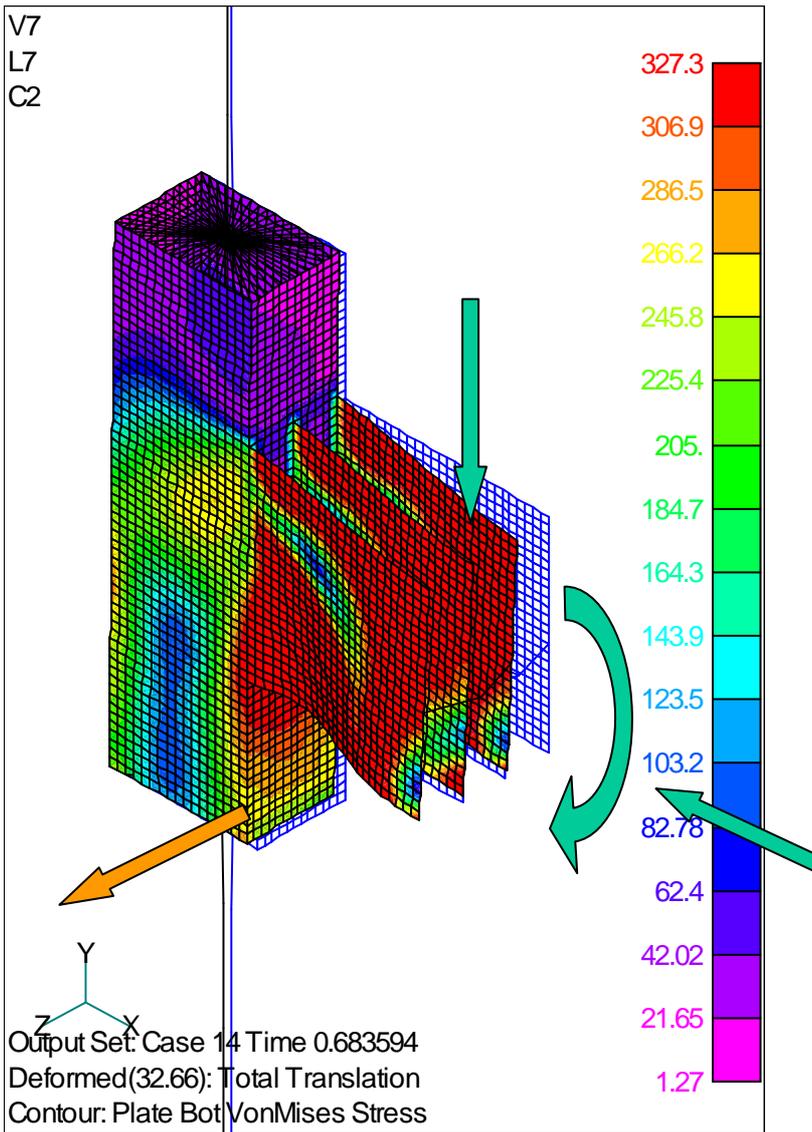
Detail |  
Perspektive



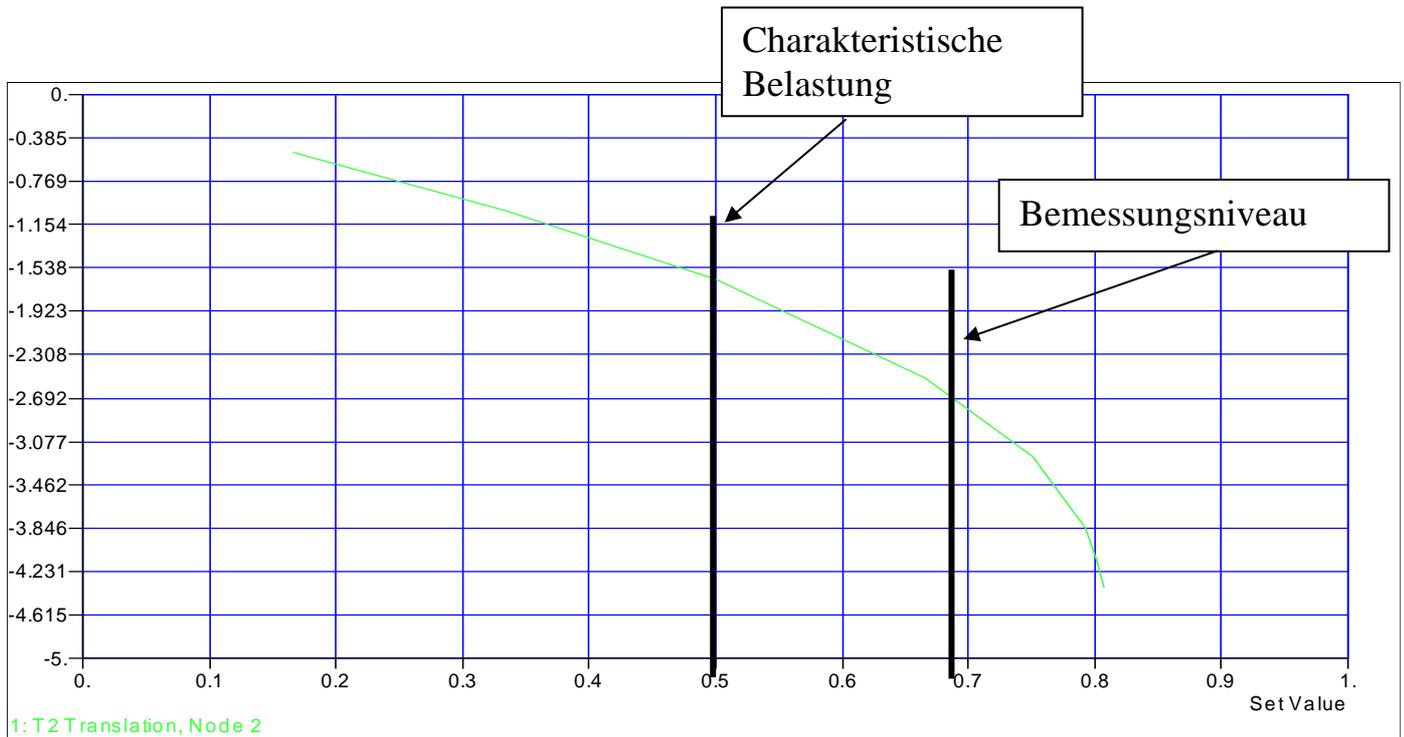


Belastung in der Ebene

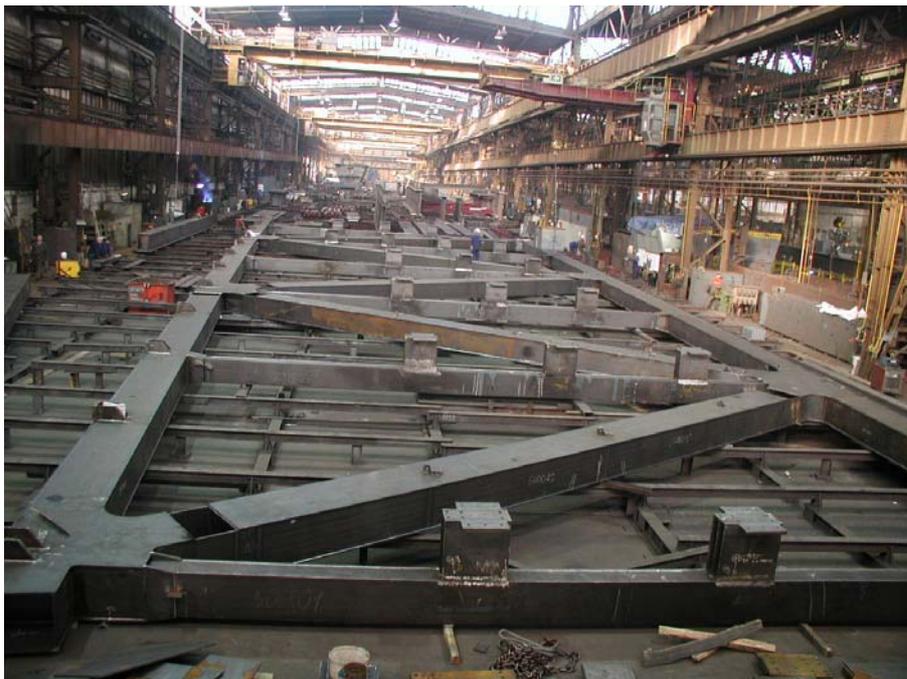
Belastung aus dem Schwinden  
des Betons



### 3.3 Fachwerkknoten



## 4 Fertigung und Montage



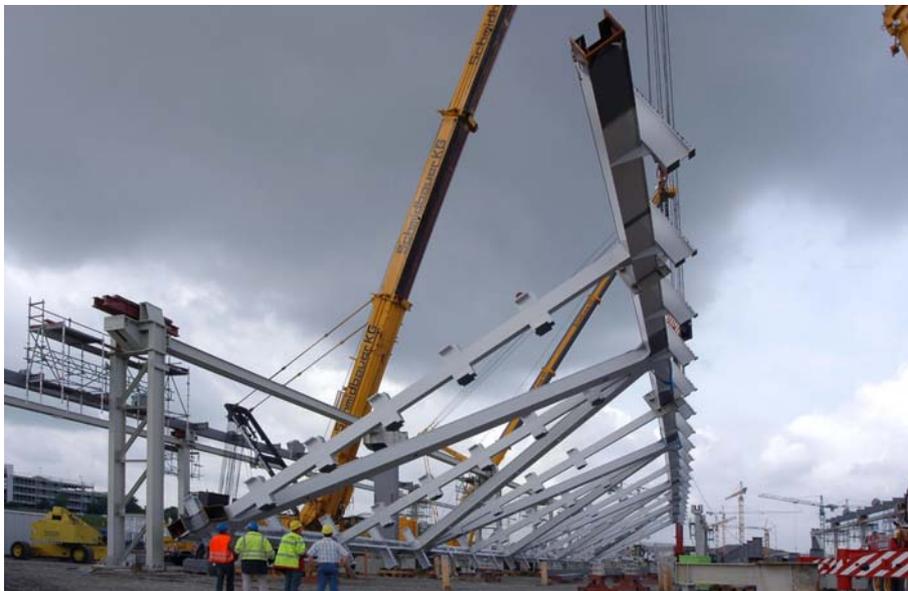




Bild 9: Der Verschub wird in einem kleinen Film präsentiert

## 5 Schlußbemerkung

Die spektakulären Montagephasen mit dem Verschub der Stahlkonstruktion über die Autobahn sind seit Anfang 2006 abgeschlossen. Im Moment werden die während des Verschubs noch nicht montierten Deckenträger der Parkebenen und die Additivdecken montiert bzw. betoniert. Anschließend folgen die Ausbaugerwerke, und die Fassadenmontage. Die wesentlichen Arbeiten werden bis Ende 2006 abgeschlossen und die Übergabe an den Kunden ist für April 2007 geplant.

**Am Bau Beteiligte:**

Bauherr	Neue Messe GmbH & Co KG, Stuttgart
Architekt	wulf & ass. , Stuttgart
Prüfer	Ingenieurbüro Dr. Patzak, Stuttgart
Entwurfs- und Genehmigungsstatik	Leonhardt, Andrä und Partner
Ausführungs, Montage- und Detailstatik:	Donges Stahlbau GmbH, Darmstadt
Auftragnehmer	Arge Parkhaus über die BAB A8 Landesmesse Stuttgart, Los 8 A-G
Ausführende Stahlbau	Donges Stahlbau GmbH, Darmstadt
Ausführende Gründung und Beton	Baresel AG, Stuttgart Wayss & Freytag Ingenieurbau AG Stuttgart

# Korrosionsschutz optimal planen mit der Planungssoftware OPTICOR



Dipl.-Ing. Dietmar Hildebrandt

Institut Feuerverzinken GmbH  
Mörikestr. 1 • 75424 Neuhausen  
Email: [feuerverzinken.sued@t-online.de](mailto:feuerverzinken.sued@t-online.de)

# Korrosionsschutz optimal planen mit der Planungssoftware OPTICOR

Dipl.-Ing. Dietmar Hildebrandt, Institut Feuerverzinken GmbH, Neuhausen

## **Hinweis:**

Das Programm OPTICOR liegt den Tagungsunterlagen als CD-ROM bei; damit entfällt der Tagungsbericht.

# BMW Welt München



Dipl.-Ing. Jochen Wehrle

Maurer Söhne GmbH & Co. KG  
Frankfurter Ring 193 • 80807 München  
Email: [wehrle@maurer-soehne.de](mailto:wehrle@maurer-soehne.de)

## BMW-Welt München

Dipl.-Ing. Jochen Wehrle, Maurer & Söhne GmbH & CoKG, München

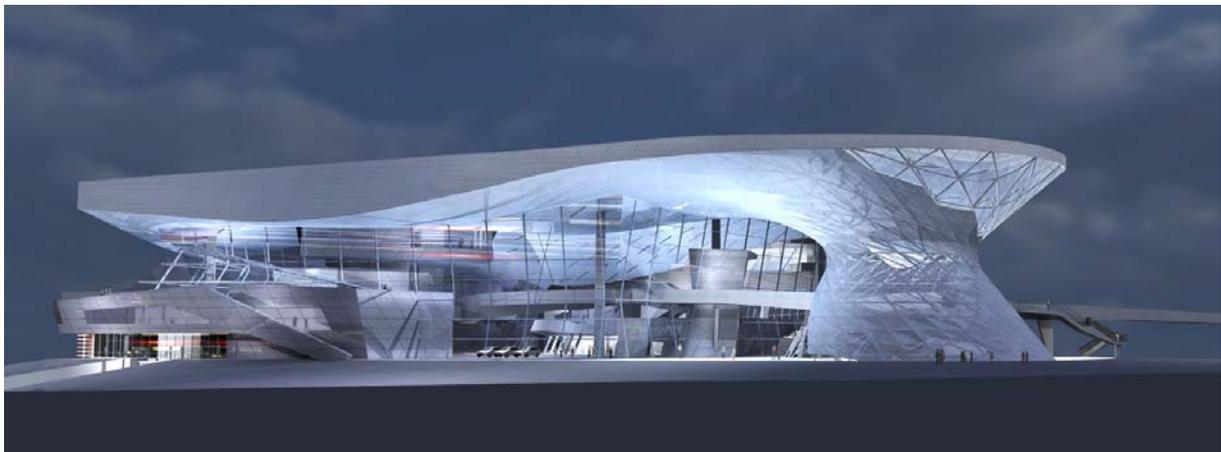
### Warum eine BMW Welt?

Der stark zunehmende Wunsch anspruchsvoller Kunden, ihr Fahrzeug direkt beim Hersteller abzuholen, hat die BMW Group dazu inspiriert, dass ein neues zentrales Projekt Gestalt annimmt - die "BMW Welt".

Als Auslieferungszentrum für BMW Automobile an nationale und internationale Selbstabholer wird es zu einem Ort der Kommunikation und Begegnung werden. Bis zu 250 Kunden werden dann täglich von hier aus mit ihrem neuen BMW in alle Welt fahren. Bei sehr persönlicher und individueller Betreuung wird die Fahrzeugübernahme so zu einem einmaligen Erlebnis, denn der Besucher taucht intensiv in die Welt von BMW ein.

Welcher Name wäre da passender als "BMW Welt".

Kurzum - die BMW Welt ist das Portal zur Marke BMW. Alle sind willkommen, die sich aus diesem oder jenem Grunde für die Marke interessieren, sich mit ihr verbunden fühlen und Freude am Fahren verspüren.



### Zum Projekt:

In einem feierlichen Akt wurde am 16.07.2004 der Grundstein zur BMW Welt gelegt. Die BMW Group investiert in das Bauvorhaben über 100 Mio €. Insgesamt entstehen in der neuen Anlage rund 200 Arbeitsplätze.

Verantwortlich für die Architektur der BMW Welt ist das bekannte Büro COOP HIMMELB(L)AU aus Wien, das 2001 einen der beiden ersten Preise in dem weltweit ausgeschriebenen Architektenwettbewerb für das BMW Projekt gewonnen hat.

Die Entwurfsidee von COOP HIMMELB(L)AU äußert sich in einem Dach - genauer gesagt mit einer dynamisch geformten skulpturalen Dachlandschaft - unter der alle gestalterischen Möglichkeiten eröffnet werden. Das ist offene Architektur in der in den nächsten Jahrzehnten alles möglich ist - flexibel an den Erfordernissen der Zukunft ausgerichtet. Im Süden geht das Dach in den sog. Doppelkegel über und setzt damit ein stadträumlich wirksames Zeichen, welches mit den bestehenden Landmarks des 4-Zylinders und des BMW-Museums eine identitätsprägende Einheit ergeben wird.

Eine Herausforderung für die ausführenden Firmen - Die beiden Unternehmen Josef Gartner, Gundelfingen und Maurer Söhne, München haben sich nach gewonnenem Wettbewerb und Beauftragung durch BMW zu der Arbeitsgemeinschaft "BMW Welt Stahlbau/Fassade" zusammengeschlossen.

Beide Firmen hatten sofort nach Sichtung der Anfrageunterlagen Ideen, diesen anspruchsvollen Entwurf der Dachkonstruktion, des Doppelkegels und der Fassadenkonstruktion unter ausführungstechnischen Gesichtspunkten zu optimieren. In vielen Arbeitsgesprächen mit dem Architekturbüro COOP HIMMELB(L)AU und der Arbeitsgemeinschaft konnten die spezifischen Anforderungen für dieses Projekt in alternative Lösungen umgesetzt werden. Neben den technischen Anforderungen waren eine flexible Herstellung und eine kurze Bauzeit mit möglichst unabhängigen Montagezuständen mitbestimmende Parameter.

Freuen Sie sich gemeinsam mit ihrem Referenten darauf, einige weitere interessante Details über diese aussergewöhnliche Konstruktion zu erfahren.

# Die Stahlverbundkonstruktion der Bügelbauten des Berliner Hauptbahnhofes



Dr.-Ing. Ralf Steinmann

Donges Stahlbau GmbH  
Mainzer Str. 55 • 64293 Darmstadt  
Email: [st.TB@donges.de](mailto:st.TB@donges.de)

# Die Stahlverbundkonstruktion der Bügelbauten des Berliner Hauptbahnhofes

Dr.-Ing. Ralf Steinmann, Donges Stahlbau GmbH, Darmstadt

Pünktlich zur Fußballweltmeisterschaft wird der neue Berliner Hauptbahnhof eröffnet. Ein markantes Zeichen setzen die zwei bügelförmigen Hochhäuser, die mit dem dazwischen hängenden Glasdach die Lücke in der Mitte des Ost-West Glasdaches schließen. Berichtet wird über das Tragwerk und die Montage der Stahlverbundkonstruktion dieser Bügelbauten. (Auszug aus [4])

## 1 Einleitung

An der historischen Stelle des Lehrter Bahnhofs – am Spreebogen vis-à-vis des Regierungsviertels – entsteht derzeit der größte Kreuzungsbahnhof Europas.

Die, auf Brücken aufgeständerte Ost-West gerichtete Bahnsteighalle, wird in voller Länge filigran mit Glas überspannt. Sie durchschneidet zwei Gebäudescheiben, die so genannten Bügelbauten, die in Ihrer Lage und Ausrichtung die unterirdische Streckenführung im Stadtraum markant abbilden (Bild 1). Zwischen den zwei Gebäudescheiben liegt das Glasdach der ca. 180 m langen Nord-Süd-Bahnsteighalle.

Die Bügelbauten sind zwei 12-stöckige Bauwerke mit außenliegendem Stahl- bzw. Stahlverbundtragwerk. Außergewöhnlich sind die viergeschossigen Gebäudebrücken. Sie überspannen die Ost-West Bahnsteighalle stützenfrei über eine Länge von 87 und haben einschließlich Technikeinhausung eine Bauhöhe von 20,60 m.

Ein Großteil der Bügelbaustützen und Kerne in den Untergeschossen wird durch einen Trägerrost abgefangen, der alle Lasten oberhalb des unterirdischen Teil des Bahnhofes abträgt.



Bild 1: Modell der „Bügelgebäude“

## 2 Ausführungsplanung des Tragwerkes

### 2.1 Türme



Bild 4: „Bügelfüße“ mit stehender Brückenhälfte

Im Bereich der Türme wurde die geprüfte und zur Ausführung freigegebene Entwurfsstatik für die Konstruktion übernommen (Bild 4). Die außenliegenden Verbundstützen sind 500 mm breite Quadrathohlprofile mit Blechdicken zwischen 12 mm und 15 mm. Die Längsbewehrung, 22  $\varnothing$  28 mm wurde nach dem vereinfachten Brandschutznachweis gemäß DIN 4102 Teil 4, Tab. 105 festgelegt. Die Anschlüsse der Deckenträger sind so ausgebildet, dass sie neben der Einleitung der vertikalen Auflagerkräfte in die Stütze auch die Stabilisierungskräfte aus den Stützen in die Deckenscheibe weiterleiten können. Bei der Konstruktion dieser Knoten mussten neben der brandschutzgerechten Gestaltung auch die Anforderungen für das von unten aufsteigende Ausbetonieren der Stützen berücksichtigt werden.

Die Deckenträger 280 mm x 280 mm haben eine Spannweite von zirka 8300 mm. Eine volle Verbundwirkung mit der Stahlbetondecke kann erst nach zirka 1,5 Metern angesetzt werden, da die Außenkante der Decke 1,0 Meter vor dem Auflager an der Stütze liegt und der Deckenrandstreifen wegen eines Belüftungskanals lediglich 150 mm dick ist. Bei einer Auflagerkraft von annähernd 600 kN sind die Flansche deshalb in Auflagernähe 50 mm dick. In den Stegen mussten in der Nähe des inneren Auflagers vier Durchbrüche  $\varnothing = 150$  mm berücksichtigt werden, die Stegdicke beträgt deshalb in diesem Bereich  $s = 50$  mm.

Die nichttragenden Riegel haben die gleichen Außenabmessungen wie die Stützen, da sie nur ihr Eigengewicht zu tragen haben, reichte eine Blechdicke von 8 mm. Die Riegel sind schwimmend auf PTFE-Streifen gelagert, als Gleitpartner wurde auf den Stützenkonsolen ein Edelstahlblech aufgeschweißt. Auf Wunsch des Bauherren erhielten alle nichttragenden Riegel an der Unterseite aufschraubbare Revisionsdeckel, um eine spätere Inspektion dieser Gleitlager zu ermöglichen.

An alle außenliegenden Stahlprofile wurden an den Längsrändern je zwei Flachstähle 15 mm x 50 mm angeschweißt. Mit diesen Lisenen will der Architekt den Eindruck erzeugen, dass hier Bleche ineinander gesteckt, verkämmt wurden – die Profile wirken scharfkantiger.

Um die Schalungsarbeiten für die Kerne zu erleichtern, wurden die Knaggen für die Deckenträger erst nach dem Ausschalen an die oberflächenbündigen Einbauteile angeschweißt. Auch für den Leichtbetonkern in Brückenmitte haben sich Ankerplatten mit Blockdübeln bewährt (Bild 5). Diese waren einfach herzustellen, passten zwischen die Lücken der im Raster von 150 mm verlegten Bewehrung, konnten beim Betonieren nicht verrutschen und haben eine wesentlich größere Tragfähigkeit als eine Platte mit Kopfbolzendübeln.

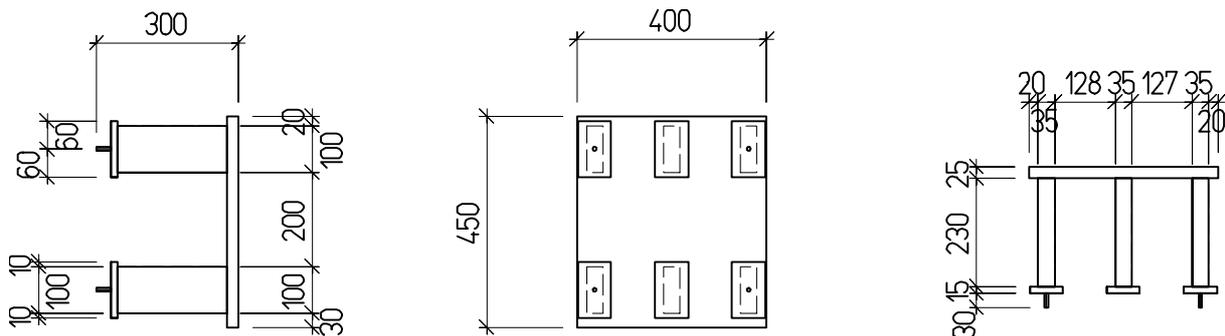


Bild 5: Einbauteil Blockdübel

Die Kerne wurden mit Kletterschalung hergestellt. Die Anschlussbewehrung für die Decken, die im Streifen zwischen den Kernen als Rahmenriegel wirken, wurde mit Muffen an die Kernbewehrung angeschlossen. Die Deckenträger wurden mit Eigen-gewichtsverbund hergestellt. Dabei wurden die Betonierlasten aus der jeweilig obersten Decke über Sprieße auf zwei, maximal drei darunter liegende Decken verteilt. Trotz anfänglicher Bedenken gegenüber zu großer Deckenverformungen hat sich diese Vorgehensweise bewährt. Dies lag auch daran, dass der Elastizitätsmodul des Deckenbetons immer über den nach DIN 1045 anzusetzenden Werten lag. Wie erwartet, sind die Deckendurchbiegungen infolge Schwinden bisher deutlich kleiner als die nach EC 4 berechneten Werte.

## 2.2 Brücken

Im Zuge der Ausführungsplanung wurde das Stahlfachwerk aufgrund eines Sonder-vorschlags der ausführenden Firma in ein Verbundtragwerk umgeplant. Außerdem wurden die massiven Rundstahlquerschnitte der Diagonalen durch rohrummantelte Flachstahlpakete ersetzt und die Abfangträger als Verbundträger ausgeführt.

Die Haupttragelemente der Brücke sind die beiden außen liegenden Fachwerkscheiben mit den „Pylonen“. Wie ursprünglich geplant, ist das Fachwerk vom restlichen Gebäude weitgehend entkoppelt, um Zwängungen zu vermeiden. Seitlich werden Gurte, Pfosten und Pylone zwar von den Deckenträgern gehalten, in Fachwerk-längs-

richtung gibt es aber nur in Brückenmitte und in Ebene 3 am Pylon eine feste Kopp-  
lung zwischen Brücke und dem restlichen Gebäude.

Das Fachwerk ist als Verbundkonstruktion ausgeführt. Ober- und Mittelgurt, Pfosten und Pylone sind als Verbundprofile konzipiert. Ausschlaggebend für diesen Sonder-  
vorschlag waren die Anforderungen an den Brandschutz. Deshalb sind auch Unter-  
gurt und Diagonalen eine „Verbundkonstruktion“. Der Beton übernimmt hier aber le-  
diglich die Aufgabe der Brandschutzverkleidung (Bild 6).

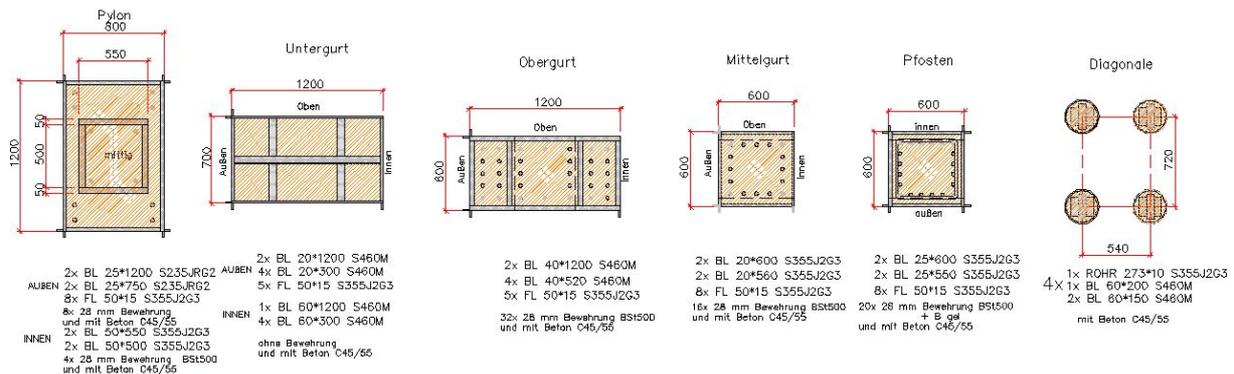


Bild 6: Querschnitte des Brückenfachwerks

Der Obergurt ist ein Hohlprofil mit drei Kammern. Die beiden inneren Stege behalten im Brandfall fast ihre volle Tragfähigkeit. Der Obergurt hat in den äußeren Felder Blechdicken von 20 mm, in allen andern Feldern 40 mm. Der Stahlquerschnitt aus S 460 ist zusammen mit Beton und Bewehrung auf eine Drucklast von  $N_{S,d} = 53.000$  kN ausgelegt.

Der Untergurt hat sechs Kammern, da so die inneren Bleche für den Brandfall optimal geschützt sind. Es kommen Bleche zwischen 20 und 60 mm aus S 460 zum Einsatz. Die maximale Zugkraft in Feldmitte beträgt rund  $N_{S,d} = 64.000$  kN.

Die Diagonalen waren ursprünglich als Vollquerschnitt geplant. Aus Gründen der Beschaffbarkeit und Wirtschaftlichkeit wurde aber eine Lammellenlösung gewählt. Die ebenfalls aus S 460 hergestellten Lamellenpakete bekommen durch die Rohrum-mantelung wieder die geplante Optik.

### 2.3 Knotendetails der Fachwerke

Der Ober- und der Untergurt haben eine Breite von 1200 mm, während Mittelgurt und Pfosten nur 600 mm breit sind. An die zwei Mittelstege im Ober- und Untergurt mit einem Außenabstand von 600 mm werden die Knotenbleche angeschlossen und die Kräfte in die Gurtquerschnitte eingeleitet. Die Knotenbleche, die in die Gurte eingesetzt werden, sind grundsätzlich Bleche aus S 460 mit einer Dicke von 60 mm.

Um den Verschnitt beim Ausbrennen der Knotenbleche zu reduzieren, war anfäng-  
lich überlegt worden, rechteckige Knotenbleche parallel zur Diagonalen mit einer

schrägen Stumpfnahnt an die Gurte anzuschließen. Diese Lösung wurde jedoch aus zwei Gründen verworfen. Erstens wäre das Schweißnahtvolumen des Knotens wesentlich größer geworden. Diese Kosten lägen deutlich höher als die vermeintliche Einsparung bei der Reduzierung des Materialverschnittes. Zweitens sind die zu übertragenden Knotenkräfte im außenliegenden, temperaturbeanspruchten Fachwerk sehr groß. Obwohl hier keine dynamischen Beanspruchungen wie bei herkömmlichen Brückenbauwerken auftreten, wurde deshalb entschieden, die aus dem Eisenbahnfachwerkbrückenbau bewährte und kerbarme Lösung für Knotenbleche auszuführen: es wurden einteilige Knotenbleche ausgebrannt, an die die Stabquerschnitte orthogonal stumpf gestoßen werden.

Neben der Lastweiterleitung in den Stahlprofilen müssen im Knotenbereich auch Lasten in den Beton und die Bewehrung eingeleitet werden. Die Anteile der einzuleitenden Normalkraft wurde über das Verhältnis der Elastizitätsmoduli von Stahl und Beton elastisch ermittelt. Die Lasteinleitung wurde an verschiedenen Knotenpunkten unterschiedlich gelöst:

Damit der Baustellenstoß der Diagonalen an die Knotenbleche zugänglich ist, endet das Rohr 250 mm vor dem Knotenblech. Während die mittlere Lamelle, die immer eine Dicke von 60 mm hat, stumpf mit dem Knotenblech gestoßen wird, werden die beiden in der Dicke abgestuften Außenlamellen 500 mm weiter geführt und mit Kehlnähten voll an das Knotenblech angeschlossen. Anschließend wurde der Stoß mit Rohrhalbschalen geschlossen, um auch den Rohrquerschnitt voll an das Knotenblech anzuschließen.

Um den Beton und die Bewehrung im Obergurt zu aktivieren, sind auf den Knotenblechen, die bereichsweise die inneren Stege ersetzen, beidseitig Kopfbolzendübel angeordnet. Die Einleitung des vertikalen Anteils in den Pfosten ist durch Kopfbolzendübel nicht zu realisieren. Beim Einfädeln der Bewehrung würden Kopfbolzen auf den Knotenblechen stören und einen Einbau des Pfostens unmöglich machen. Deshalb wird die Last hier vom Knotenblech über eine Druckplatte in Beton und Bewehrung geleitet. Die Bewehrung endet nach [1] kurz vor der Platte. Die Bewehrungsstöße im Obergurt erfolgen ebenfalls nach [1] über Druckplatten.



Bild 7: Querschnitt Mittelgurt mit Kopfbolzendübeln

Am Mittelgurt werden die Lasten ähnlich wie am Obergurt weitergeleitet. Die resultierende Horizontallast wird über Kopfbolzen eingeleitet (Bild 7), bei den Pfosten werden Druckplatten eingesetzt. Da der Mittelgurt bereichsweise Zuglasten zu übertragen hat, wird die Längsbewehrung an diesen Stellen mit Muffen gestoßen.

Am Untergurtnoten müssen zum einen die Lasten aus dem Fachwerk übertragen, zum anderen aber auch die Lasten aus den Abfangträgern und dem Nord-Süd-Dach eingeleitet werden. Im Knotenbereich fehlt am Untergurt die innere obere Kammer. Sie dient als Auflagertasche für den Abfangträger (Bild 8). Das Nord-Süd-Dach hängt an auskragenden Konsolen (Bild 9). Durch die exzentrische Lasteinleitung entstehen Momente aus der Fachwerkebene, die vom Pfosten aufgenommen werden müssen. Diese Versatzmomente sind so groß, dass der Querschnitt des Pfostens nicht mehr komplett überdrückt ist und auch die Bewehrung des Verbundquerschnittes Zugkräfte erhält. Wie bei den anderen Knoten auch wird die Betondruckkraft über eine Stoßplatte eingeleitet. Zusätzlich erhält diese Platte Anschweißmuffen, über die die Pfostenlängsbewehrung zugfest verbunden werden kann. Um den Einbau zu ermöglichen, ist direkt oberhalb der Muffen ein Übergreifungsstoß der Bewehrung vorgesehen.



Bild 8: Knotenpunkt Untergurt mit Auflager Abfanträger

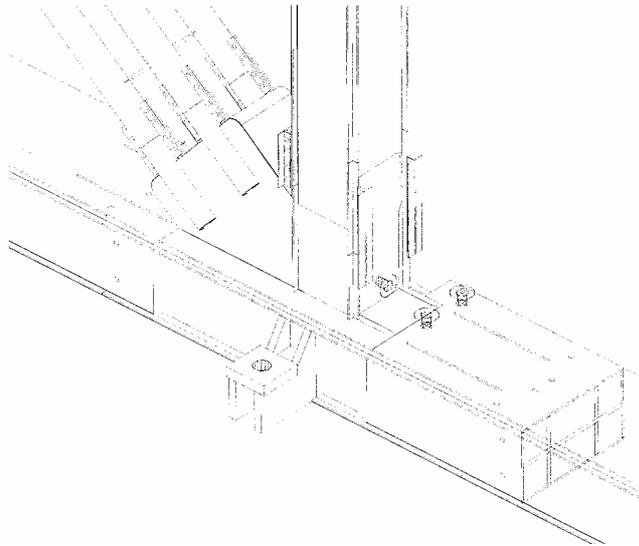


Bild 9: Kontenpunkt Untergurt mit Konsole für das Nord-Süd-Dach

## 2.4 Lagerung der Deckenträger

Das außenliegende Stahltragwerk erfährt wesentlich höhere Temperaturschwankungen als die innerhalb der klimatisierten Gebäudehülle Tragwerksteile. Um Zwangbeanspruchungen zwischen diesen Bauteilen zu minimieren, wurden unterschiedliche Arten von Gleitlagern eingebaut. Neben den bekannten Verformungsgleitlagern (bewehrte Elastomerplatten mit aufvulkanisierter, 0,5 mm dicker PTFE-Folie, die auf angeschweißte Edelstahlplatten gelegt wurden) kamen Radialgelenk- und Linienkipplager mit einer Zustimmung im Einzelfall zum Einsatz. Über diese Lager wird detailliert in [3] berichtet.

## 3 Montage

### 3.1 Konzept „Kippen der Brückenhälften“

Die Bügelbebäude des Berliner Hauptbahnhofes werden über den Gleisen und dem schon vorhandenen Ost-West-Dach errichtet. Ein wesentlicher Punkt bei der Errichtung der Gebäude spielte das Montagekonzept der Brücken. Im Vorfeld wurden verschiedene Varianten diskutiert:

- Montage mit temporären Hilfsstützen
- Freivorbau
- Taktschieben

Maßgebend für die Bewertung der Montagekonzepte für den Bau der Gebäudebrücken war aus Sicht des Bauherren die Anzahl der erforderlichen Sperrpausen. Schwebende Lasten sind über laufendem Bahnverkehr nicht zulässig. Dabei kann man durchaus diskutieren, ob für das Taktschieben Sperrpausen erforderlich sind. Beim eigentlichen Verschieben können keine Bau- oder Kleinteile auf die Gleise fallen, die eigentliche risikoreichere Montage der Bauteile findet sowieso neben dem Licht-

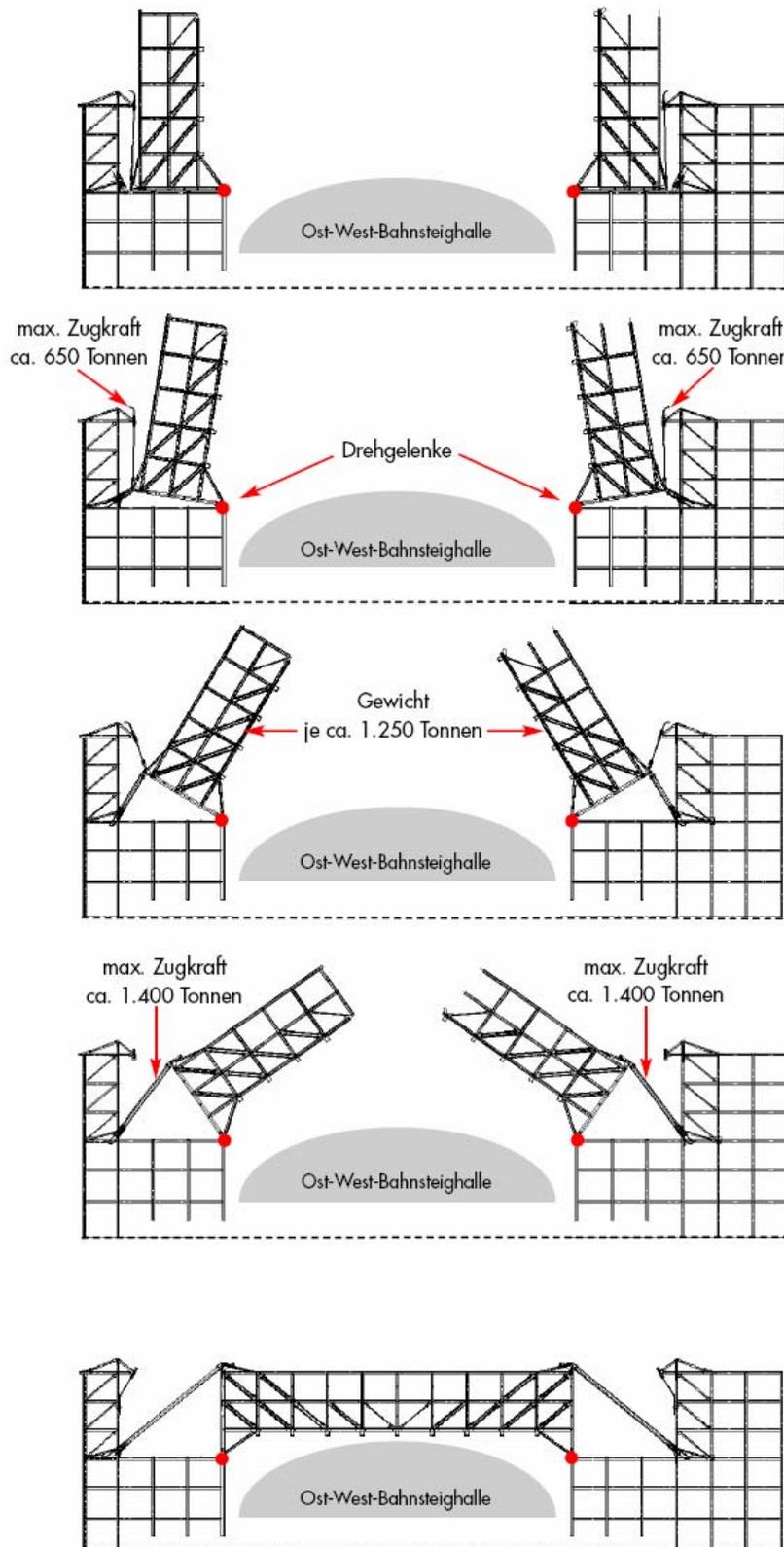
raumprofil der Gleise statt. So wird beispielsweise das Parkhaus Messe Stuttgart über dem laufenden Autobahnverkehr verschoben.

Dennoch favorisierte die DB Projektbau einen Sondervorschlag der ausführenden ARGE: Das Kippen der Brückenhälften in jeweils einer Sperrpause für jede Brücke.



Bild 11: Pylongelenk

Die Brückenhälften werden auf den bis zur Ebene 5 gebauten Türmen errichtet. Im fertigen Zustand werden die Brückenhälften über ein Gelenk im Pylon oberhalb der Ebene 5 gekippt (Bild 11) und in der Mitte miteinander verbunden (Bild 12). Ausschlaggebend für die gewählte Variante „Kippen der Brückenhälften“ war der außerhalb der Gleise und damit unabhängig vom Zugverkehr stattfindende Bau der Brückenteile auf den Türmen des Gebäudes. Es war somit nur jeweils eine Sperrpause erforderlich, um die Brückenhälften einzuklappen und eine Schutzebene über den Gleisen herzustellen. Damit verursachte der komplette Bau der Bügelgebäude nur zwei größere Sperrpausen.

**Start**  
Anheben bis 9 Grad, dann  
Einbau der Absenkanlage

Freitag, 12.08.2005

**Beginn des Klappvorganges**

Freitag, 12.08.2005,  
22:00 Uhr

**Durchfahren des indifferenten  
Gleichgewichts von  
15 bis 37 Grad**

**Zwischenphase ab 37 Grad**

Samstag, 13.08.2005

**Erreichen der Endlage,  
Verbinden der Brückenteile  
und Restarbeiten**

bis Montag, 15.08.2005,  
04:00 Uhr

## Klapp-Phasen der östlichen Bügelbrücke, Berlin Hauptbahnhof

Freitag, 12.08.2005, 22:00 Uhr bis Montag, 15.08.2005, 04:00 Uhr

Bild 12: Phasen des Kippvorgangs

Vor der Montage der Brückenhälften muss die Arbeitsebene 5 fertig gestellt sein. Die Fachwerke werden dann im stehenden Zustand aufgebaut, die Abfangträger und Deckenträger der Ebene 7 dazwischen montiert (Bild 4). Zur Aussteifung der drei Scheiben sind in jeder Brückenhälfte noch zwei Mittelstützen mit Verbänden montiert und die Pylon-Ebene ausgekreuzt. Einen Meter oberhalb der Ebene 5 ist in den Pylonen ein Gelenk eingebaut, dass nach dem Kippen geschlossen wird. Während der Montage der Brückenhälften werden die Türme im hinteren Teil weitergebaut.

Beim Kippvorgang wird die Brücke zuerst von Ebene 11 aus angehoben. Zwischen  $15^\circ$  und  $39^\circ$ , wenn der Schwerpunkt der Brückenhälfte über das Gelenk kippt, wird die Hubvorrichtung gegenüber der Absenkvorrichtung vorgespannt. Dann wird die Brücke über die Absenkvorrichtung in die endgültige Position abgelassen.

### 3.2 Kippvorgang

In der ersten Phase des Kippens werden die Brückenteile angehoben. Die Hubvorrichtung ist an einem Galgen in Ebene 11 befestigt und so angeordnet, dass bei der größten Belastung die Zugkräfte etwa senkrecht wirken. Die Hublast beträgt ca. 3400 kN in jeder Fachwerkscheibe. Mit zunehmender Neigung der Fachwerke werden die Zugkräfte in den Litzen kleiner, der horizontale Anteil der Lasten nimmt aber schnell zu. Diese Lasten werden von einem Verband zwischen den außen liegenden Stützen aufgenommen und über den Druckriegel in Ebene 5 kurzgeschlossen. Der Druckriegel in Ebene 5 ist ein verstärkter außenliegender Riegel, der für den Kippvorgang drucksteif durch die Stützen durchgebunden ist. Er dient zur Kopplung der Kräfte der Hub- bzw. Absenkvorrichtung und den Gelenkkräften.

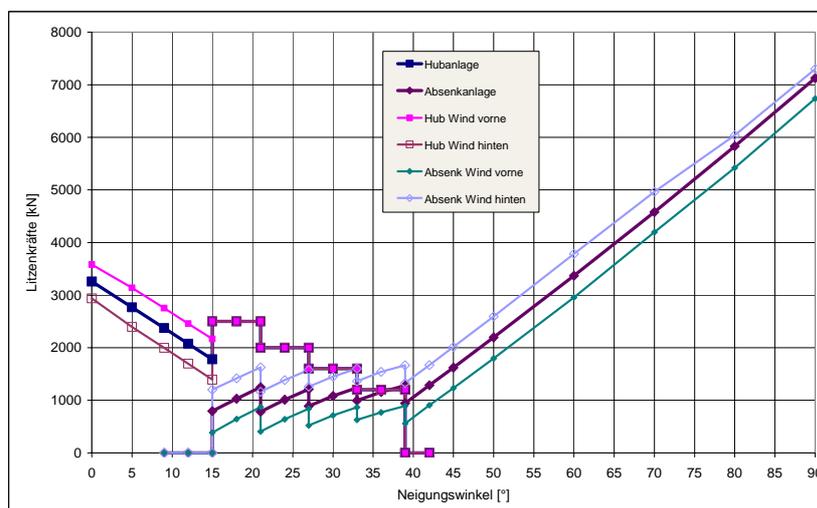


Bild 13: Seilkräfte während des Kippvorgangs

In der zweiten Phase wandert der Schwerpunkt der Brücke über das Gelenk. Da sich die Gleichgewichtslage in diesem Zustand schon durch kleine Windböen ändert, werden die Hub- und die Absenkvorrichtung gegeneinander vorgespannt (Bild 13, Bild 14). Hierbei muss eine Mindestspannung in den Litzen eingehalten werden, da-

mit diese aufgrund des Seildurchhangs nicht zu weich werden. Die Vorspannkräfte waren so ausgelegt, dass der Kippvorgang auch bei einer Windstärke von 8 Beaufort durchgeführt werden konnte. Bei der Vorspannung läuft die Wegsteuerung über die Absenkvorrichtung, die Hubvorrichtung arbeitet unter konstantem Druck. Die Kräfte in der Hubvorrichtung werden schrittweise zurückgefahren (Bild). Bei einem Winkel von  $39^\circ$  stellt sich ein stabiles Gleichgewicht zwischen Absenkanlage und Brücke ein, so dass die Hubvorrichtung ausgebaut werden kann.



Bild 14: Hub- und Absenkvorrichtung unter Vorspannung



Bild 15: Gesamtansicht bei 89°

Die Brückenteile werden in der letzten Phase weiter abgelassen bis zu einem Neigungswinkel von ca.  $89,5^\circ$  (Bild 15). Die Brückenteile haben dann die endgültige Lage in der überhöhten Form erreicht. Die Rückverankerung der 43,5 m ausragenden Brückenhälften von je 1250 t Gewicht kann in diesem Zustand nicht alleine über die außen liegenden Stützen mit der entsprechenden Deckenauflast passieren. Die Stützen dürfen keine Zuglasten in die darunter liegende Konstruktion, den eingangs beschriebenen Trägerrost, einleiten. Aus diesem Grund sind Abstreibungen zu den Kernen eingebaut worden, die das Eigengewicht von jeweils einem Kern und weitere Deckenanteile aktivieren (Bild 16). Die Verteilung der Kräfte wird mit einer Presse in der Abstreibung kontrolliert und gesteuert. In Bild 17 sind die Baubehelfe hervorgehoben.



Bild 16: Rückverankerung der Zugkräfte im Kern

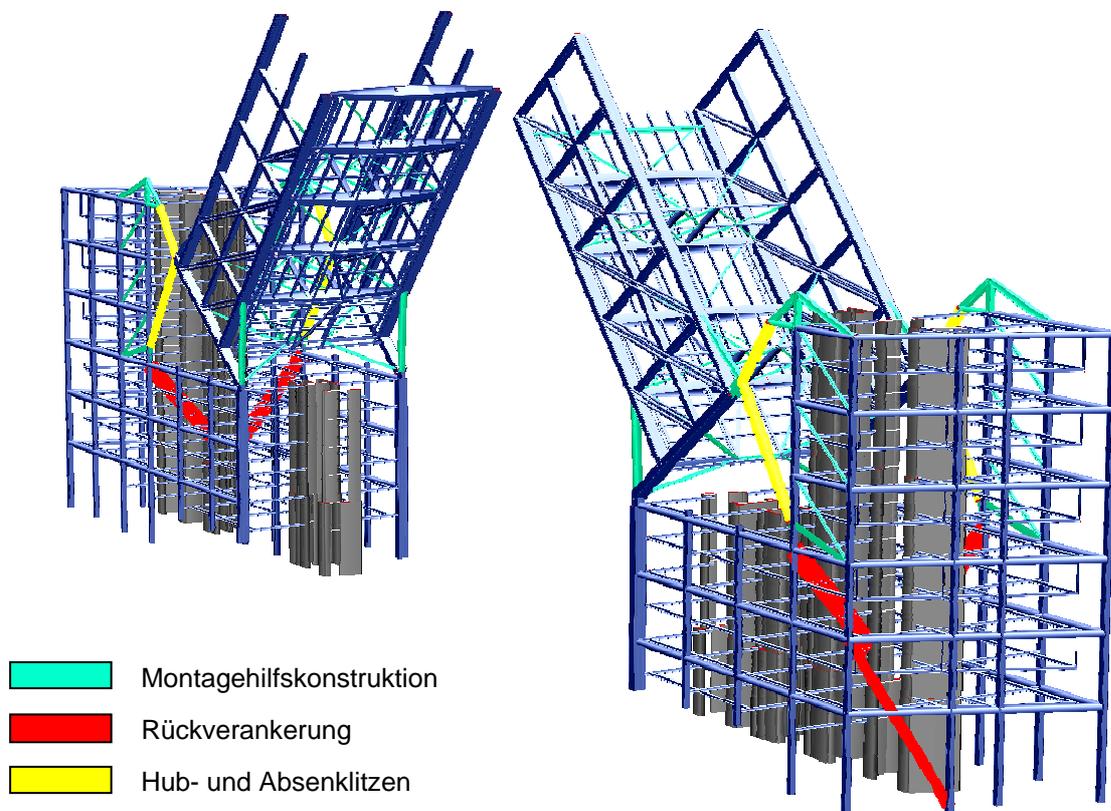


Bild 17: Rechenmodell für den Kippvorgang (Programm: RSTAB)

An den Gurten entsteht im gekippten Zustand ein Spalt von ca. 110 mm. Da das Gelenk einen Meter oberhalb der Ebene 5 angeordnet ist, erfahren die Pylone ein Biegemoment. Durch den Hebelarm können auch die Seilkräfte nicht komplett über die Druckriegel kurzgeschlossen werden und die Kerne verformen sich aufgrund der resultierenden horizontalen Last. Aus diesen Gründen bewegen sich die Gelenke etwa 55 mm aus ihrer Solllage. Mit Hilfe von zwei 100-t-Hohlkolbenpressen wurde der Spalt am Untergurt zusammengezogen. Anschließend wurden die Untergurte am mittleren, 60 mm dicken Flansch, der seitlich in diesem Bereich auf 2040 mm verbreitert war, mit seitlichen Laschen verschraubt (Bild 18). Die temporäre Laschenverbindung konnte Zugkräfte von  $N_{R,d} = 14000$  kN aufnehmen, dies entsprach den Beanspruchungen, die bis zum endgültigen Verschweißen dieses Stoßes auftraten. Die Stöße von Ober- und Mittelgurte wurden in Brückenmitte als Kontaktstoß ausgebildet. Dazu wurden die Brückenhälften wieder zirka 50 mm angehoben und die Futterplatten nach Aufmaß eingefädelt. Bei der folgenden Entlastung der Litzen schlossen sich die Druckstöße am Mittel- und Obergurt und wurden mit einer umlaufenden Dichtnaht geschlossen.

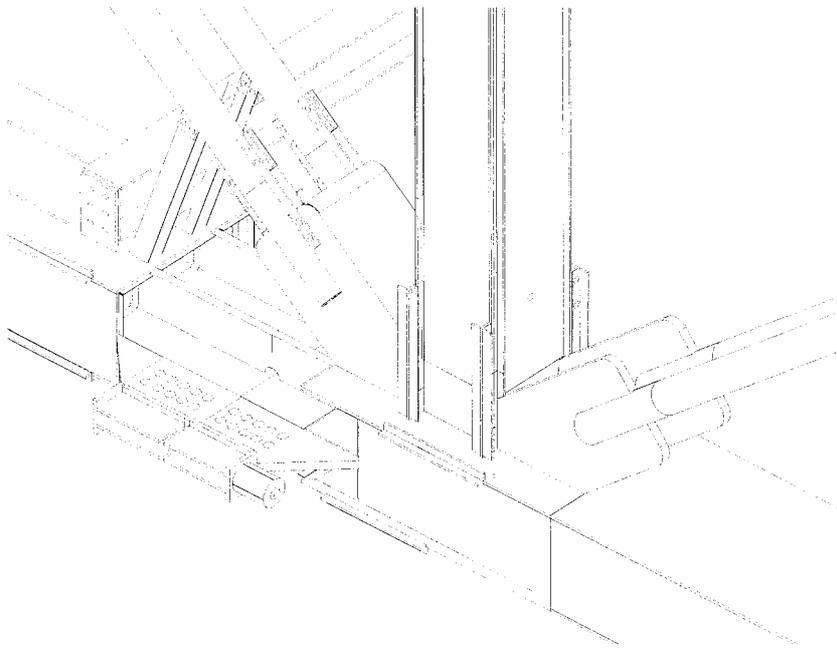


Bild 18: Detail der Untergurtverschlosserung

Sowohl Festanker am Brückenobergurt als auch die 330 t Litzenheber mussten in den Systemlinien gelenkig gelagert werden. Die Traversen bestanden aus geschweißten U500 – Paaren, zwischen denen die Litzenbündel eingefädelt werden konnten und 40 mm dicken Augenstäben (Bild 19). Sie wurden mit 180 mm und 210 mm dicken Bolzen angeschlossen.

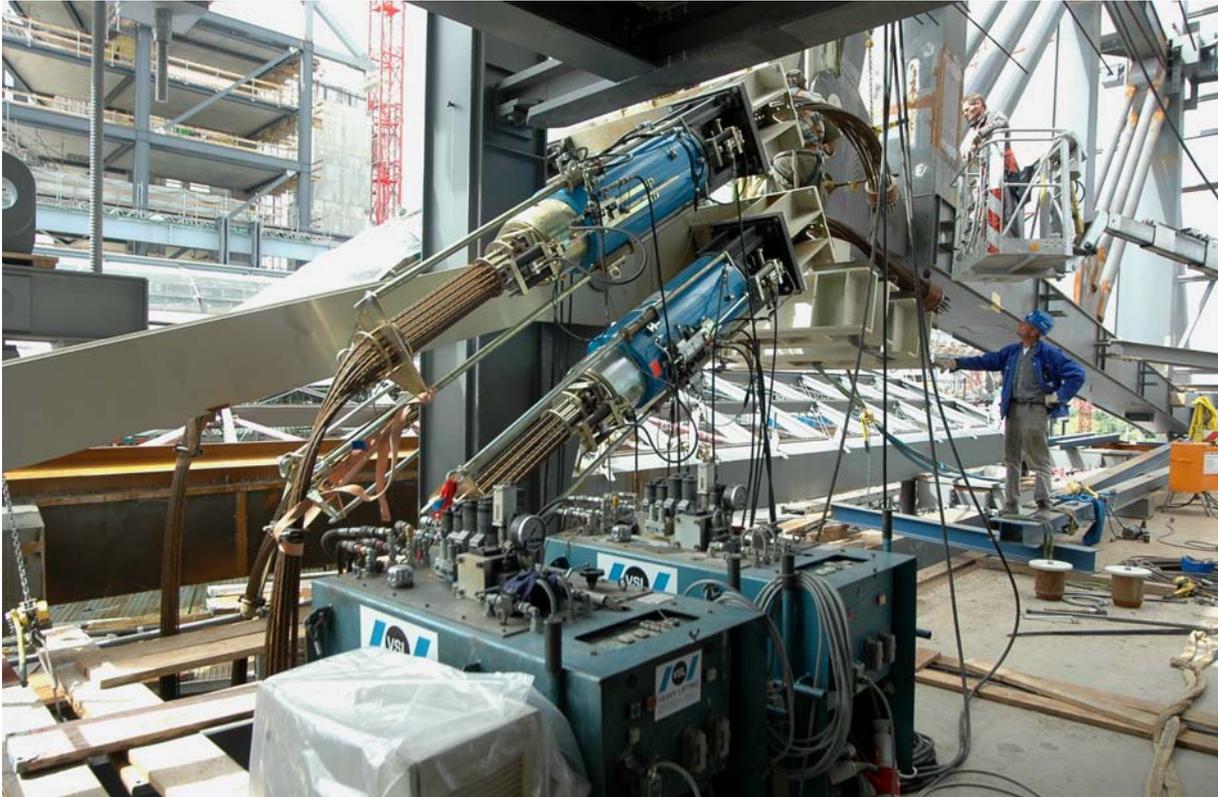


Bild 19: Absenkvorrichtung

Um die richtige Lage der Brückengelenke sicherzustellen, wurden die Löcher mit 10 mm Untermaß gefertigt und nach dem Einmessen der beiden Gelenke fluchtend aufgebohrt. Das Lochspiel für den 200 mm dicken Bolzen betrug 2 mm, dabei waren die Blechdicken der Augenstäbe so dimensioniert, dass unter Gebrauchslasten die *Hertz*schen Pressungen eingehalten wurden (Bild 11).

Die horizontalen Anteile der Seilkräfte werden über die Druckriegel in Ebene 5 mit den horizontalen Anteilen der Gelenkkraft kurzgeschlossen. Unterhalb dieser Ebene treten nur noch vertikale Lasten auf, das Kragmoment aus der Brückenhälfte wird über ein Kräftepaar aufgenommen. Der Pylon wird auf Druckkräfte beansprucht, die kleiner als die endgültigen sind,  $N_{S,d,kipp} = -15.000 \text{ kN} < N_{S,d, end} = -45.000 \text{ kN}$ . Die Zugkräfte im hinteren Bereich der Türme werden durch je zwei Verbundstützen aufgenommen. Bei der geringer auf Zug beanspruchten Stütze reichen die Auflasten aus. Die Zugkraft der anderen Stütze wird überwiegend durch die Abstrebung zum Kern aufgenommen.

Außer für die Aufnahme der Windlasten werden die Deckenscheiben und Treppenhäuserkerne aus Stahlbeton demnach beim Kippen nur als Ballast benötigt. Sämtliche Kräfte des Kippvorganges können durch das außenliegende Stahltragwerk aufgenommen werden. Um die Verformungen und damit Zwangbeanspruchungen des Massivbaus auf ein Mindestmaß zu begrenzen, wurde die Abstrebung mit dazwischen geschalteten Druckpressen vorgespannt. Dabei war ein volles Vorspannen der Zugstütze auf den maximalen Wert nicht möglich, ein Teil der Zugkraft wandert direkt in die Abstrebung. Die Vorspannung in der Abstrebung wurde deshalb in zwei Stufen, bei 40 Grad und 70 Grad Kippwinkel aufgebracht.



Bild 20: Gesamtansicht nach Ende des Kippvorgangs

#### 4 Schlußbemerkung

Bei den Bügelbauten am Berliner Hauptbahnhof wurde ein neuartiges Tragwerk in Rekordzeit auf sehr ungewöhnliche Art gefertigt und montiert. Alle Arbeiten mussten darauf ausgerichtet sein, den seit 2004 vertraglich festgelegten Kippterm einzuhalten. Dies konnte nur mit der guten Zusammenarbeit aller am Bau Beteiligten erreicht werden, denen wir an dieser Stelle danken.

##### Am Bau Beteiligte:

Bauherr	DB Station & Service AG vertreten durch DB Projektbau GmbH, Niederlassung Ost, Berlin
Architekt	von Gerkan, Marg und Partner, Hamburg
Prüfer	Dr. Stucke, Berlin
Entwurfs- und Genehmigungsstatik	Schlaich, Bergemann und Partner, Stuttgart
Montage- und Detailstatik:	Donges Stahlbau GmbH, Darmstadt

---

Auftragnehmer	Arge Lehrter Bahnhof Berlin
Ausführende Los 1	Donges Stahlbau GmbH, Darmstadt Los 1: Rohbau Bügelgebäude
Ausführende Los 2	MERO TSK, Würzburg Los 2: Glasüberdachungen und Fassaden Nord/Süd

## Literatur

- [1] *Hanswille, G.*: Die Bemessung von Stahlverbundstützen nach nationalen und EU-Regeln, Der Prüferingenieur April 2003
- [2] *Petersen, L., Naujoks, B.*: Verbundstützen der Bügelbauten über dem Berliner Hauptbahnhof, Beton und Stahlbeton, Februar 2006
- [3] *Naujoks, B.*: Tragwerk und Montage der Bügelgebäude des Berliner Hauptbahnhofes, Bauingenieur, Januar 2006
- [4] *Naujoks, Nicolay, Gugeler*, Die Stahlverbundkonstruktion der Bügelbauten des Berliner Hauptbahnhofes, Stahlbau 75, 2006

## Autoren dieses Beitrages

Dr.-Ing. Bernd Naujoks, Projektleiter für die Brücken der Bügelgebäude, Dipl.-Ing. Thorsten Nicolay, Tragwerksplanung, beide Donges Stahlbau GmbH, Mainzer Straße 55, 64293 Darmstadt

# Flügelschlag zwischen zwei Welten Airside Center Flughafen Zürich



Dipl.-Ing. (FH) Thomas Speier

Tuchs Schmid AG  
Kehlhofer Str. 54 • 8501 Frauenfeld  
Email: [t.speier@tuchs Schmid.ch](mailto:t.speier@tuchs Schmid.ch)

## Flügel Schlag zwischen zwei Welten Airside Center Flughafen Zürich

Dipl.-Ing. (FH), Thomas Speier, Tuchs Schmid AG, Frauenfeld (CH)  
Bilder: Unique/Ralph Bensberg und Tuchs Schmid AG



# Dachkonstruktion Airside Center Zürich-Flughafen



## DIE HIGHLIGHTS

### Architektur von internationalem Format

Die augenfällige und prägnante Architektur des Airside Centers ist eine Demonstration der anspruchsvollen Baukunst mit bedeutender Ausstrahlung. Das sichtbare Tragwerk vereint technische Eleganz mit Ingenieurwissen auf höchstem Niveau. Verantwortlich dafür zeichnet die Planergemeinschaft mit englischen und schweizerischen Unternehmen: Architekt Sir Nicholas Grimshaw und Ingenieur Ove Arup in Zusammenarbeit mit den Schweizer Unternehmen Itten + Brechbühl Zürich und Ernst Basler + Partner Zürich.

### Einzigartige Dachform in Stahl

Einmalig und einzigartig ist die Form des Daches: Ein ausgestreckter Flügel eines Vogels mit Neigungen auf alle Seiten und zu den Enden hin in Spitzen auslaufend. Im Innern legte man grossen Wert auf eine optimale und elegante Raumwirkung. Deshalb entschied sich die Planergemeinschaft für die Deckenkonstruktion aus Stahlrohren und nicht für die verkleideten Walzprofile bzw. eine starre Holzkonstruktion.

### Komplexe Geometrie

Bei der Dachkonstruktion handelt es sich um ein fugenloses Raumfachwerk aus Stahlhohlprofilen. Die Dachform wird aus sich schief kreuzenden, im Aufriss und im Grundriss polygonalen Fachwerken mit umlaufender Vordachauskragung gebildet. Jeder Knotenabstand, jede Stablänge, jeder Winkel und Anschluss ist dadurch variabel. An den Obergurtnoten treffen sich bis zu sieben Stäbe, an den Untergurtnoten bis zu neun Stäbe. Das Raumfachwerk hat eine Längenabmessung von 240 m und eine Breite von 50 m. Gegen das Flugfeld hin steht die Stahlrohrkonstruktion auf 24 räumlich geneigten, bis zu 17 m hohen Stützen. Auf der Rückseite übernimmt eine Stützenreihe mit dem Rasterabstand von 7,75 m die Tragfunktion des Daches.

### Stützen und Lager als technische Raffinesse

Die konischen Stützen wurden an den Enden mit gegenseitigen Gewinden versehen, um während der Bauphase ein Justieren des Daches zu ermöglichen. Grosse Beachtung wurde dabei auf die Stützenfüsse gelegt. Aus 13 Teilen setzt sich eines der anspruchsvollsten Teile des gesamten Bauwerks zusammen. Jeder Stützenfuss und jedes Stützenpaar hat aufgrund der komplexen Geometrie eine andere Abmessung. Zusätzlich übernehmen diese Teile die Horizontalstabilisierung. Auf der Gegenseite lassen 27 Gleitlager – mit teflonbeschichtetem Lastofonblock und Sicherheitsbolzen gegen das Abheben – eine Horizontalverschiebung von  $\pm 200$  mm zu. Somit sorgen sie für die nötige Sicherheit bei Erdbeben.



## HÖCHSTE ANSPRÜCHE AN DIE AUSFÜHRENDE UNTERNEHMUNG

### Die Montage war für Planung und Produktion ausschlaggebend

Früh zeigte sich, dass die geplante Montage von Grossteilen ausserhalb des Flughafengeländes Transport- und Hebe probleme mit sich brachte. In Verhandlungen mit der Bauleitung einigte man sich auf kleinere Montageelemente und auf einen Zusammenbauplatz direkt vor dem Airside Center. Dies beeinflusste den ganzen Planungs- und Fabrikationsablauf massgebend.

### Planung komplett auf CAD

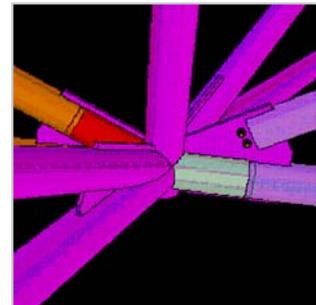
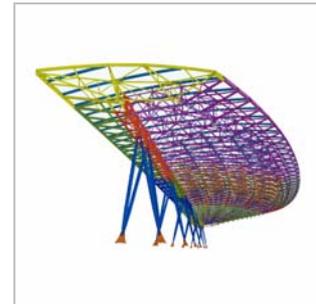
Die Raumfachwerke planerisch und im Toleranzbereich darzustellen, stellte die CAD-Anwender vor eine riesige Aufgabe. Dank dem umfangreichen Know How der Planungsmitarbeiter im Umgang mit dem 3-D-CAD-Programmen konnte die Detailplanung vollständig auf EDV umgesetzt werden. Um das räumliche Verständnis für Statik, Architektur und Ausführung der der komplexen Untergurtfachwerkknoten in den Griff zu bekommen, wurde unterstützend ein 1:1 Modell gebaut. Die gesamte Konstruktion wurde auf 5'800 Produktionsplänen aufgezeichnet. Es folgten umfangreiche Masskontrollen, so dass die Daten der Produktion einwandfrei übermittelt werden konnten. Auch Zulieferer mussten mit den etappenweisen elektronischen Daten beliefert werden.

### CIM – der Schlüssel zum Erfolg in der Produktion

Die komplexe Geometrie führte zu einer Riesenmenge von Konstruktionsteilen, welche sich oft nur minimal unterschieden. Sämtliche Profile und Anschlussbleche waren in Länge und Form variabel wie auch alle Anschlusswinkel. Aufgrund des vorgegebenen Produktionsfristen und damit die Fehlerquote beim Zuschnitt der Stahlrohreile auf dem Minimum gehalten werden konnte, kam eine konventionelle Produktion nicht in Frage. So wurden die CAD-Daten direkt auf die CIM-Anlage übermittelt.

### Ordnung ist das halbe Leben!

Eine grosse Herausforderung bestand in der Sortierung und minutiösen Beschriftung der produzierten und angelieferten Stahlrohreile. Nur so war ein speditiver und fehlerfreier Zusammenbau der insgesamt 4150 Montage teile in den Werkhallen in Frauenfeld möglich.



### Überblick in der Logistik

Aufgrund des neuen Konzeptes konnte nun Sektor um Sektor geplant, produziert, in der Werkstatt zusammengeschweisst und mit Spezialtransporten auf die Baustelle geliefert werden. Für die Anlieferung der Teile zum Flughafen musste ein spezielles Programm erstellt werden. Es galt, die Etappenelemente in richtiger Reihenfolge und dem Montageprogramm angepasst anzuliefern. Zu berücksichtigen war, dass der Flughafen keine Kompromisse bei der Anlieferung eingehen konnte und der Lagerplatz vor dem Airside Center in der Grösse beschränkt war. Die ersten zwei Dachelemente und alle Längsfachwerke wurden in nächtlichen Spezialtransporten auf die Baustelle gebracht.

### Montage – das Wachsen des Flügels

Der Zusammenbau der Teile auf dem Montageplatz vor dem Airside Center musste ebenfalls in Etappen erfolgen. Das Heben der schweren und langen Konstruktionen und das Ausrichten der 17 m langen Stützen verlangte höchste Konzentration und einen Grosseinsatz von erfahrenen Monteuren. Zudem musste die Montagezeit von knapp 5 Monaten zwingend eingehalten werden. Dies verlangte einerseits ein kontinuierliches Anliefern der weiteren Etappenteile und andererseits auch die Übersicht über den zur Verfügung stehenden Platz. Die Längsfachwerke wurden mit den anderen Elementen am Bau verbunden. Zunächst mit Montagehilfen geschraubt, zu einem späteren Zeitpunkt statisch geschweisst und mit Rohrhalbschalen verkleidet, damit keine Verschraubung sichtbar blieb. 14 überdimensionale Elemente (8 x 40 m, 22 to) wurden mit Hilfe von verschiedenen Krane montiert. Als Haupthebegerät stand ein 2500 mt Raupenkran im Einsatz.

### TERMINE

- Auftragserteilung November 2001
- Montageende Ende Januar 2003
- Planung 8 Monate
- Werkstatt 8 Monate
- Montage 5 Monate



## STATISTIK

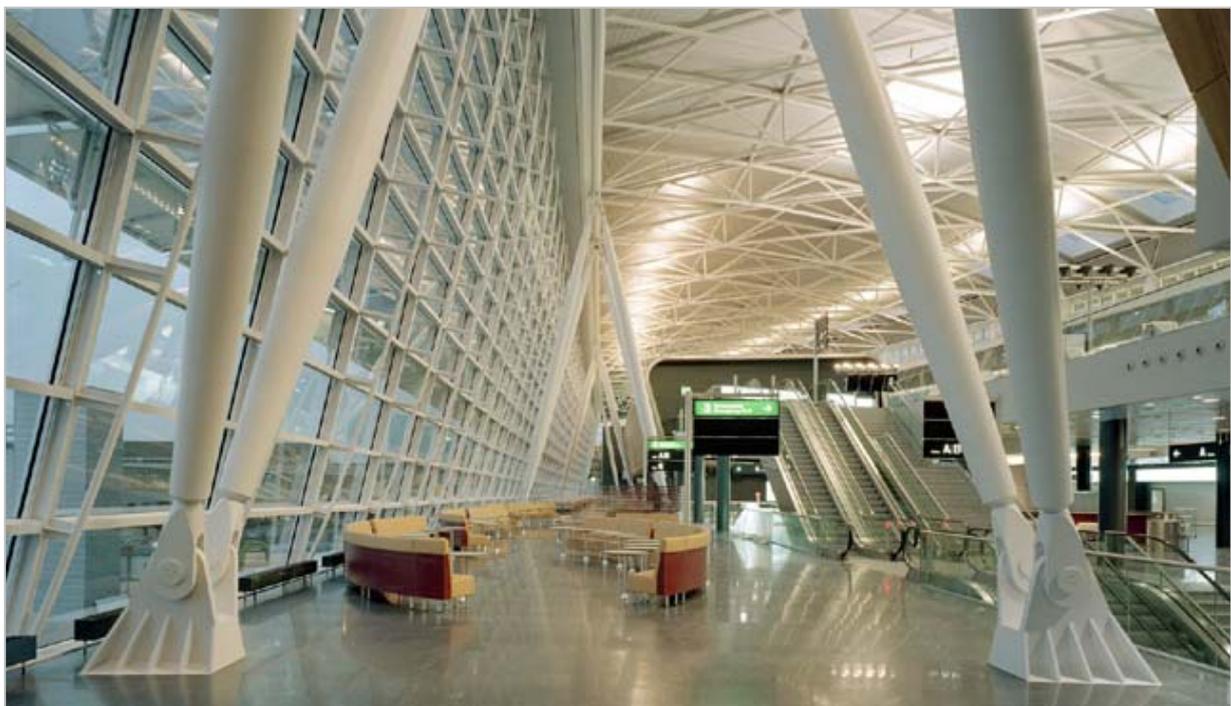
- Stahlgewicht 1050 to
- Stahloberfläche von 13'350 m<sup>2</sup>
- Dachblech von 9'000 m<sup>2</sup>
- 14'850 Einzelteile, davon
  - 3'000 Rohre
  - 1100 Halbschalen
  - 150 RND
  - 9300 Bleche
  - 1300 H + L- Profile
- 4150 Montagebauteile
- 5800 CAD-Pläne



## DAS BAUOBJEKT

### Konzept und Nutzung des Airside Centers

Das Airside Center ist neben dem Dock Midfield und dem Bahnhofsterminal/Plaza eines der Kernstücke der 5. Ausbautappe des Flughafens Zürich und dient als zentrale Drehscheibe. Als Verbindung der beiden bestehenden Fingerdocks Terminal A und B und Zugang zur unterirdischen Station der Skymetro trägt das Airside Center auch den Namen "Umsteigehalle der Schweiz" oder "Tor zur Schweiz". Die Lage am Rande des Flugfeldes und die Bauart als Aussichtsbalkon lassen die Passagiere teilhaben vom Geschehen auf dem Flugfeld. Grundgedanke der Planungsgruppe war, dass die Reisenden einen erinnerbaren Leitbau speichern und so ein Stück "Swissness" in sich mitnehmen und in die Welt hinaus tragen.



# GFK-Fahrbahnplatten im Brückenbau Forschung und Anwendungen



Dr. ès sc. Herbert W. Gürtler

Dr. Deuring + Oehninger AG  
Römerstrasse 21 • CH- 8401 Winterthur  
Email: [herbert.guertler@deuring.ch](mailto:herbert.guertler@deuring.ch)

# GFK-Fahrbahnplatten im Brückenbau - Forschung und Anwendung

Dr. ès sc. Herbert W. Gürtler, Dr. Deuring & Oehninger AG, CH-Winterthur

## Zusammenfassung

Dieser Beitrag soll beim Einstieg in die Welt der Fahrbahnplatten aus Glasfaserverstärktem Kunststoff helfen. Er gibt einen kurzen Überblick über die verschiedenen erhältlichen Profile sowie deren Herstellung. Im Weiteren wird auf die Verbindung zwischen Hauptträgern und Fahrbahnplatten, und auf den neuesten Stand der Forschung im Bezug auf die Verbundwirkung zwischen den Tragelementen eingegangen. Abschliessend werden einige ausgeführte Projekte vorgestellt.

## 1 Einleitung

Die letzten Jahrzehnte haben gezeigt, dass bedingt durch Taumittleinsatz und die Belastung durch den Strassenverkehr, die Sanierung von Brücken teils erhebliche Kosten verursacht. Um diese Kosten zu reduzieren wurden Anfang der 90er Jahre Fahrbahnplatten aus Glasfaser verstärktem Kunststoff entwickelt [1]. Diese Fahrbahnplatten haben gegenüber den herkömmlichen Fahrbahnplatten aus Beton wesentliche Vorteile. Einer ist das geringe Gewicht in Verbindung mit einer hohen Festigkeit. Im Zusammenhang mit dem aggressiven Umfeld einer Strassenbrücke aber sind die Unempfindlichkeit gegen Wasser und Tausalz mindestens genauso hoch zu bewerten. Diese Eigenschaften haben dazu geführt, dass weltweit bereits über 100 Brücken mit GFK-Fahrbahnplatten für den Strassenverkehr gebaut wurden [2]. Eine fehlende Bemessungsnorm sowie die relativ hohen Herstellungskosten haben aber bisher einen grossflächigen Einsatz von GFK-Fahrbahnplatten verhindert.

Die quer zur Brückenachse verlaufenden Fahrbahnplatten benötigen in der Regel Stahl- oder Betonhauptträger auf denen sie befestigt werden können. Erst durch die Verbindung mit diesen Hauptträgern können grössere Spannweiten (bis ca. 50m) überbrückt werden - somit entsteht die Stahl- (oder Beton) GFK Verbundbrücke. Der Verbindung dieser beiden Konstruktionselemente sowie den daraus resultierenden Schlussfolgerungen für die Verbundwirkung und die Bemessung soll in diesem Beitrag besonderes Augenmerk geschenkt werden. Bild 1 zeigt schematisch, wie in Zukunft eine Stahl-GFK Verbundbrücke aussehen kann.

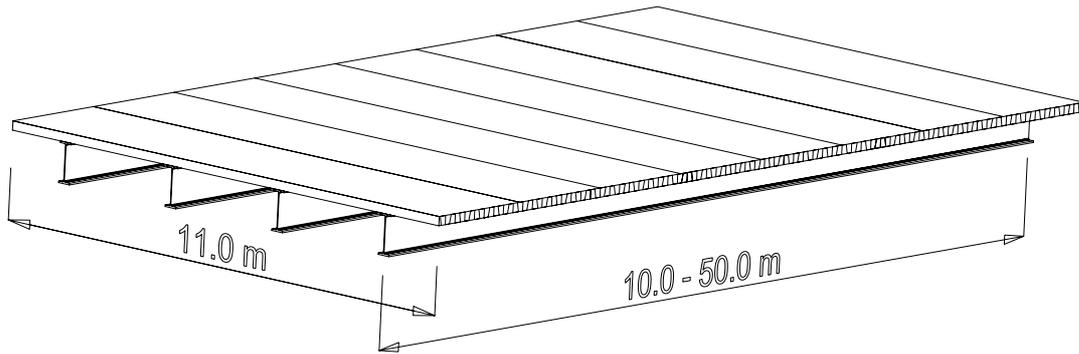


Bild 1: Stahl-GFK Verbundbrücke

## 2 GFK Fahrbanhplatten

GFK Fahrbanhplatten können in zwei Gruppen unterteilt werden. Pultrudierte Profile (Strangziehen) und Sandwichelemente. Obwohl in der Vergangenheit eine nicht unwesentliche Anzahl von Brücken mit Sandwichelementen gebaut wurde [2] kommt den pultrudierten Profilen in Zukunft eine wesentlich grössere Bedeutung zu. Dies liegt hauptsächlich an der industriellen Herstellung, welche eine schnelle und rationelle Fertigung erlaubt. In Bild 2 sind die gängigsten GFK Fahrbanhplatten zusammengestellt, wobei die Systeme (a) - (d) mittels Pultrusion hergestellt sind. Die Systeme (e) und (f) sind Sandwichelemente.

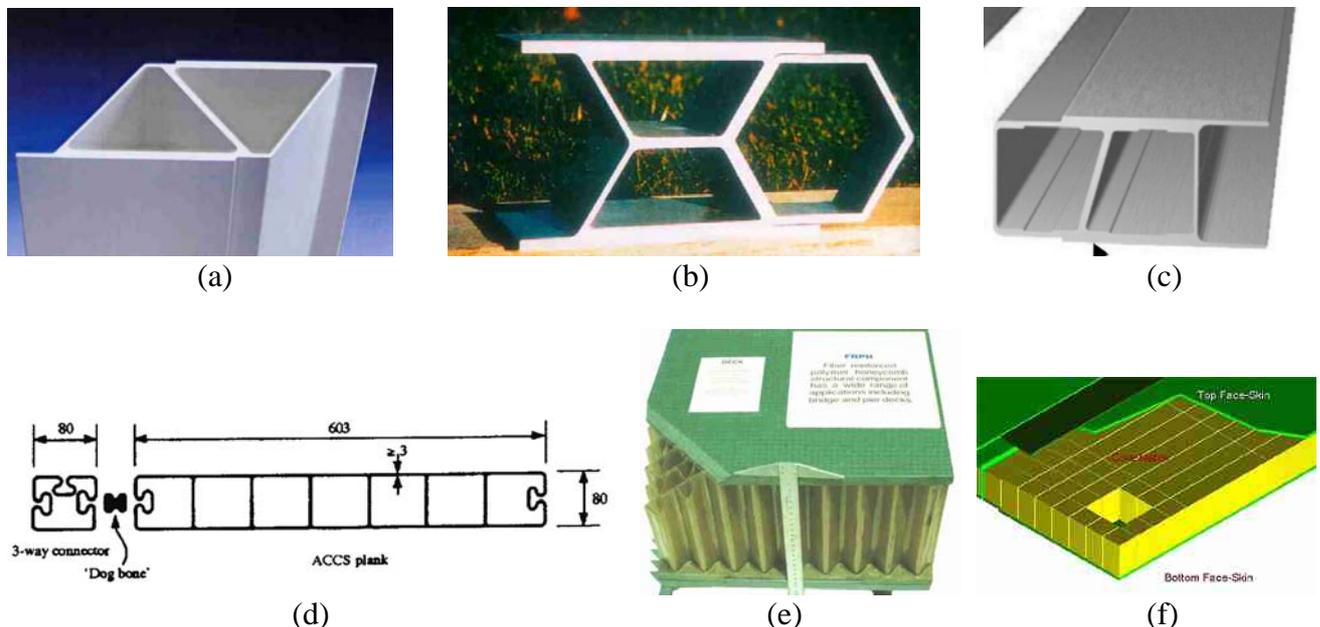


Bild 2: GFK-Fahrbanhplatten: (a) ASSET, (b) Superdeck, (c) DuraSpan, (d) ACCS, (e) Kansas, (f) Hardcore

Pultrusion, auch Strangziehen genannt ist eine Methode zur Herstellung von GFK Profilen in einem kontinuierlichen Ablauf [3]. Die E-Glasfasern bzw. Matten werden an einem Ende der Produktion auf Rollen bereitgestellt und zunächst durch ein

Harzbad geführt. Das Faserharzgemisch durchläuft dann mehrere Vorformstationen bis die endgültige Form erreicht ist. Danach wird das Profil bei ca. 100 - 200°C ausgehärtet. Nach der Aushärtung kommt das Ziehwerkzeug, welches das Profil aus der Anlage herauszieht. Mittels einer herkömmliche Kreissäge werden die Profile dann auf die gewünschte Länge (Brückenbreite) abgesägt. Je nach Transportkapazität werden bereits im Werk die einzelnen Profile zu Fahrbahnplatten verklebt, diese Elemente sind so gross, dass sie gerade noch problemlos auf die Baustelle transportiert werden können.

Sandwichelemente können auf verschiedene Arten hergestellt werden, wobei der Automatisierungsgrad bei sämtlichen Methoden wesentlich unter dem der Pultrusion liegt. Das in Bild 2 (f) gezeigte System wird mittels des VARTM (Vacuum Resin Transfer Moulding) Prozesses hergestellt [4]. Hierbei wird das Harz durch eine Vakuumpumpe in die vorgefertigte, bereits mit den Glasfasern und dem Kernmaterial ausgestattete Form eingebracht. Das Kansas-Deck in Bild 2 (e) ist zum grössten Teil durch Handlaminiierung hergestellt. Die Vorteile der Sandwichsysteme liegen darin, dass die Dicke der "Flansche" leicht den Erfordernissen angepasste werden kann, und dass bei einer entsprechenden statischen Höhe keine Hauptträger nötig sind.

### 3 Die Verbindung von Hauptträgern und GFK-Fahrbahnplatten

Bisher wurden zur Verbindung der Hauptträger mit den GFK-Fahrbahnplatten fast ausschliesslich konventionelle Methoden herangezogen. Hierbei kamen insbesondere Kopfbolzendübel (s. Bild 3a) und Schraubverbindungen (s. Bild 3b) zum Einsatz. Beide Methoden sind für die Verbindung von konventionellen Werkstoffen (Stahl-Stahl oder Stahl-Beton) durchaus geeignet und haben ihre Verlässlichkeit über Jahrzehnte bewiesen. In Verbindung aber mit dem stark anisotropen Werkstoff GFK offenbaren diese Methoden schnell ihre Schwächen und Grenzen. In wirtschaftlicher wie auch in statische Hinsicht ist die Anwendung dieser Verbindungsmethoden bei Verbundbrücken problematisch. Der hohe Arbeitsaufwand bei der Montage verursacht hohe Kosten, die bedingt durch den relativ hohen Preis der Fahrbahnplatten, schnell eine ausschlaggebende Wirkung bei der Vergabe von Projekten haben können. Aus statischer Sicht ist die Anwendung deshalb schwierig, da die Schubkräfte lokal in die Brückenelemente eingeleitet werden. Hierdurch entstehen Spannungsspitzen bei der Krafteinleitung und bei Erreichen der Bruchlast grosse Verformungen, welche rechnerisch kaum erfassbar sind. Ausserdem kann der positive Einfluß der Fahrbahnplatten (Verbundwirkung) auf die Tragwirkung nicht bestimmt werden, was grössere Hauptträger und somit höhere Kosten zur Folge hat.

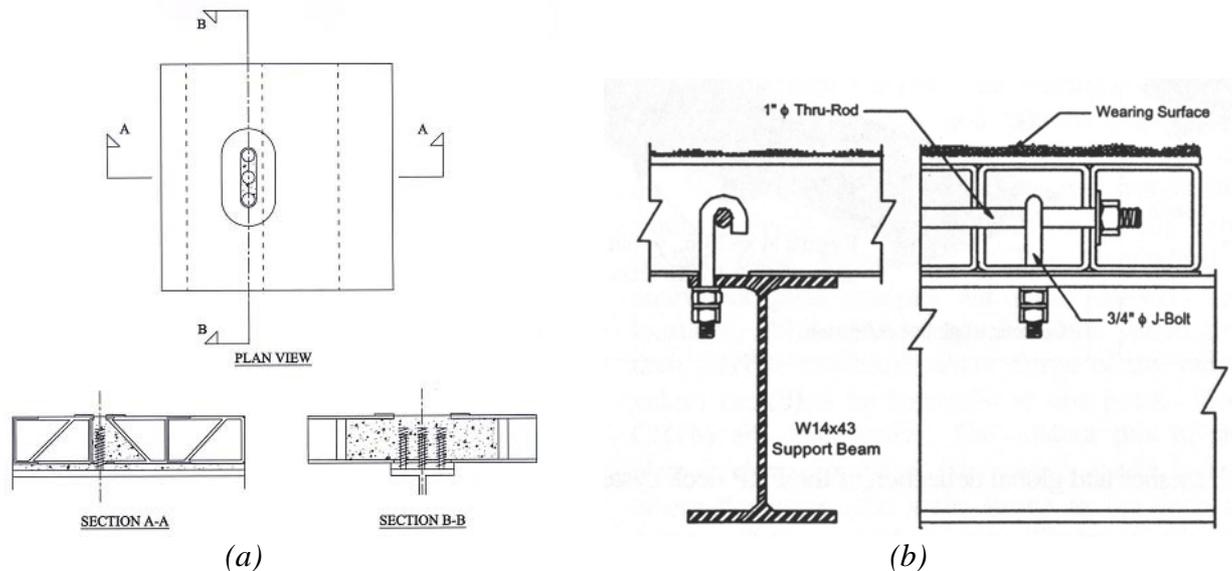


Bild 3: Kopfbolzendübel (a) und Schrauben (b) als Verbindung von Hauptträgern und GFK Fahrbahnplatten

Ein neuer Weg wurde in [5] und [6] beschrieben. Um eine kontinuierliche Kräfteinleitung zu erreichen wurde für die Verbindung der Haupttragelemente ein zwei Komponentenkleber eingesetzt. Bild 4 zeigt einen schematischen Querschnitt durch einen solchen Träger. Kleben hat gerade im Schiffs- und Flugzeugbau eine lange Tradition, der Einsatz zur Verbindung von GFK Fahrbahnplatten mit Stahlhauptträgern allerdings war komplett neu. Durch den Einsatz der Klebetechnik konnten beide Schwachpunkte der konventionellen Verbindungstechniken entschärft werden. Wie bei den "normalen" Verbindungstechniken auch werden die GFK-Profile zunächst in der Werkstatt zu Elementen zusammengeklebt, die noch problemlos auf die Baustelle transportiert werden können. Die Arbeiten auf der Baustelle aber reduzieren sich auf ein Minimum, denn die angelieferten Elemente müssen nur noch auf die vorbereiteten Stahlträger aufgelegt werden. Durch ihr geringes Gewicht (ca.  $100\text{kg/m}^2$ ) können kleinere Hebezeuge verwendet werden als z.B. bei Betonfertigteilen, was die Kosten zusätzlich reduziert. Weiterhin wird durch die Klebung eine kontinuierlich Kräfteinleitung erreicht, was lokale Spannungsspitzen verhindert und eine rechnerische Erfassung der Tragstruktur möglich macht. Somit kann auch der positive Einfluss der Verbundwirkung auf die Gebrauchstauglichkeit und die Traglast genau erfasst werden, wodurch eine weitere Reduktion der Kosten erreicht wird.

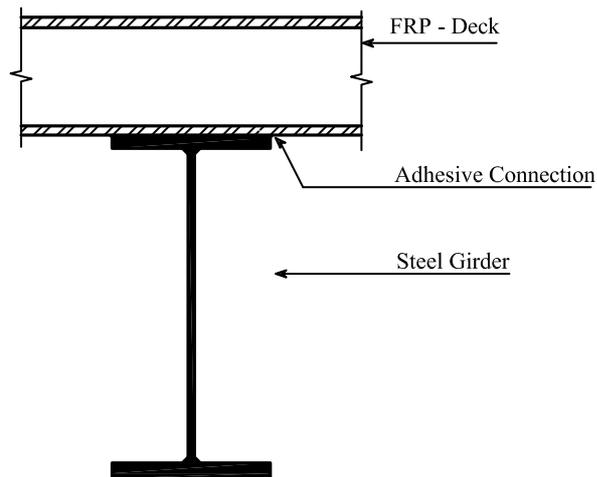


Bild 4: Querschnitt durch einen geklebten Stahl-GFK Verbundträger



Bild 5: Versuchsträger aus [5] mit geklebter Fuge zwischen Stahlträger und Fahrbanhplatte (keine mechanischen Verbindungsmittel) nach aufbringen der Bruchlast.

#### 4 Einfluss der Verbundwirkung auf das Tragverhalten

Alle bisher ausgeführten Strassenbrücken mit GFK Fahrbanhplatten wurden, mangels eines geeigneten Berechnungsverfahrens, ohne Berücksichtigung der Verbundwirkung zwischen Stahlhauptträgern und GFK-Fahrbanhplatten ausgeführt. Dies führt statisch zwar zu einem Ergebnis "auf der sicheren Seite", vom wirtschaftlichen Standpunkt aber betrachtet kann auf diese Art und Weise kaum ein konkurrenzfähiges Angebot erarbeitet werden, da die Stahlträger immer überdimensioniert sind. Um langfristig einen Einsatz von GFK Fahrbanhplatten im Brückenbau zu erreichen muss somit der Grad der Verbundwirkung bei der Bemessung der Brücke berücksichtigt werden können. Mit den Forschungsergebnissen aus [5] und [6] liegt ein Berechnungsmodell vor, mit dem das Verhalten von Stahl-GFK Verbundträgern bestimmt werden kann. Somit ist der Grundstein für eine häufigere Anwendung von GFK-Fahrbanhplatten im Brückenbau gelegt.

## 5 Zur Bemessung von geklebten Stahl-GFK Verbundbrücken

Die Bemessung von Stahl-GFK Verbundbrücken kann in zwei Teile gegliedert werden. Zum einen muss das Tragverhalten in Brückenlängsrichtung erfasst und beurteilt werden und zum anderen das Verhalten in Brückenquerrichtung. Das Verhalten in der Haupttragrichtung der Brücke kann mit den Angaben in [5] für zwei gängige GFK Fahrbahnplatten bestimmt werden. Es lassen sich die Durchbiegungen wie auch die Bruchlast von Verbundträgern mit ASSET oder DuraSpan Fahrbahnplatten bestimmen.

Wie aus Bild 1 ersichtlich sind für eine Stahl-GFK Verbundbrücke immer mehrere Hauptträger nötig. In Brückenquerrichtung verhält sich die Fahrbahnplatte dementsprechend wie ein Durchlaufträger mit einer elastischen Einspannung über den Auflagern. Durch die Einzellasten ergeben sich somit Kräfte aus der Brückenebene heraus. Mit dem in [6] angegebenen Berechnungsmodell lassen sich in Abhängigkeit der Geometrie des Stahlträgers und des Abstandes der Hauptträger die Zugspannungen in der Klebefuge bestimmen.

## 6 Ausgeführte Projekte

Woodington Run, Darke County, USA:



Projekt:	Neubau
Baujahr:	1999
GFK-Fahrbahnplatte:	DuraSpan (Pultrusion), Martin Marietta Composites, USA
Spannweite:	L = 14.02 m
Hauptträger:	Stahl
Hauptträgerabstand:	e = 2.51 m
Verbindung GFK↔Stahl:	Kopfbolzendübel

Bentley's Creek, Chemung County, USA:

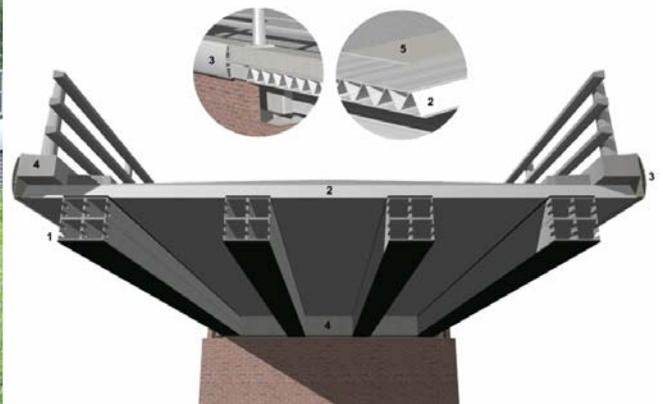
Projekt:	Fahrbahnerneuerung (Ersatz Betonfahrbahnplatte)
Baujahr:	1999
GFK-Fahrbahnplatte:	Hardcore Deck (Sandwich Elemente), Hardcore Composites USA
Spannweite:	L = 42.67 m
Breite:	B = 8.55
Stahlfachwerkbrücke	

West Mill Bridge, Oxfordshire County, England\*:

Ansicht:



Schnitt:



Projekt:	Neubau
Baujahr:	2002
GFK-Fahrbahnplatte:	ASSET (Pultrusion), Fiberline Composites Dänemark
Spannweite:	L = 10.00 m
Hauptträger:	4 x 4 GFK □-Profile
Hauptträgerabstand:	e = 1.75 m
Verbindungen:	2-Komponenten Epoxydharz Kleber

\* Bildquelle: Fiberline Composites Dänemark

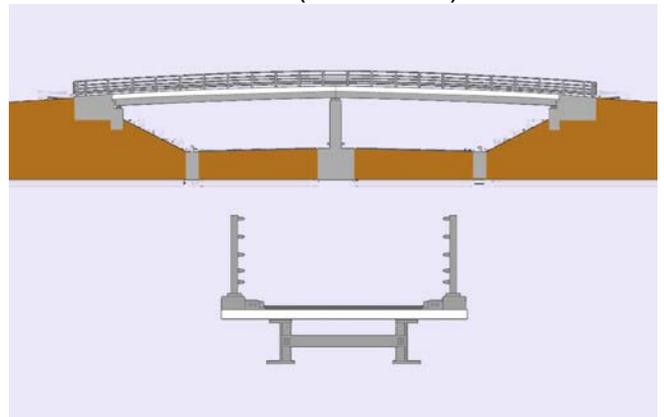
Strassenbrücke Klipphausen, Sachsen, Deutschland\*

Projekt:	Neubau
Baujahr:	2004
GFK-Fahrbahnplatte:	ASSET (Pultrusion), Fiberline Composites Dänemark
Spannweite:	L = 6.60 m
Verbindungen:	2-Komponenten Epoxydharz Kleber

Brücke über die Autobahn M6 bei Bilsborrow, England\*

Situation:

Ansicht und Schnitt (Animation):



Projekt:	Neubau
Fertigstellung:	April 2006
GFK-Fahrbahnplatte:	ASSET (Pultrusion), Fiberline Composites Dänemark
Spannweite:	L = 2 x 25.7 m
Hauptträger:	Stahl
Hauptträgerabstand:	e $\cong$ 2.50 m
Verbindung GFK $\leftrightarrow$ Stahl:	2-Komponenten Epoxydharz Kleber

## 7 Schlussfolgerungen

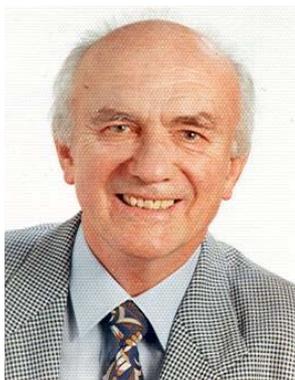
Im vorliegenden Artikel und in den angegebenen Literaturquellen werden Hinweise gegeben, die zu einem besseren Verständnis des Tragverhaltens von Stahl-GFK Verbundbrücken und zu einer wesentlich einfacheren Anwendung von GFK-Fahrbahnplatten beitragen. Anhand dieser Angaben können nahezu alle statisch relevanten Spannungen und Verformungen von Stahl-GFK Verbundbrücken berechnet werden.

Die aufgeführten Projekte zeigen, dass nicht nur in den USA sondern auch in Europa Brücken mit GFK-Fahrbahnplatten vermehrt eingesetzt werden und an Bedeutung gewinnen. Die Anwendung von GFK Fahrbahnplatten ist hierbei keineswegs auf Neubauten beschränkt, auch beim Ersatz von Betonfahrbahnplatten können die Vorteile der leichten und schnell zu montierenden Elemente genutzt werden.

## 8 Literatur

- [1] J. Plecnik and W. Azar: Highway Bridge Deck Applications, International Encyclopedia of Composites, 1991, volume 6, Seiten 430-445
- [2] T. Keller, J. de Castro, S. Dolley, V. Dubois: Use of Fiber Reinforced Polymers in Bridge Construction, Swiss Federal Roads Authority, 2001, Bericht Nr. 555,
- [3] J. Murphy: Reinforced Plastics, 2<sup>nd</sup> Edition, Elsevier Advanced Technology, 1998, ISBN1 85617 348~8,
- [4] V.M Karbhari, F. Seible, R. Burgueno, A. Davol, M. Wernli, L. Zhao: Structural Characterization of Fiber-Reinforced Composite Short- and Medium-Span Bridge Systems, Applied Composite Materials, 2000, volume 7, Seiten 151-182
- [5] H. Gürtler: Composite action of FRP bridge decks adhesively bonded to steel main girders, Doctoral Thesis Nr. 3135, 2004, EPFL, <http://library.epfl.ch/theses/?nr=3135>
- [6] M. Schollmayer: Through-thickness performance of adhesive connections between FRP bridge decks and steel main girders, Doctoral Thesis, EPFL, in Bearbeitung

# Hochgeschwindigkeitsverkehr in Europa



Dr.-Ing. Manfred Weigend

Dr. Weigend  
Birkenstr. 37 • 82024 Taufkirchen  
Email: [dr.weigend@weigend.de](mailto:dr.weigend@weigend.de)

# Eisenbahn-Hochgeschwindigkeitsverkehr in Europa

Dr.-Ing. Manfred Weigend, Dr. Weigend, Taufkirchen

## 1 Der Anfang der Eisenbahn in Europa

1825 war Geburtsjahr der Eisenbahn auf dem europäischen Kontinent: Am 6. Dezember fuhr in Nürnberg der erste Zug nach dem sechs Kilometer entfernten Fürth ab – sieben Monate zuvor allerdings, im Mai 1825, wurde schon in Belgien, zwischen Mecheln und Brüssel, eine Eisenbahnstrecke in Betrieb genommen. Damit begann, zehn Jahre nachdem die 1815 die erste Eisenbahn der Welt, die von Stephenson erbaute Strecke von Stockton nach Darlington eröffnet wurde, das Eisenbahnzeitalter auf dem europäischen Kontinent.

Nur wenig später, im April 1836, war ein Teilabschnitt der ersten deutschen Ferneisenbahn Leipzig – Dresden fertiggestellt und unmittelbar darauf begann ein Netz zu entstehen, das in Deutschland bis 1880 einen Umfang von ca. 60 000 km erreichte und europaweit schon fast alle später wichtigen Strecken umfasste.

Ein überaus glücklicher Umstand war es dabei, dass Stephenson anfangs das absolute Monopol im Lokomotivbau besaß, wodurch sich weitestgehend die „englische“ Spurweite von:

$$4 \text{ feet; } 8 \frac{1}{2} \text{ inch} = \mathbf{1435 \text{ mm}}$$

durchsetzte, die heute als „Normalspur“ bezeichnet wird und mit der gegenwärtig ca. 75 % aller Eisenbahnen der Welt ausgestattet sind.

Die Wahl der einheitlichen Spurweite war nicht unumstritten, die Kriegsministerien warnten vor der möglichen Durchfahrt eines Gegners durch das Inland mit diesem eigenem Rollmaterial. Glücklicherweise aber setzten sich diese Bedenken (abgesehen von einer kurzzeitigen Breitspurepisode in Baden) in Deutschland und den Nachbarländern nicht durch und so entstand in Europa vom Norden Norwegens und Schwedens bis nach Sizilien und zum Bosphorus sowie von den Pyrenäen bis zur Ostgrenze Polens ein einheitliches Normalspurnetz. Nur in Russland und Finnland einerseits und auf der iberischen Halbinsel andererseits fiel die Wahl auf eine breitere Spur von 1524 bzw. 1638 mm.

In diesem Zusammenhang soll darauf hingewiesen werden, dass die „Normalspur“ auch aus heutiger Sicht technisch völlig ausreicht und das z. B. Spanien seine neuen Hochgeschwindigkeitsstrecken nicht mit der dort üblichen Spurweite von 1638 mm sondern im Hinblick auf den europäischen Verkehr mit Normalspurweite baut.

Neben der Spurweite müssen die Fahrzeuge auch in der Begrenzungslinie, in den wichtigsten Abmessungen und in bestimmten technischen Eigenschaften nach einheitlichen Regeln gebaut sein, wenn sie auf einem fremden Netz bewegt und in fremde Züge eingestellt werden sollen. Schon 1886 haben daher die Regierungen der meisten europäischen Länder in der „Bernener Konvention“ Vereinbarungen über „die technische Einheit im Eisenbahnwesen“ (TE) vereinbart, in der unter Anderem die Spurweite und deren Toleranzen, die Begrenzung der Fahrzeuge, aber auch die

Abmessungen der Puffer und Kupplungen, der Räder und der Spurkränze sowie weitere wichtige Merkmale für den Fahrzeuglauf einheitlich geregelt sind. Diese Vereinbarungen wurden in die deutsche „Eisenbahn- Bau- und Betriebsordnung“ (BO, jetzt EBO) übernommen.

Die Bestimmungen der TE wurden durch Vereinbarungen der Bahnverwaltungen ergänzt, die neben Anderem die Konstruktion der Bremsen und weitere Ausstattungsmerkmale festlegten, die für einen dem Stand der Technik entsprechenden Betrieb notwendig sind, z.B. die Heizung und Beleuchtung bei den Reisezugwagen.

## 2 Internationaler Verkehr bis zum zweiten Weltkrieg

Die erwähnten zwischenstaatlichen Absprachen wurden fast ausschließlich für den Grenzübergang **von Güter- und Personenwagen** getroffen, **Lokomotiven** waren davon im allgemeinen ausgenommen, da diese meist nur im Inland eingesetzt wurden und allenfalls bis zum jeweiligen Grenzbahnhof in das Nachbarland fuhren. Nach Bedarf wurden hierfür bilaterale Vereinbarungen zwischen den Eisenbahnverwaltungen abgeschlossen. Entsprechend den politischen Vorgaben waren an den Grenzen im Allgemeinen längere Aufenthalte für die Zoll- und Passkontrolle vorgesehen, Lokomotiven zu wechseln oder auch Kurswagen zu tauschen war daher ohne zusätzlichen Zeitaufwand möglich. Bei den internationalen Zügen, darunter auch bei solchen mit berühmten Namen wie Orientexpress oder Rheingold, war der Lokwechsel am Grenzbahnhof üblicher Standard.

Zu Beginn des 20. Jahrhunderts kam der elektrische Bahnbetrieb auf. Hier entwickelten sich in den europäischen Ländern unterschiedliche Systeme: Gleichstrombetrieb in Frankreich, Italien, Holland und Belgien und Wechselstrombetrieb in Skandinavien, Deutschland, Österreich und in der Schweiz. Aufgrund des ohnehin üblichen Lokwechsels an den Grenzbahnhöfen war der Systemunterschied beim elektrischen Betrieb zu dieser Zeit kein Nachteil.

Der Grund für die unterschiedliche Entwicklung beim elektrischen Betrieb liegt darin, dass (nach dem Stand von 1900) einerseits der Gleichstrommotor für das Anfahren unter Last, andererseits aber der Wechselstrom für eine verlustarme Energieübertragung besser geeignet ist. Geschlossene Netze, wie Straßenbahnen oder U-Bahnen, die in kurzen Abständen Strom einspeisen können, haben daher fast einheitlich Gleichstrombetrieb gewählt. Bei Fernbahnen mit Gleichstrombetrieb sind aber die Stromstärken und Leitungsverluste aufgrund der relativ niedrigen Netzspannung sehr hoch. Trotzdem haben eine Reihe von Ländern auch bei Fernbahnen sich für Gleichstrom entschieden. Wechselstrom dagegen ist transformierbar und kann mit hoher Spannung und entsprechend geringem Leitungsverlust übertragen werden. Sein Nachteil ist, dass man keine leistungsfähigen Bahnmotoren bauen kann, die mit Wechselstrom der üblichen Frequenz von 50 Hertz zu betreiben sind. Man wählte daher in Deutschland, Österreich, der Schweiz, in Schweden und Norwegen als tragfähigen Kompromiss Wechselstrom mit einer Frequenz von  $16 \frac{2}{3}$  Hertz. Seit Mitte des 20. Jahrhunderts ist es nunmehr aber möglich, den Strom auf der Lok soweit umzuformen, dass im Netz Wechselstrom übertragen, die Motoren aber mit Gleichstrom und sogar mit Drehstrom betrieben werden können. Damit wählen heute Länder, die neu elektrischen Betrieb einführen und auch solche, die bereits Gleichstromnetze haben, bei neuen

Strecken den üblichen Wechselstrom mit 50 Hertz (Industriefrequenz). Inzwischen ist es auch möglich, Mehrsystemlokomotiven zu bauen, die auf allen europäischen Netzen fahren können.

Da neben der Stromart auch das Stromabnehmerprofil nicht einheitlich ist, können, deutsche E-Loks nur in Österreich, und umgekehrt, fahren. In der Schweiz benötigen sie einen anderen Stromabnehmer und an den Grenzübergängen zu anderen Ländern müssen ohnehin Mehrsystemlokomotiven, teils mit verschiedenen Stromabnehmern, eingesetzt werden.

### 3 Entwicklung nach 1950

Als die ersten Nachkriegsjahre wirtschaftlich überwunden waren, regte sich in den westlichen Ländern Europas immer dringender der Wunsch, das Ausland kennen zu lernen. Ferienreisen anfangs nach Österreich, dann nach Italien, Frankreich und in die Schweiz, waren der Traum der Generation die den Krieg noch als Kind erlebt hatte. Bei der Eisenbahn wurden mehr und mehr Sonderzüge an die italienische Adria, bald auch nach Spanien und das damalige Jugoslawien eingesetzt, meist pauschal von Reiseunternehmen bestellt. Vor allem die Reisegeschwindigkeit dieser Züge ließ allerdings zu wünschen übrig, so dass die Eisenbahnreise nur solange als annehmbar attraktiv galt, bis man auf das eigene Fahrzeug umsteigen konnte.

Für den schnellen, komfortablen Verkehr über die Grenzen wurden dann 1957 die sogenannten TEE-Züge als neue attraktive Zuggattung eingeführt. Da es zu dieser Zeit nur wenige durchgehend elektrisch befahrbare Strecken zwischen den Ländern gab, wurden die TEE-Züge meist als Dieseltriebwagen oder als Triebwagenzüge mit von Dieselmotoren angetriebenen Triebköpfen gebaut. Es gab jedoch auch schon einen elektrischen Mehrsystem-Triebzug Schweizer Bauart, der zwischen der Schweiz und Frankreich bzw. Belgien und den Niederlanden fahren konnte.

Gehen Triebfahrzeuge bzw. Triebköpfe in ein fremdes Netz über, so muss ein weiteres Problem gelöst werden, das beim Lokwechsel an der Grenze umgangen wird: die Ausrüstung der Fahrzeuge mit der jeweiligen, national unterschiedlichen Einrichtung zur Zugbeeinflussung. Diese überwacht bei Vorbeifahrt an den Signalen die richtige Reaktion des Lokomotivführers auf die Signalstellung und sichert gegen das Überfahren eines „Halt“ zeigenden Signals.

In Deutschland (und Österreich) dient hierzu die sogenannte „Indusi“. Am Gleis angeordnete Magnetspulen wirken dabei, je nach Signalstellung, auf entsprechende Spulen auf den Lokomotiven ein. Die Einrichtung kontrolliert die Wachsamkeit des Lokführers am Vorsignal und den Bremsverlauf bis zu einem Halt zeigenden Hauptsignal; bei Überfahren eines Halt zeigenden Signals wird sofort eine Zwangsbremung ausgelöst.

Da andere Länder andere Überwachungssysteme benützen, müssen in grenzüberschreitenden Triebfahrzeugen zusätzlich auch die Geräte für diese Systeme installiert werden.

Entsprechend der lange Zeit noch vorherrschenden Ansicht über die Exklusivität schneller Züge, führten die TEE-Züge nur die 1.Klasse, sie dienten daher vorwiegend

dem Geschäftsreiseverkehr. Später wurden die TEE-Züge zum Teil durch längere, mit elektrischen Lokomotiven bespannte Züge ersetzt und übernahmen vermehrt inländische Verkehrsaufgaben, eine durchgreifende Renaissance des internationalen Eisenbahnverkehrs konnte das TEE-System leider nicht bewirken.

Die schnellsten Verbindungen in Deutschland, wie auch in anderen Ländern entwickelten sich dagegen primär zwischen den Großstädten des eigenen Landes. Ab 1972 wurde in der Bundesrepublik als Neuerung ein Verkehr mit Intercityzügen im 2-Stundentakt angeboten. Aufgrund des sehr erfreulichen Ergebnisses kam dann 1979 die Verdichtung auf den Ein-Stundentakt und, erstmalig in Deutschland, die Einführung der 2. Klasse in den schnellsten Zügen.

Im internationalen Eisenbahnverkehr waren entsprechende Innovationen jedoch spärlicher. Zwar wurden auch grenzüberschreitende Züge in die nationalen Netze der schnellen Verbindungen aufgenommen, Verbindungen über die Grenzen waren aber vielfach noch relativ langsam.

Um 1970 wurden in der Bundesrepublik erstmals im „Bundesverkehrswegeplan“ drei besonders wichtige Eisenbahn „Entlastungsstrecken“ als Planung aufgenommen: Mannheim – Stuttgart, Hannover – Würzburg und Köln – Frankfurt, sowie später die (noch mit der Regierung der DDR vereinbarte) Ausbau- und Neubaustrecke von Hannover nach Berlin.

Zunächst in Italien und in Frankreich, dann auch in der Schweiz und in Österreich entstanden größere Eisenbahnprojekte zur Entlastung besonders wichtiger nationaler Verkehrsströme. Erst in den achtziger Jahren begann sich langsam die Auffassung durchzusetzen, dass für das Zusammenwachsen Europas auch ein zeitgemäßes schnelles Eisenbahnnetz zwischen den benachbarten Großstädten der europäischen Länder und deren Monopolen unverzichtbar ist.

## **4 Merkmale des Hochgeschwindigkeitsverkehrs**

### **4.1 Die Strecken**

Die Eisenbahn leidet, zumindest seit Einführung des elektrischen Betriebes, daran, dass sie ihre technisch mögliche Geschwindigkeit im kommerziellen Verkehr nicht ausspielen kann. Einer der Hauptgründe hierfür ist die Streckenführung: Beim Bau der Eisenbahn im 19. Jahrhundert wurde aus regionaler Sicht größter Wert auf den Anschluss kleiner und mittlerer Städte gelegt, was zu größeren Umwegen im Fernverkehr führte und bis heute führt. So ist die Reiseweite bei der Bahn fast überall länger als die kürzeste Entfernung über Straßen und Autobahnen.

Der zweite Hauptgrund ist die Trassierung. Eisenbahnen im Mittelgebirge wurden zum Teil, wie die großen Alpenbahnen mit Radien von etwa 1000 Fuß (entsprechend ca 250 bis 280 m) trassiert (Schwarzwaldbahn, Frankenwald), Bahnen in den Tälern sehr häufig mit Radien von etwa 2000 Fuß. Das Hauptaugenmerk bei der Linienführung wurde seinerzeit auch nicht auf große Bogenradien, sondern auf die Längsneigung gelegt. Um mit den verfügbaren Dampflokomotiven nach Möglichkeit schwerste Güterzüge befördern zu können, sollte diese so gering als möglich und über lange Abschnitte gleichmäßig sein.

In Deutschland führen viele Strecken durch Hügelland und Mittelgebirge, hier ist die technisch bedingte Höchstgeschwindigkeit meist auf 80 bis höchstens 120 km/h, begrenzt, mit Neigetechnikzügen sind etwa 90 bis etwa 140 km/h erreichbar. Nur im norddeutschen Flachland, in der Rheinebene südlich von Frankfurt und auf der schwäbisch-bayrischen Hochebene um Augsburg und München trifft man längere Geraden und Bögen mit größere Radien an; nur hier ist die vorhandene Struktur für Geschwindigkeiten von 160 km/h, vereinzelt bis 200 km/h geeignet. Aber selbst im Flachland zwingen vielfach enge Bögen in der Nähe der angeschlossenen Orte zu nicht mehr zeitgemäßen Geschwindigkeitsbeschränkungen. Die technische Grenze des System Rad/Schiene liegt aber bei weit mehr als 300 km/h, bei Versuchsfahrten wurden noch weit höhere Geschwindigkeiten erreicht. Um die Möglichkeiten der Rad/Schiene-Technik wenigstens teilweise ausschöpfen zu können und die Bahn als attraktives Verkehrsmittel zu erhalten, ist daher der Bau neuer Strecken unverzichtbar.

Bei Strecken, die besonders für den schnellen Verkehr neu gebaut werden, kann die Frage der zulässigen Längsneigung heute wesentlich großzügiger gelöst werden, als bei den konventionellen Gebirgsbahnen. Da, abgesehen von der Überquerung von Hochgebirgspässen – was nicht zur Debatte steht – die Höhenunterschiede in den Ländern Europas nicht sehr beträchtlich sind, und schnellfahrende Züge auch größere Höhenunterschiede weitestgehend durch Schwungfahren überwinden können, ist es möglich, speziell neue Hochgeschwindigkeitsstrecken für reinen Personenverkehr mit Neigungen von 35 bis 40 ‰ zu bauen. Voraussetzung ist dabei aber, dass die Züge bei einem möglichen Halt, z. B. im Störfall, auch in der größten Steigung wieder anfahren können. Beispiele hierfür sind die neue Strecke von Frankfurt über den Taunus und Westerwald nach Köln sowie (als Vorreiter in Europa) die Strecke Paris – Lyon.

## 4.2 Die Leit- und Sicherungstechnik

Eine weitere Schranke für die Höchstgeschwindigkeit der Eisenbahn ist die Signaltechnik, heute als „Leit- und Sicherungstechnik“ bezeichnet. Beim klassischen Signalsystem wird die Zugfolge bekanntlich durch den „Raumabstand“ geregelt, das bedeutet, dass ein Zug in einen „Blockabschnitt“ nur einfahren darf, wenn der vorausfahrende Zug diesen Abschnitt verlassen hat und kein Gegenzug in den Abschnitt einfahren kann. Da der Bremsweg eines Zuges im allgemeinen länger ist als die Sichtweite auf die Signale, müssen die am Beginn jedes Blockabschnitts stehenden Hauptsignale zusätzlich durch Vorsignale angekündigt werden. Der Abstand zwischen Vor- und Hauptsignal muss bei ungünstigen Bedingungen (z. B. dichtes Schneetreiben) mindestens für eine Schnellbremsung ausreichen; bei besserer Sicht ist das Vorsignal früher erkennbar, sodass ein längerer Bremsweg zur Verfügung steht.

Mit dieser „klassischen“ Signaltechnik sind Geschwindigkeiten bis zu etwa 160 km/h betriebssicher zu beherrschen. Bei Geschwindigkeiten von 200 km/h und mehr muss die Information über Anhalten oder Weiterfahren entweder durch ein weiteres „Vor-Vorsignal“ oder besser durch ein kontinuierliches wirkendes Leitsystem direkt auf den Führerstand übertragen werden.

Solche Systeme sind in den Länder Europas, die Schnellverkehr betreiben, in unterschiedlicher Art und mit unterschiedlichem Informationsumfang entwickelt worden; leider hat man einer europäischen Regelung zunächst zu wenig Beachtung geschenkt.

Die Hauptaufgabe ist allgemein die gleiche: Der Lokführer (oder eine überwachte Automatik) muss den Gefahrenpunkt und dessen Abstand vor der Zugspitze erkennen, mit dem, entsprechend der augenblicklichen Geschwindigkeit erforderlichen, Bremsweg vergleichen und eine Bremsung einleiten, deren Verlauf bis zum Halt überwacht wird. Gefahrenpunkt kann der Schluss eines vorausfahrenden Zuges sein, eine Weiche oder ein anderes ortsfestes Hindernis; am Gefahrenpunkt kann Halt oder eine bestimmte niedrigere Geschwindigkeit vorgegeben werden.

Unterschiedlich sind aber die Anforderungen an die weitere Ausgestaltung. Soll das System Bestandteil eines erweiterungsfähigen Gesamtkomplexes sein, welcher allgemein Leitaufgaben übernimmt oder soll nur das einfachste System angewandt werden, das lediglich die Mindestanforderungen erfüllt aber rascher verfügbar ist? Dabei ist auch von Bedeutung, ob langsamer fahrende Züge, die auf einer Hochgeschwindigkeitsstrecke verkehren, ebenfalls mit dem neuen System ausgerüstet werden müssen oder weiterhin nach den klassischen Regeln verkehren können und, in Verbindung hiermit, ob auf den Hochgeschwindigkeitsstrecken als Rückfallebene auch das herkömmliche, klassische System mit ortsfesten Signalen einzurichten ist.

In Deutschland hat man sich bereits Anfang der 60er Jahre für ein kontinuierliche Informationsübertragung, der sogenannten **Linienzugbeeinflussung** entschieden. Dabei dient als **Linienleiter** ein Kabel, das in der Mitte des Gleises verlegt ist und mit dem die Informationen zum Fahrzeug übertragen werden. Bei der Linienzugbeeinflussung steht der Zug, im Gegensatz zum klassischen System mit nur ortsgelassenen Signalen, ununterbrochen mit der örtlichen Betriebszentrale in Verbindung.

### 4.3 Triebwagen oder lokbespannter Wagenzug?

Grundsätzlich kommt auch beim Schnellverkehr sowohl der Triebwagen als auch der mit Lokomotiven bespannte Zug in Frage. Bis 200 km/h schnell fahren heute in mehreren Ländern Europas auch lokbespannte Züge, höhere Geschwindigkeiten bleiben aber voraussichtlich dem Triebwagen oder Triebzug vorbehalten, wobei die sogenannten Triebköpfe auch wie Lokomotiven an den Enden des Zuges, aber mit nur einem Führerstand ausgestattet, konstruiert sein können. Wichtig ist die aerodynamisch günstigere Formgebung an der Zugspitze, am Zugschluss und an den Wagenübergängen, die eine wesentliche Senkung des Fahrwiderstandes und damit des Energieverbrauchs bewirkt. Die mögliche Verteilung der Antriebe auf mehrere Achsen spricht dagegen für den Triebwagen, was insbesondere bei steilen Schnellfahrstrecken im Störfall von Bedeutung sein kann. Auch für den Fahrweg ist, wegen der geringeren Achslasten, im Allgemeinen der Triebwagen günstiger.

In diesem Zusammenhang ist auch das Bremsen anzusprechen. Um die extrem hohe kinetische Energie im Hochgeschwindigkeitsverkehr zu vernichten, richtiger umzuwandeln, ist es notwendig, neben der Scheibenbremse, welche die frühere Klotzbremse weitgehend abgelöst hat, zusätzlich die Fahrmotoren zur Bremsung mit heranzuziehen. Dabei kann der beim Bremsen erzeugte Strom heute umweltschonend in das Netz zurückgespeist werden. Eine weitere, vorteilhafte Bremseinrichtung ist die Wirbelstrombremse. Sie arbeitet berührungs- und damit verschleißfrei. Dabei erwärmen sich jedoch die Fahrschienen, was sich auf die Lagestabilität des durchgehend geschweißten Gleises nachteilig auswirken kann, vor allem, wenn mehrere Züge im selben Streckenabschnitt zeitlich kurz hintereinander bremsen müssen. Der Einsatz solcher Bremsen ist daher auf Gleise mit schweren Betonschwellen oder mit fester Fahrbahn zu beschränken. Auch die Wirbelstrombremse spricht für den Einsatz von Triebwagen bzw. Triebzügen im Hochgeschwindigkeitsverkehr.

## 5 Hochgeschwindigkeitsverkehr über die Ländergrenzen

Bisher wurden in Europa primär vorwiegend die nationalen Schnellfahrnetze mit den jeweils stärksten Binnenverkehrsströmen ausgebaut. Beispiele hierfür sind die Relationen Paris – Lyon in Frankreich, Firenze – Roma in Italien oder Berlin – Hannover und Köln – Rhein/Main in Deutschland. In der Mehrzahl sind die Züge, die aus Deutschland über die Grenzen fahren, zur Zeit im Nachbarland auf eine Höchstgeschwindigkeit von 160 km/h bis höchstens 200 km/h beschränkt. Die Weiterführung internationaler Züge mit höheren Geschwindigkeiten steht aber unmittelbar bevor; aktuell wird dies in Kürze der Fall sein bei der Verbindung von Deutschland (Köln) über Aachen nach Belgien. Da die Strecken von Brüssel und Paris zum EURO – Tunnel bereits mit Geschwindigkeiten von 300 km/h befahren werden, wird in absehbarer Zeit eine zeitgemäße Hochgeschwindigkeitsverbindung von Frankfurt am Main – Flughafen über Köln, Brüssel und durch den EURO-Tunnel nach London entstehen.

Durch den EURO-Tunnel zwischen Frankreich und England fahren heute spezielle Triebwagen, mit dem kleineren englischen Fahrzeugprofil. Sie werden auf dem Festland mit Wechselstrom, 50 Hz, in England mit Gleichstrom betrieben und enden z. Z. in Waterloo-Station. Die Neubaustrecke von Folkstone nach London- St.Pancras wird jedoch mit dem normalen europäischen Lichtraumprofil gebaut und mit Wechselstrom betrieben.

Allgemein gilt heute, dass im europaweiten Hochgeschwindigkeitsverkehr Triebwagen zum Einsatz kommen werden, die für mehrere Stromarten geeignet und mit den entsprechenden Leit- und Sicherungseinrichtungen ausgestattet sind. Letztere müssen kompatibel sein mit den vorhandenen nationalen Streckeneinrichtungen, andernfalls sind hier Anpassungen erforderlich.

## 6 Die politischen Ziele

Die Europäische Union ist eisenbahnfreundlich. Es wird anerkannt, dass die moderne Gesellschaft in Europa schnelle Verbindungen benötigt und dass die Eisenbahn hierzu einen wesentlichen Beitrag leisten kann und zu leisten hat.

Dazu wird eine Harmonisierung für das europäische Hochgeschwindigkeitsnetz angestrebt. Zur Vereinheitlichung der Parameter bezüglich des Baues, Ausbaues und des Betriebes wurden „Technische Spezifikationen für die Interoperabilität“ (TSI), aufgegliedert in die Teilsysteme „Infrastruktur“, „Energieversorgung“, „Zugsteuerung, Zugsicherung, Signalgebung“, „Fahrzeuge“, „Instandhaltung“, „Betrieb“, „Umwelt“ und „Fahrgäste“ aufgestellt. Im Teilsystem Infrastruktur, das den Bauingenieur berührt, entsprechen die meisten Regelungen den in Deutschland bisher gültigen, z. T. gestatten sie einen etwas größeren Spielraum. Die TSI Infrastruktur regelt nicht alle notwendigen Einzelheiten, sie muss durch Europäische Normen (EN) ergänzt werden. Die Erarbeitung von Normen wurde für notwendig erachtet, weil die bisherigen Vereinbarungen, die von den staatlichen Eisenbahnverwaltungen im Rahmen der UIC (Internationaler Eisenbahnverband) getroffen wurden, formaljuristisch nicht als ausreichend angesehen werden.

## 7 Planungskriterien für ein Hochgeschwindigkeitsbahnsystem

Bei einem öffentlichen Verkehrsmittel, das in einem Netz von Strecken tätig ist, muss stets ein Kompromiss zwischen der kürzesten Verbindung der größeren Knoten und dem Anschluss mehrerer kleiner Zentren gefunden werden. Seit Beginn der Eisenbahn wird diese Frage kontrovers diskutiert und auch heute stets wieder aufgeworfen, wenn eine neue Fernverbindung geplant wird. Das gilt ebenso für den Ausbau im grenzüberschreitenden Verkehr.

Wie erwähnt, sind die vorhandenen Strecken, zum größten Teil in der Zeit von 1840 bis 1880 erbaut, nur in wenigen Teilabschnitten für den zeitgemäßen Verkehr geeignet. Neue Verbindungen müssen dort entstehen, wo die Nachfrage nach Verkehrsleistungen besteht und zwar direkte Verbindungen ohne Umwege, die für sehr hohe Geschwindigkeiten geeignet sind.

Ein sehr wesentlicher Vorteil einer schnellen Eisenbahn ist, dass neue Strecken mit dem vorhandenen Netz verknüpft werden können und Züge beliebig weiter und bei Störungen auch umgeleitet werden können. Dies gilt besonders im Umfeld der großen Städte und ist einer der wichtigsten Vorzüge der Bahn gegenüber anderen Systemen, wie z. B. der Magnetschwebbahn.

Auch im vorhandenen Eisenbahnnetz sind noch Möglichkeiten zur Leistungssteigerung vorhanden, die genutzt werden müssen. Um kürzeste Reisezeiten von Bahnhof zu Bahnhof oder noch besser, kürzeste Transportzeiten vom Start zum Ziel anbieten zu können, ist sowohl die Steigerung der Höchstgeschwindigkeit als auch die Beseitigung von Geschwindigkeitsbeschränkungen (ständigen Langsamfahrstellen), vor allem im Bereich niedriger Geschwindigkeiten, unverzichtbar um ein optimales Gesamtergebnis zu erzielen.

Hierzu ein Beispiel: Auf einer 60 km langen Strecke zwischen zwei Haltebahnhöfen ist eine Geschwindigkeitserhöhung von 250 auf 300 km/h auf eine Länge von 45 km möglich, der mögliche Fahrzeitgewinn beträgt etwa 1,5

Minuten. Der gleiche Fahrzeitgewinn ist erzielbar, wenn die in den beiden Haltebahnhöfen vorhandenen Geschwindigkeitsbegrenzungen soweit beseitigt werden, dass die Züge jeweils mit ihrer vollen Leistung anfahren und bremsen können.

Ein überzeugendes Beispiel bietet in diesem Zusammenhang die Konzeption der Schweizer Bahnen: „Schweiz 2000“. Das Konzept sieht vor, an den größeren Eisenbahnknoten jeweils zur vollen Stunde Anschlüsse in alle Richtungen anzubieten. Das bedingt, dass die Fahrzeiten zwischen diesen Knoten nur jeweils etwas weniger als eine Stunde betragen darf. Nach dieser Fahrzeitvorgabe sollen die Strecken ausgebaut werden; z. T. als Neubau–Schnellfahrstrecken für Geschwindigkeiten von mindestens 200 km/h, z. T. als Ausbaustrecken mit örtlichen Linienverbesserungen, z. T. mit Anpassungsmaßnahmen und / oder mit Einsatz von Neigetechnikfahrzeugen.

## 8 Zusammenfassung und Ausblick

Internationalen Eisenbahnverkehr mit grenzüberschreitenden Zügen gibt es auf dem europäischen Festland, mit Einschränkungen in Spanien und Portugal sowie in Finnland und den ehemaligen Ländern Russlands seit mehr als hundert Jahren. Dabei war der Grenzübergang im Allgemeinen auf die Personen- und Güterwagen beschränkt, die Lokomotiven fuhren meist nur bis zum jeweiligen Grenzbahnhof. In Einzelfällen gab es schon früher auch Ausnahmen, z. B. bei durchlaufenden elektrischen Lokomotiven zwischen Deutschland und Österreich oder allgemein im grenznahen Verkehr auf der Grundlage von Vereinbarungen zwischen den Staaten bzw. Eisenbahnverwaltungen.

Infolge der durch Zoll- und Passkontrolle bedingten Aufenthalte, verlängerte sich die Reisezeit durch den Lokomotivwechsel allenfalls unbedeutend.

Eine Verbesserung im grenzüberschreitenden Verkehr wurde mit dem Einsatz der von Dieselmotoren getriebenen TEE-Züge erreicht, die als Triebwagen durch mehrere Länder fuhren und bei denen die Passkontrollen im Zug vorgenommen wurden. Nach dem Zusammenwachsen der elektrisch betriebenen Strecken an den Ländergrenzen kamen nach und nach Mehrsystemlokomotiven zum Einsatz; damit war es möglich, zusammen mit der Reduzierung und schließlich dem Wegfall der Zoll- und Passkontrollen die Fahrzeiten internationaler Züge immer weiter zu verkürzen. Die Netze der jeweils schnellsten und häufigsten Zugverbindungen waren jedoch, bis heute meist auf das jeweilige Inland beschränkt.

Mit dem Ausbau der zu den Grenzen führenden Strecken für hohe Geschwindigkeiten wird ein neues Kapitel im internationalen Verkehr eröffnet. Der Triebwagen (oder Triebzug) wird, schon aus aerodynamischen Gründen, zum Regelfahrzeug, er muss ein elektrisches Mehrsystemfahrzeug sein und über die Leit- und Sicherungseinrichtungen verfügen, die auf den Strecken installiert sind oder noch werden. Obwohl die Spurweite gleich ist, erfordern es die unterschiedlichen Schienenkopffprofile in den einzelnen Ländern und deren Toleranzen, dass die Laufwerkskonstruktionen entsprechend abgestimmt werden.

Die zulässige Begrenzungslinie der Fahrzeuge ist, bis auf England, einheitlich vorhanden, sie wird in Kürze auch bis London vorhanden sein; das spanische Hochgeschwindigkeitsnetz wird mit Normalspur ausgebaut. Damit erweitert sich der Bereich, in dem künftig europäischer Hochgeschwindigkeitsverkehr möglich sein wird.

Die wesentliche Voraussetzung ist dabei, dass die europäischen Länder den Bau neuer und den Ausbau vorhandener Strecken, für Geschwindigkeiten die einer modernen Eisenbahn entsprechen, mit Vorrang betreiben. Das Ziel ist bekannt, bei der Optimierung im Detail ist noch viel Arbeit zu leisten. Wenn der politische Wille dies unterstützt, kann und wird es den Eisenbahnen gelingen, im nationalen wie im grenzüberschreitenden Verkehr auch künftig eine unverzichtbare Rolle zu spielen.

# Gotthard-Basistunnel NEAT vom Betriebskonzept zur Umsetzung



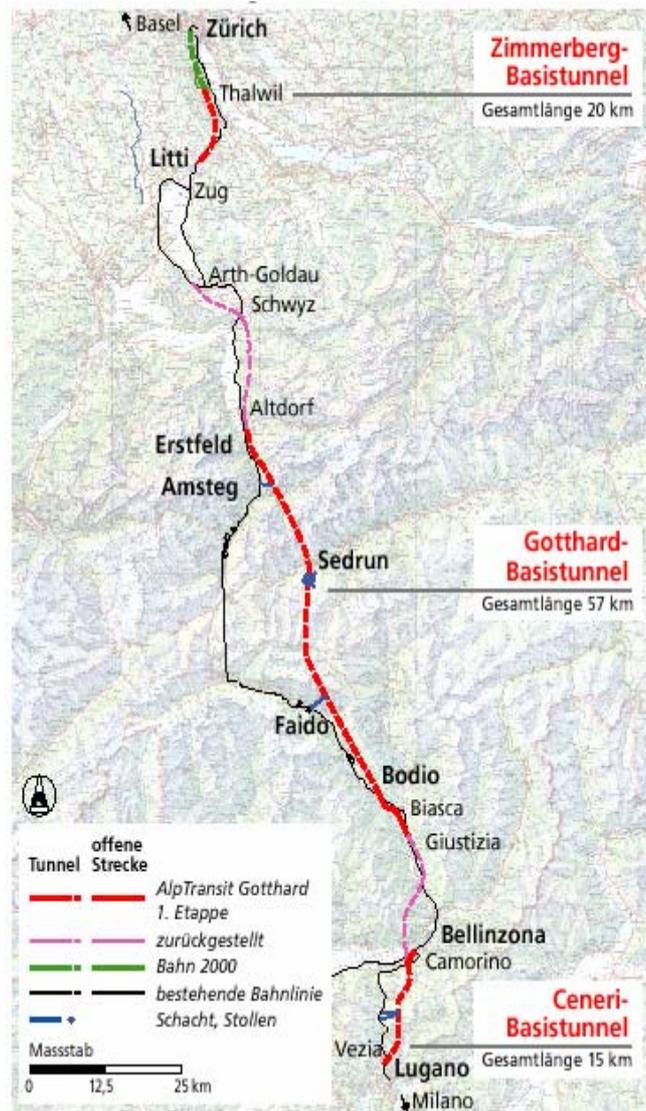
Hans-Peter Vetsch

Alp Transit Gotthard AG  
Zentralstraße 5 • 6003 Luzern  
Email: [hans-peter.vetsch@alptransit.ch](mailto:hans-peter.vetsch@alptransit.ch)

# Gotthard-Basistunnel NEAT vom Betriebskonzept zur Umsetzung

Hans-Peter Vetsch, AlpTransit Gotthard AG, Luzern

## Konzeption des Projektes AlpTransit Gotthard (Nachfrage und Angebot)



## Betriebskonzept von 1990

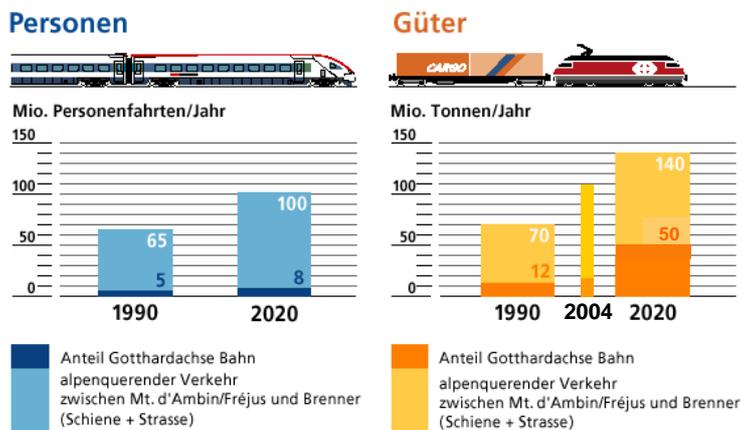
Mehrere Prognosen Ende der achtziger Jahre rechneten für den Zeitraum von 2010 – 2020 mit einer Verdoppelung im Strassen und Schienengüterverkehr über die Pässe des inneren Alpenbogens.

Es wurde angenommen, dass rund 50% der prognostizierten 140 Mio. Nettotonnen den Weg durch die Schweiz nehmen.

Die Zahl der Personenfahrten auf der Schiene sollte sich nach Ansicht der Prognosen um rund 50 % steigern.

Um den vorausgesagten Verkehr von der Strasse auf die Schiene verlagern zu können, ist der Bau einer Eisenbahn-Alpentransversale nötig.

Verlagerungsziele 1990 und Stand 2004 im alpenquerenden Güterverkehr

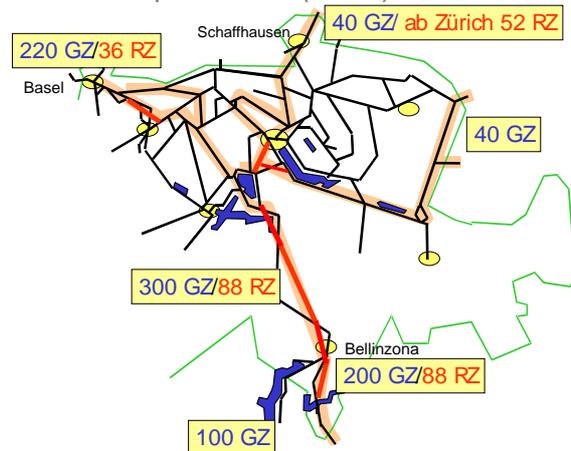


Es wurde aufgezeigt, wie nach dem Bau der Bahn 2000 (Grundkonzept inkl. dritter Juraquerung) und der Realisierung einer Neubaustrecke Arth-Goldau – Lugano und des Lötschberg-Basistunnels rund 550 alpenquerende Reise- und Güterzüge von der Nord- zur Südgrenze und umgekehrt geführt werden können, aufgeteilt auf die Hauptachsen am Lötschberg (ca.150) und Gotthard (400).

Die Belastungen der Zufahrtslinien im Netz SBB/BLS, inklusive des übrigen Verkehrs (B2000, Regional- und schweizinterner G-Verkehr) sollten keine weiteren wesentlichen Streckenaus- und Neubauten auslösen. Ausgenommen davon war der zusätzliche Bau einer Zufahrt aus der Ostschweiz, welcher eine Entlastung der Linien im Raum Zürich- Mittelland bringen sollte:

## AlpTransit Gotthard AG - Bahnbetrieb

Nord-Süd Achse gemäss Botschaft über den Bau  
der Schw. Eisenbahn-Alpentransversale (23.05.90) inkl Bahn 2000



Nr.9

300 alpenquerende Güterzüge am Gotthard könnten geführt werden, indem der Zu-  
lauf zur NEAT aufgeteilt wird. 220 Züge müssten über die Eingangspforte via Basel  
(von DB und SNCF) geplant werden. Die restlichen 80 Züge würden über die Ost-  
schweizer Grenzübergänge durch den Anschluss Ostschweiz Richtung Gotthard ge-  
leitet. Der Verkehr würde auf einer Flachbahn – keine Steigungen über 12,5 Promille  
gegenüber heute 26 Promille - Richtung Süden rollen. Die Ableitung Richtung Italien  
soll via Luino (100) resp. Chiasso (200) erfolgen.

Im Reiseverkehr war eine stündliche Verbindung von Basel via Luzern nach dem  
Tessin oder Mailand geplant. Via Schaffhausen – Zürich – Zug sollen aufgrund der  
Nachfrage ein Stundentakt (Bahn 2000 Standard) mit Verdichtungen zu einem attrak-  
tiven Angebot führen. Alle Reisezüge Richtung Mailand verlassen die Schweiz über  
den Grenzübergang Chiasso.

Die Fahrzeit von Zürich nach Mailand würde mit den AT Neubaustrecken auf 2 Stun-  
den 10 Minuten (heute 3h 40) deutlich gesenkt werden.

Die NEAT sollte rund 14,9 Milliarden Franken kosten. Wobei die Bahnen zu einer  
Rückzahlung der Kredite in einem Zeitraum von 60 Jahren verpflichtet worden wä-  
ren.

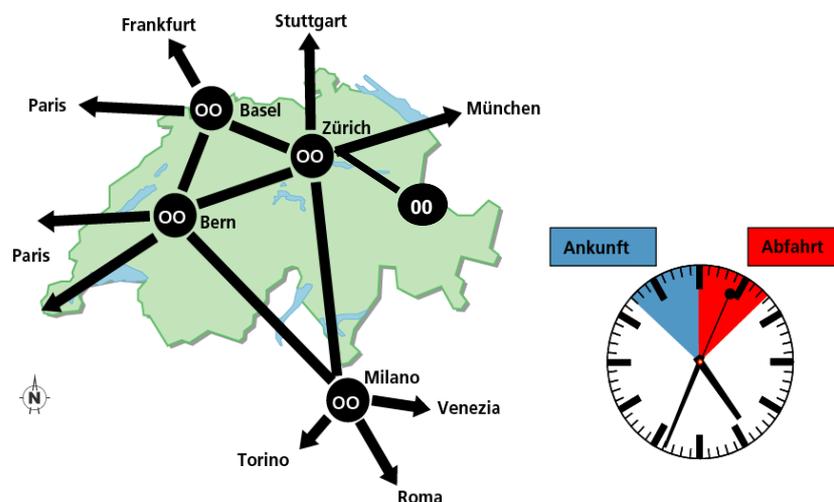
Die finanzielle Lage des Bundes Mitte der neunziger Jahre erforderte dann eine E-  
tappierung von Bahn 2000 und der NEAT. Wichtige Streckenabschnitte (wie dritte  
Juraquerung, Axentunnel, Umfahrung Bellinzona) wurden zurückgestellt. Es stellte  
sich die Frage, wie viele Züge resp. Nettotonnen können wir unter diesen Umständen  
von der Nord – zur Südgrenze führen und gleichzeitig den an Bedeutung gewinnen-  
den Regionalverkehr garantieren.

Am Gotthard sank die zur Verfügung stehende Kapazität der Güterzüge um rund  
30%. Da aber in der Zwischenzeit auch technische Verbesserungen am Rollmaterial  
weiter fortschritten, konnte von durchschnittlich höheren Lasten pro Zug ausgegan-  
gen werden. Damit war die Einbusse bei den Nettotonnen nur rund 10%. Kann die  
Annahme von längeren Zügen – also 1500 statt heute 750m – je einmal technisch

realisiert werden, kann die ehemals prognostizierte Menge von 50 Mio. auch mit 30% weniger Zügen transportiert werden.

Die Systemfahrzeit für die Knotenverbindung Zürich – Milano musste um 30 Minuten auf 2h 40 Minuten verlängert werden. Eine präzise Planung der verschiedenen Verkehre, wie Güterverkehr, IC/EC- Verkehre und S-Bahnen in den Agglomerationen der grösseren Schweizerstädte war angesagt. Auch die Einbindung der grenzüberschreitenden Systeme muss und wird in der Planung ihre Beachtung finden.

Knotenkonzepte B 2000 und AlpTransit verknüpfen



## Technische Vorgaben für den Basistunnel

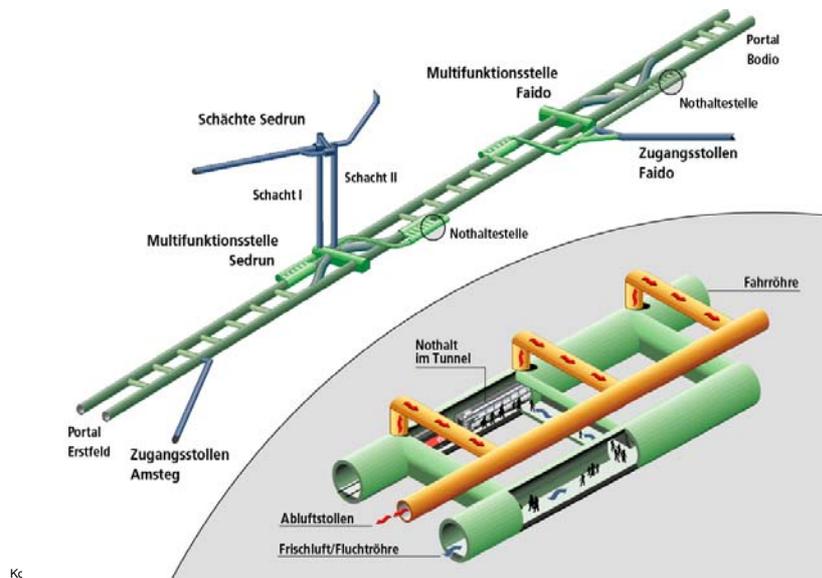
Die Grobplanung war beendet, für den Bau stand ein Gesamtbetrag von rund 30 Milliarden Franken zur Verfügung. Für die NEAT am Gotthard verblieben knapp 10 Mia.

Neben dem Nutzen gab es auch noch die Sicherheitsanforderungen an den 56,7 Kilometer langen Tunnel aufzustellen. Die in den letzten Jahren aufgetretenen schweren Unfälle in den Strassentunneln am Tauern, Mont Blanc und Gotthard, sowie das Standseilbahnunglück am Kitzsteinhorn (Kaprun) sensibilisierten die Öffentlichkeit.

Nicht zu vergessen der Brand im Eurotunnel, welcher zwar glimpflich ablief, von uns aber genauestens analysiert wurde. Bereits beim Start der Planung 1992 formulierten wir drei Ziele zur Erreichung der Sicherheit.

- Ereignisverhinderung - keine Ereignisse im Tunnel
- Ausmassminderung - den Schaden möglichst klein halten
- allen Reisenden eine faire Rettungschance geben (die Selbstrettung)

Verschiedene Massnahmen wie das Tunnelsystem (2 Einspurröhren) mit den Nothaltestellen,



wenige Weichen (auf 60 km nur 4 Weichen - Durchschnitt SBB 1,7 Weichen pro km) auf der Infrastrukturseite, sowie Anforderungen an das Rollmaterial, wie Notlauf Eigenschaften, Notbremsüberbrückung, Zugkontrollenrichtungen, sollen einen sicheren Betrieb im Gotthard-Basistunnel erlauben.

Sollte doch ein Ereignis eintreten, so basiert unser Rettungskonzept auf der schienen gebundenen Rettung. 20 Lösch- und Rettungszüge sind im ganzen Netz der SBB stationiert. So ist auch vorgesehen, je einen im Norden und Süden des Gotthard-Basistunnels zu stationieren.

Lösch- und Rettungszug



## Ausrüstung

- Tanklöschwagen mit 50 m<sup>3</sup> Inhalt
- Gerätewagen mit technischen Hilfsmitteln und Atemschutz-ausrüstung
- Aussenluftunabhängiger Rettungswagen

Sicherheit kann nicht erreicht werden durch den Einbau möglichst vieler Systeme. Im Zentrum der Anstrengungen muss der Bau einer optimalen Infrastruktur mit einer

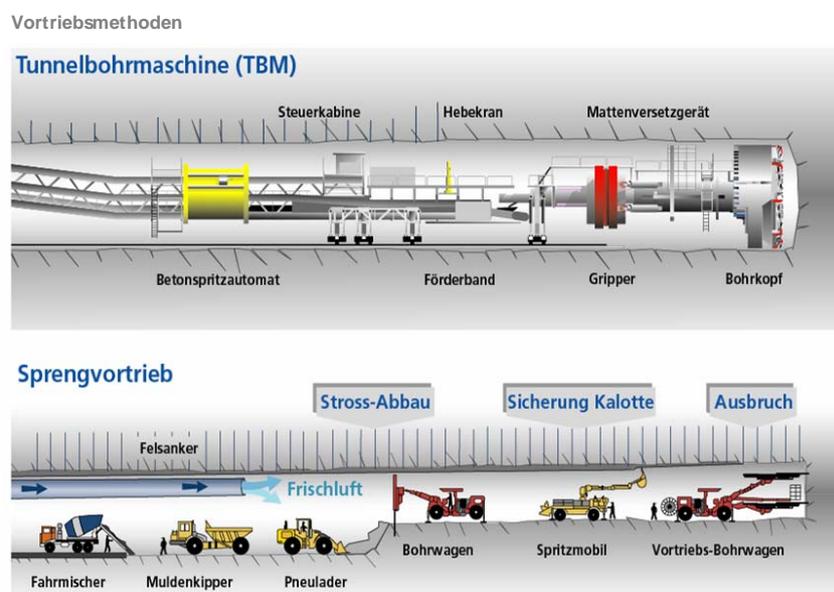
möglichst grossen Chance zur Selbstrettung stehen. Das Restrisiko bleibt trotzdem bestehen, aber das Ausmass eines Ereignisses kann entscheidend vermindert werden.

## Stand der Arbeiten

Über 60% des gesamten Schacht und Röhrensystems sind ausgebrochen. Die ersten Durchstiche der riesigen Tunnelbohrmaschinen stehen kurz bevor.

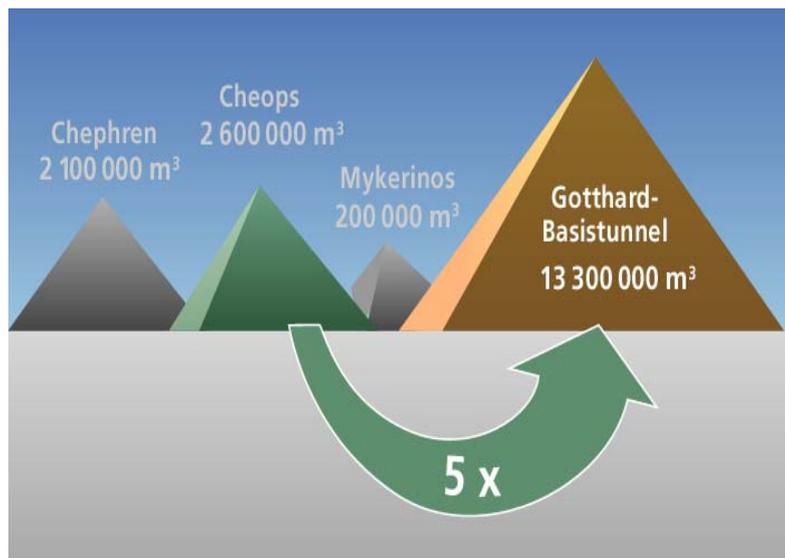
Der Weg bis dahin war nicht immer einfach und die hohen Anforderungen an die Tunnelbauer bestehen bis zum letzten Tag.

Hohe Gebirgsüberlagerungen mit druckhaftem Gestein oder hohe Temperaturen sind zwei der grossen Herausforderungen auf dem Weg von Nord nach Süd.



Auch der riesige Anfall an Ausbruchmaterial und die umweltgerechte Ablagerung oder Nutzung stellen die Planer und Ingenieure der AlpTransit immer vor neue Aufgaben. Gilt doch das Projekt am Gotthard nicht nur als grösstes Tunnelbauwerk sondern auch als bedeutendstes Umweltprojekt der Schweiz.

Materialbilanz



Doch es ist unsere Aufgabe, aus all diesen Randbedingungen eine Bahn zu bauen, welche von unseren Nachfahren auch mindestens 100 Jahre sicher betrieben werden kann.

Engpässe an der Nord - und Südgrenze werden für die Kapazitäten im Zulauf zum Gotthard-Basistunnel eine entscheidende Rolle spielen.

Um den Verkehr auf der Nord- Süd-Achse bewältigen zu können, ist das Jahrhundertbauwerk am Gotthard mit gut ausgebauten Zulaufstrecken - als Beispiel ist der Vierspurausbau Basel - Offenburg zu erwähnen - zu bedienen, ohne aber die Bedürfnisse der Regionen einzuschränken. Auch wir sind es unseren Nachkommen schuldig, mit weit reichender Voraussicht zu planen, wie dies die Erbauer des Gotthardscheiteltunnels 1882 schon getan haben (Doppelspurausbau ohne Verkehrsaufkommen).

Die Verlagerung des Verkehrs, vorwiegend des Transitverkehrs, aber auch des Kurzstreckenflugverkehrs auf die Schiene soll unser gemeinsames Ziel sein, um unsere Umwelt zu schützen.

# **Bodenseebahn 2025**

## **Stadtbahnverkehr**

### **Friedrichshafen – Meersburg – Überlingen**



M. Eng. Julie Reichart

Reichart  
Hauptstr. 53/2 • 88048 Friedrichshafen  
Email: [julie.reichart@rpt.bwl.de](mailto:julie.reichart@rpt.bwl.de)



Dipl. Geogr. Franz Leinweber

Stadtwerke Konstanz  
Email: [f.leinweber@stadtwerke.konstanz.de](mailto:f.leinweber@stadtwerke.konstanz.de)

# **Bodenseebahn 2025**

## **Stadtbahnverkehr**

### **Friedrichshafen – Meersburg – Überlingen**

M. Eng. Julie Reichart, Reichart, Friedrichshafen  
Dipl. Geogr. Franz Leinweber, Stadtwerke Konstanz, Konstanz

Ziel einer Bodenseebahn wäre es am nördlichen Bodenseeufer die Städte Friedrichshafen und Überlingen miteinander umweltverträglich zu verbinden. Durch das steigende Verkehrsaufkommen in der Bodenseeregion verschärft sich die Lage auf der B 31 zusehends. Eine mögliche Stadtbahn würde die B31 entlasten und die Umweltbelastung vom Individualverkehr für die Anwohner verringern. Durch das hohe Verkehrsaufkommen kommt es auch zu einer Beeinträchtigung des vorhandenen ÖPNV- Netzes (Buslinien). Die Folgen sind Verspätungen. Die B 31 – neu (Planungsfall 7.5) ist derzeit im Planfeststellungsverfahren und die Geldmittel werden voraussichtlich bis 2010 bereitstehen.

Die Trassierung dient nicht nur der Verbindung zwischen diesen beiden Städten, sie soll auch eine neue Attraktion in der Bodenseeregion für die Touristen und die Einheimischen werden. Ein Anziehungspunkt, der gleichzeitig den ÖPNV am Bodensee bereichert.

Bei der Wahl der Stadtbahn als Verkehrsmittel in der Bodenseeregion sind nicht nur verkehrspolitische und ökologische sondern auch ästhetischen Gründe wichtig. Die Akzeptanz einer Stadtbahn, die durch eine Oberleitung gespeist wird, d.h. dass auf der gesamten Strecke ein Netz von Stromleitungen in nicht geringer Höhe installiert werden müsste, wäre von der Bevölkerung gering. Deshalb sind alternative Antriebe, die unabhängig von der Elektrifizierung arbeiten, bei der Planung und Ausführung zu erwägen und der elektrifizierten Stadtbahn vorzuziehen. Wegen des immer höher werdenden Ölpreises und des immer stärker werdenden Individualverkehrs sind Alternativen günstige Möglichkeiten für eine Stadtbahn. Heute werden in PKW bau schon erfolgreich Hybridmotoren (Diesel- oder Benzinmotoren kombiniert mit Elektromotoren), Wasserstoffantrieb eingesetzt. Für die Stadtbahn wurde der Wasserstoffantrieb als umweltverträglichstes Antriebkonzept gewählt. Heute erscheint eine wasserstoffbetriebene Bahn noch unrealistisch doch die Entwicklung der wasserstoffbetriebenen Fahrzeuge geht so rasant voran, dass in 20 Jahren ein Stadtbahnverkehr mit diesem Antrieb realistisch erscheint.

Die Trassierung der Stadtbahn spielt auch in der Akzeptanz eine herausragende Rolle. Deshalb sollte der erste Bahnhof in Überlingen-West liegen und von dort fährt die Stadtbahn ab. Sie verläuft zuerst auf der Strecke der Deutschen Bahn bis zur Haltestelle Birnau – Maurach. Es existiert eine Haltestelle Birnau-Maurach, die aber seit Jahren nicht mehr im Betrieb ist. Diese kann wieder reaktiviert werden. Ab dieser Haltestelle wird sie durch Uhltingen (3 Haltestellen in Ober- und Unteruhldingen) und

entlang des Bodensees bis Immenstaad Haltestelle EADS/Dornier geführt. Ab dieser Haltestelle fährt die Bahn auf dem bestehenden Industriegleis bis Fischbach und dann auf der bestehenden Strecke der Deutschen Bahn bis zur Haltestelle Friedrichshafen – Hafenbahnhof.

Die Stadtbahn sollte auf der gesamten Strecke Vorrang vor dem Individualverkehr haben, um einen reibungslosen Ablauf des Verkehrsstromes zu garantieren.

Mit verschiedenen Methoden wurde das Potential der Stadtbahn ermittelt. Es ist von 2.300.000 Fahrgästen pro Jahr auszugehen.

Um diese Stadtbahn zu realisieren, bedarf es viele Schwierigkeiten und Hindernisse zu überwinden. Als erstes wäre zu erwähnen, dass die Strecken nur mit Einbeziehung der DB realisierbar ist und mit deren Fahrplänen abgestimmt werden müsste. Des Weiteren ist in einer Detailplanung festzustellen, ob der in der Trassierung angenommene Streckenverlauf überhaupt so realisierbar ist. Die Platzverhältnisse in den Städten und Gemeinden sind nicht immer vorteilhaft für eine Stadtbahn. Es ist zu erkennen, dass es noch viele unbekannte Größen bei dieser Planung gibt. Bei der derzeitigen Finanznot des Bundes und des Landes ist eine Realisierung dieses Projektes zum jetzigen Zeitpunkt sehr unwahrscheinlich. Eine Bodenseestadtbahn ist nur zu verwirklichen, wenn der Bund und das Land die 85 % der Infrastrukturmaßnahmen übernehmen würden. In Überlingen – West müsste ein Ausweichgleis für die wartenden Stadtbahnen erstellt werden, damit die Linie 731 weitergeführt werden kann. Die L201 sollte dann zu einer verkehrsberuhigten Zone erklärt werden und die Taktpläne der verschiedenen ÖPNV-Angebote müssten auf einander abgestimmt werden.

# Zeitgemäße Regenwasserbewirtschaftung



Dipl.-Ing. Martin Lienhard

MALL GmbH  
Hüfinger Str. 39-45 • 78166 Donaueschingen  
Email: martin.lienhard@mall.info

# ZEITGEMÄSSE REGENWASSERBEWIRTSCHAFTUNG

Dipl.-Ing. Martin Lienhard, MALL GmbH, Donaueschingen

## 1 EINFÜHRUNG

### 1.1 Ausgangssituation

In Deutschland werden täglich ca. 130 ha Fläche zusätzlich versiegelt. Von diesen neu bebauten und den bestehenden Flächen ist naturgemäß ein beachtlicher Anteil den Verkehrswegen zuzurechnen, sodass die Entwässerung dieser Bereiche sowohl volkswirtschaftlich als auch ökologisch eine intensive Betrachtung rechtfertigt.

Das traditionelle Entwässerungskonzept, Regenwasser so schnell und vollständig wie möglich abzuleiten, befindet sich im Umbruch. Alternativ hierzu wird seit Jahren versucht, mit neuen Ansätzen eine Regenwasserbewirtschaftung umzusetzen, die neben der Entwässerungssicherheit zusätzlich das Gleichgewicht des natürlichen Wasserkreislaufs berücksichtigt. [1] F. Sieker: Naturnahe Regenwasserbewirtschaftung statt Ableitung, Schriftenreihe Umwelttechnik und Umweltmanagement, Sonderband 8, Hannover 1994.

### 1.2 Methoden der Regenwasserbewirtschaftung

Neben der Versickerung eignen sich im Rahmen einer modernen Regenwasserbewirtschaftung auch die Methoden der Rückhaltung, Behandlung, Verdunstung und Nutzung, nicht selten ganz oder teilweise kombiniert in einer Anlage.

Die Auswirkungen der Regenwasserabflüsse lassen sich grob in zwei Kategorien unterteilen:

#### Hydraulische Effekte

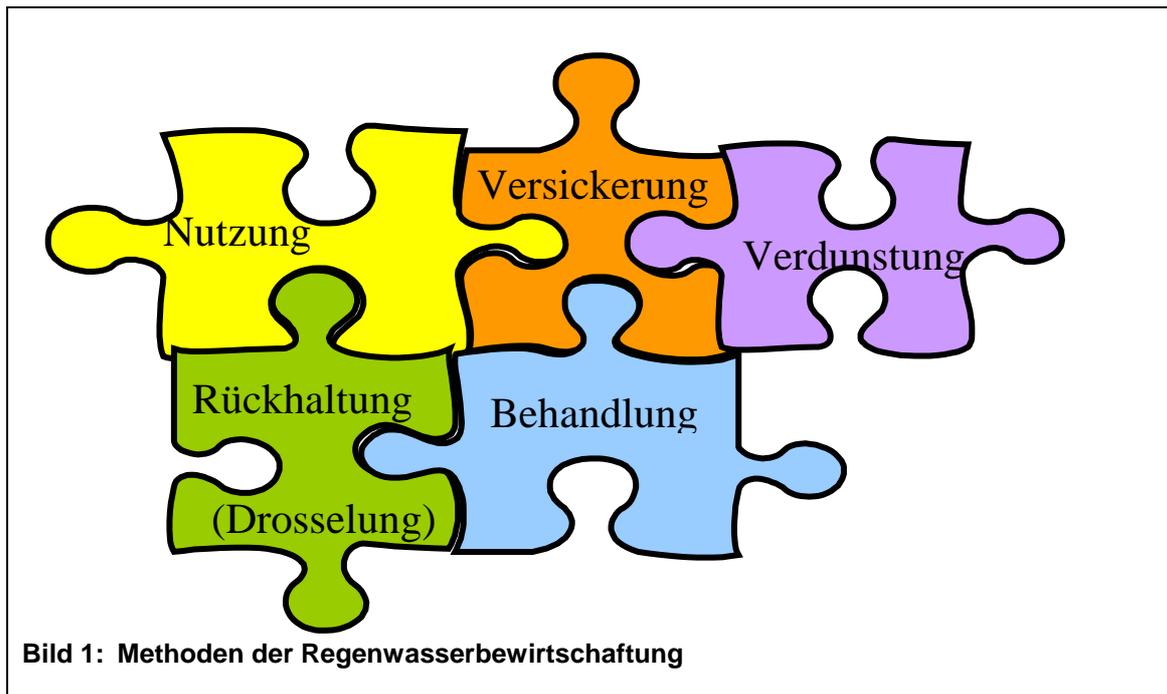
Die Folgen einer hydraulischen Überlastung durch Gewässereinleitungen sind Schäden an Flora und Fauna durch überhöhte Sohlschubspannungen bis hin zu Überschwemmungsereignissen mit bekannten Folgeschäden.

Die Vermeidung dieser Effekte wird über die Ermittlung maßgebender Regenspenden in Abhängigkeit von deren statistischer Überschreitungshäufigkeit angestrebt. Hierfür werden Regenrückhalteräume nach allgemein anerkannten Bemessungsregeln geschaffen.

Häufig lassen sich die Elemente

- Regenwassernutzung
- Versickerung
- Verdunstung
- Rückhaltung / Drosselung

sinnvoll miteinander kombinieren und effektiv dezentral einsetzen. Hierfür sollen im folgenden Vortrag Beispiele aufgezeigt werden.



### Stoffliche Effekte

Die Gewässergüte wird inzwischen nicht mehr durch die Kläranlagenüberläufe bzw. Schmutzwassereinträge bestimmt, sondern durch die Einleitung von Regen- und Mischkanalentlastungen (vgl. Bild 2). Die Ziele der modernen

**mall**  
umweltsysteme

Schmutzbelastung der Gewässer durch Regen- und Mischwasser

• Jährliche Frachten (in $t_{CSB} / a$ ):	
– Trennsystem-Einleitungen	257.000
– Mischwasser-Überläufe	225.000
– <u>Regenanteil Kläranlagen-Abl.</u>	<u>280.000</u>
– Niederschlag Gesamt.	762.000
– Kläranlagen – Trockenwetter	285.000
• Verhältnis Niederschlag : Kläranlagen-Ablauf	<b>2,7 : 1</b>

**Bild 2: Bedeutung von Regenwasserabflüssen für Gewässergüte am Beispiel CSB**

Regenwasserbewirtschaftung aus stofflicher Perspektive werden mit dem Element der Behandlung verfolgt.

Eine besondere Bedeutung gewinnt zunehmend die Betrachtung der Straßenoberflächenabflüsse, da diese ca. 50 % der Niederschlagsabflüsse ausmachen und im Vergleich zu Dachablaufwasser relativ stark belastet sind.

Das diesbezügliche Gefährdungspotenzial von Straßenoberflächenwasser ist in den vergangenen Jahren eingehend untersucht worden, sodass die Behandlungsziele und Behandlungsverfahren definiert werden können (vgl. Neufassung Ras-Ew 2006):

Rückhalt von Wasser gefährdenden Stoffen bei Unfall

Schadstoffreduzierung auf ein Maß, das die Einleitung in Vorflut erlaubt. Hierfür sind häufig Behandlungsverfahren erforderlich. Im Vordergrund steht dabei die Entnahme von Feststoffen und Leichtflüssigkeiten bzw. deren Speicherung im Becken.

## 2 ANLAGEN DER REGENWASSERBEWIRTSCHAFTUNG

### 2.1 Regenwassernutzung

#### 2.1.1 Regelwerke

Bei der Regenwassernutzung mit industrieller Vorfertigung handelt es sich um eine vergleichsweise junge Branche, die erst vor ca. 10 Jahren das Bastlerimage verlassen hat.

Neben der inzwischen erstellten DIN-Normenreihe (siehe unten) sind im Wesentlichen 4 Regelungsbereiche betroffen:

Trinkwasser- und Gesundheitsschutz (TVO)

Baurecht (Bauleitplanung, LBO, Bebauungspläne)

Wasserrecht (Abwassersatzung, Grundwasser- und Gewässerschutz)

Gebühren-/ Kommunalrecht (gesplitteter Maßstab)

Hierbei spielt das Baurecht (überraschenderweise) die mit Abstand untergeordnete Rolle, da die Bauwerke i.d.R. nicht genehmigungspflichtig sind.

Bedeutender hingegen ist die Einordnung einer Regenwassernutzungsanlage im Hinblick auf ihre wasserwirtschaftliche Belange, insbesondere, wenn es sich dabei um eine kombinierte Anlage mit weiteren Elementen der Regenwasserbewirtschaftung handelt (s.u.). Hierbei spielen sowohl **hydraulische** als auch **stoffliche** Fragen eine Rolle.

Das Wasserrecht, insbesondere die Abwassersatzung, bietet hier die Möglichkeit, sowohl Beschaffenheit als auch Menge des „überlaufenden“ Wassers zu definieren bzw. eine Einleitung in die Vorflut oder Kanalisation ganz zu untersagen (=Versickerung).

Der hydraulische Einfluss der Nutzung auf den Regenwasserabfluss ist bereits in mehreren Arbeiten untersucht worden [Fachvereinigung Betriebs- und Regenwassernutzung (fbr); TU Darmstadt].

Der grundsätzlich im Sinne der Siedlungswasserwirtschaft positive Einfluss auf den Wasserhaushalt ist unbestritten.

Inzwischen hat sich für die Einzelkomponenten von Regenwassernutzungsanlagen ein technischer Standard etabliert, der in verschiedenen Teilen der Norm DIN 1989 „Regenwassernutzungsanlagen“ definiert ist und bei deren Verabschiedung unter Beteiligung aller relevanten Kreise selbstverständlich auch die gesetzlichen Vorgaben hinsichtlich Trinkwasserqualität und Gesundheitsschutz beachtet worden sind.

Im Einzelnen sind folgende Normteile der „DIN 1989 – Regenwassernutzungsanlagen“ entstanden:

DIN 1989-1 „Planung, Ausführung, Betrieb und Wartung“, Endversion August 2002  
Im Rahmen der Formulierung dieses Normteiles wurde u.a. intensiv die Zulässigkeit des Wäschewaschens mit Regenwasser diskutiert, da parallel die ab 2003 gültige Trinkwasserverordnung gültig ist. Inzwischen hat sich nach intensiver Diskussion der Sachverhalt herauskristallisiert, wonach die Benutzung von Regenwasser für Wäschewaschen bei selbst genutztem Wohneigentum jedem freigestellt ist, während bei fremdgenutztem Eigentum neben dem Regenwasser auch ein Trinkwasseranschluss vorhanden sein muss.

[Bundesministerium für Gesundheit, 2. April 2002 „.....Dagegen wird weder die Qualität von Regenwasser durch diese Verordnung geregelt, noch verbietet sie die private Nutzung von Wasser solch minderer Qualität zum Zwecke des Wäschewaschens bzw. stellt sie eine solche Nutzung unter Strafe. Eine Überwachung solcher Anlagen erfolgt gemäß § 18 Abs. 1 Satz 2, wenn dem Gesundheitsamt Beanstandungen bekannt geworden sind und dies unter Berücksichtigung der Umstände des Einzelfalles zum Schutz der menschlichen Gesundheit erforderlich ist.

Die Verordnung legt aus Gründen des vorbeugenden Gesundheitsschutzes, insbesondere im Hinblick auf mikrobiologische Risiken, lediglich fest, dass in jedem Haushalt die Möglichkeit gegeben sein muss, Wasser, das „zur Reinigung von Gegenständen, die bestimmungsgemäß nicht nur vorübergehend mit dem menschlichen Körper in Kontakt kommen“ (dazu gehört auch Wäsche) zur Verfügung gestellt wird, den mikrobiologischen und chemischen Anforderungen der Verordnung entspricht (§ 3 Abs. 1 Buchstabe a TrinkwV 2001).

Es steht jedem Hausbesitzer frei, darüber hinaus ein zweites Leitungssystem für Dachablaufwasser zu installieren und dieses Wasser zum Beispiel zum Wäschewaschen zu nutzen; das gesundheitliche Risiko trägt er dabei selbst.“]

DIN 1989-2 „Filter“, Endversion April 2004

Im Vordergrund stand hier die Beschreibung eines Prüfstandes für mechanische Filtersysteme, der messbare Parameter ergibt, reproduzierbar ist und sich den realen Verhältnissen möglichst annähert.

Es wurde eine Typeneinteilung vorgenommen, die verschiedene Wirkungsprinzipien und den Wartungskomfort berücksichtigen

Wichtiges Kriterium war die Wahrung der Kriterien der Entwässerungssicherheit im Rahmen der Grundstücksentwässerung.

**DIN 1989-3 „Regenwasserspeicher“**, Endversion August 2003

Hier galt es insbesondere, die verschiedenen Materialspezifikationen der üblichen Zisternenbaustoffe Stahlbeton, Kunststoff und Stahl zu berücksichtigen.

Betonzisternen eignen sich besonders zur Verwendung als Regenwasserspeicher, da eine gleich bleibend kühle und dunkle Lagerung wichtige Voraussetzung für eine gute, d.h. hygienisch unbedenkliche Qualität des Wassers darstellt.

Deshalb bietet sich ein unterirdischer Einbau im Außenbereich, z.B. unter Verkehrswegen, an, zumal hierdurch kein Gebäuderaum beansprucht wird.

**DIN 1989-4 „Baugruppen zur Steuerung und Überwachung“**, Endversion April 2004

In diesem Normteil werden über die Definitionen von Teil 1 hinaus (freier Auslauf etc.) für die Baugruppen der so genannten Hauswasserstation Anforderungen definiert.

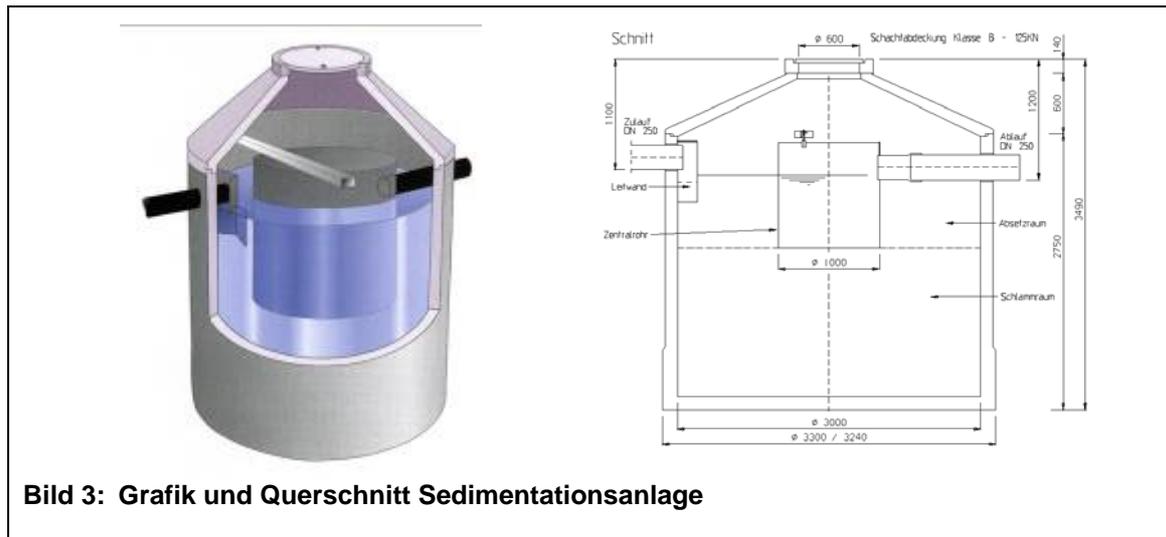
## 2.2 Regenwasserbehandlung

Bei der Bewertung jeglicher Regenwasserabflüsse ist zu prüfen, welche Behandlungsmaßnahme in Abhängigkeit der Herkunft (= Sammelfläche) und des Abflusszieles (= Gewässer, auch Grundwasser) vorzusehen ist. Das ATV-DVWK-Merkblatt-M 153 „Handlungsempfehlungen zum Umgang mit Regenwasser“ enthält hierzu konkrete Beurteilungsparameter. Unter Regenwasserbehandlung wird jeder natürliche oder künstlich herbeigeführte Vorgang verstanden, der eine Verminderung der stofflichen Belastung bewirkt.

### 2.2.1 Sedimentationsanlagen

Sedimentationsanlagen schaffen Strömungsverhältnisse, in denen spezifisch schwerere Stoffe als Wasser nach unten abgesetzt werden und umgekehrt leichtere Stoffe als Wasser nach oben schwimmen.

Sedimentationsanlagen bestehen aus einem Stahlbetonfertigteile-Behälter, einem Zentralrohr und einer Leitwand im Zulauf. Die Leitwand im Zulauf lenkt das zulaufende Wasser in eine tangential zum Behälter gerichtete Strömung um.



**Bild 3: Grafik und Querschnitt Sedimentationsanlage**

In dem Ringspalt zwischen der Behälteraußenwand und dem Zentralrohr entsteht ein rotierender Wasserkörper. Zusätzlich zur Schwerkraft wirken Zentrifugalkräfte auf die Schmutzpartikel ein und unterstützen die Absetzwirkung.

Das Wasser strömt von unten in das Zentralrohr ein, sodass Stoffe, die aufgrund ihres geringen spezifischen Gewichtes schwimmen, nicht in den Ablauf gelangen, sondern im oberen Bereich des Ringspaltes zurückgehalten werden. Durch den Einbau des Zentralrohres entsteht zusätzlich ein Auffangraum für Leichtflüssigkeiten, welcher für Unfälle (geplatzter Tank, Ölwanne) zur Verfügung steht. Das Zentralrohr verhindert weiterhin partielle Kurzschlussströmungen zwischen dem Zulauf und dem Ablauf der Anlage, was eine erhebliche Verbesserung des Wirkungsgrades gegenüber gradlinig durchflossenen Absetzanlagen bedeutet.

Die in Rundsandfängen gewollte, konzentrierte Aufwärtsströmung in der Mitte des Strudels wird durch das Zentralrohr unterbrochen, sodass es nicht, wie bei Sandfängen, zu einer Rücklösung von organischen Bestandteilen kommt.

Die Bemessung und damit mögliche Typisierung mit Einteilung nach Durchflussmengen bzw. Anschlussflächengrößen erfolgt in 2 Schritten.

Der erste Schritt ist die **hydraulische** Dimensionierung, der zweite die erforderliche Bereitstellung von **Speichervolumen** für die abgeschiedenen Stoffe.

Die Typenklassifizierung der Sedimentationsanlagen geht von folgenden Werten aus:

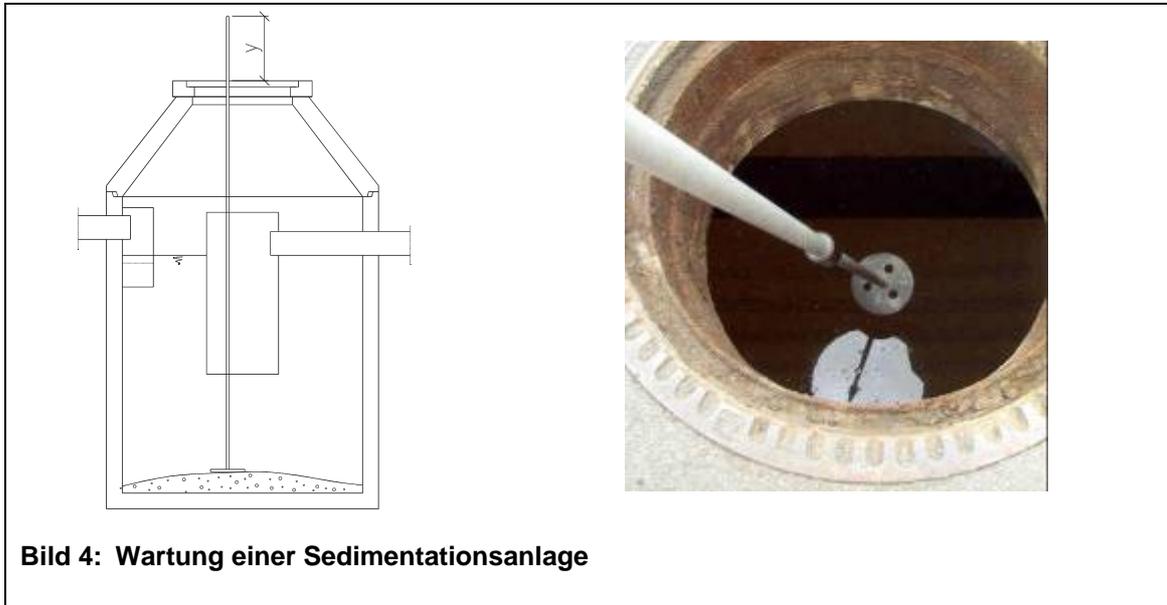
Bemessungsregen	$r_{(15,1)}$	150 l/s/ha
Oberflächenbeschickung ( $V_s=5,00$ mm/s, Korndurchmesser 0,01mm)	$q_A$	18 m/h
Fließgeschwindigkeit im Ringspalt	$v_R$	< 5 cm/s
Fließgeschwindigkeit im Zentralrohr	$v_Z$	< 5 cm/s
Aufenthaltszeit bei Nennbelastung	$T_A$	> 120 s

Gemäß den oben beschriebenen Ausgangsparametern für die werkeigene Typenklassifizierung entsprechen die Sedimentationsanlagen dem Typ D 25, Tabelle 4c von ATV-DVWK-Merkblatt-M 153 „Handlungsempfehlungen zum Umgang mit Regenwasser“, wobei als Durchgangswert D der Faktor 0,35 gesetzt werden kann.

Halbiert man die angegebenen  $A_{\text{red}}$ -Werte, ist auch eine Einstufung als Typ D 21 möglich.

Versickerungsanlagen müssen wie alle Anlagen in regelmäßigen Zeiträumen auf ihre Funktion überprüft und gewartet werden.

In diesem Zusammenhang erweisen sich derart vorgeschaltete Bauwerke als besonders zweckmäßig.



**Bild 4: Wartung einer Sedimentationsanlage**

Die mitgelieferte Wartungsanleitung in Verbindung mit einem Wartungsset ermöglicht dem Betreiber eine sachgemäße Wartung und Inspektion.

Abhängig von der Typisierung sind zulässige Schwimm- und Schlammschichtdicken vorgegeben, die analog zur Abscheidetechnik entsorgt werden, d.h. in der Regel mittels Schlauchwagen

### 2.2.2 Typisierungsgrundsätze

Aus Herstellersicht ist es in der Regel nicht möglich, objektspezifische Aufgabenstellungen und relevante Bemessungsparameter in Erfahrung zu bringen. Daher ist es unumgänglich, auf der Basis nachvollziehbarer und plausibler Bemessungsannahmen den „umgekehrten Weg“ zu gehen und dem Planer typisierte Produkte anzubieten, die auf ihre Anwendung im konkreten Fall überprüft und gegebenenfalls als Sonderanfertigung modifiziert werden können.

Bild 5 zeigt beispielhaft Typisierungsgrundsätze für verschiedene Anlagen der Regenwasserbehandlung.

1.1.1 Bauwerk	Kürzel	Grundlage	Oberflächenbeschickung	Merkmale
Sedimentationsanlagen (rund)	<b>MSA</b>	ATV M 153	< 18 m/h	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Fließgeschw. <math>\leq 5</math> cm/s</li> <li>• Bemessungsregen <math>r_{(15,1)}</math></li> <li>• Schlammraum</li> <li>• Leitblech (Spiralströmung)</li> </ul>
Sedimentationsanlagen (lang)	<b>MSA-L</b>	ATV-Handbuch Abwassertechnik Bd. III	< 18 m/h	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Fließgeschw. <math>\leq 10</math> cm/s</li> <li>• Bemessungsregen <math>r_{(15,1)}</math></li> <li>• Schlammraum</li> <li>• Pumpensumpf</li> <li>• <math>Q &gt; 125</math> l/s</li> <li>• Länge <math>3:1 \leq L/B \leq 4,5:1</math></li> </ul>
RiStWaG-Anlagen	<b>NEURARIST</b>	FGSV 2002	< 9 m/h	<ul style="list-style-type: none"> <li>• <math>L:B &gt; 3:1</math></li> <li>• Leichtstoffrückhaltung</li> <li>• Schlammraum</li> <li>• Fließgeschw Tauchw. &lt; 5</li> </ul>
Regenklärbecken	<b>MRKB</b>	ATV A 166, VerwVorsch d. Länder	< 10 m/h	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Drosselung auf <math>r_{krit}</math></li> <li>• Trennbauwerk</li> <li>• Pumpensumpf</li> <li>• Wassertiefe <math>\geq 2</math> m</li> </ul>

Bild 5: Beispiel Typisierungsgrundsätze Mall-Sedimentationsanlagen

### 2.2.3 Behandlung von Metalldachabflüssen

Nicht abschließend geklärt ist die Bewertung von Abflüssen von unbeschichteten Dacheindeckungen aus Kupfer, Zink oder Blei. Gemäß ATV-DVWK-Merkblatt-M 153 „Handlungsempfehlungen zum Umgang mit Regenwasser“ sind derartige Flächen als stark belastet einzustufen; entsprechend Arbeitsblatt ATV-DVWK-A 138 „Planung, Bau und Betrieb von Anlagen zur Versickerung von Niederschlagswasser“ ist eine oberirdische Versickerung von Abflüssen derartiger Flächen tolerierbar.

Da eine oberirdische Versickerung häufig aus topografischen oder wirtschaftlichen Gründen (Flächenbedarf im Ballungsraum) nicht möglich ist, wird derzeit ein Forschungsprojekt bei der TU München unter Federführung des Bayerischen Landesamtes für Wasserwirtschaft und maßgeblicher finanzieller Unterstützung der beteiligten Firmen durchgeführt, in welchem Möglichkeiten und Wirkungen der Metalladsorption verschiedener Anlagenkonfigurationen anhand eines konkreten Projektes (Akademie der Künste, München) untersucht werden sollen.

Die Schachtkonfiguration lässt sich wie folgt beschreiben:

Grundsätzlich ist zu berücksichtigen, dass die Metalle Kupfer, Zink oder Blei nicht chemisch verändert, sondern lediglich an andere Materialien angelagert (adsorbiert) werden. Dies hat zur Folge, dass dieses Sorptionsmaterial zwangsläufig in regelmäßigen Abständen ausgetauscht werden muss. Die Konzeption der von Mall und KM Europa Metal gemeinsam entwickelten Anlage verfolgt daher folgende Ziele:

- a) Wartungsfreundlichkeit im Hinblick auf Austausch des Sorptionsmaterials
- b) Optimierung der Standzeit durch zuverlässige Vorreinigung des Zuflusses
- c) Hohe Anwendungsflexibilität durch geringe Höhenverluste und variierbare Anschlusshöhen

Bild 6 zeigt die anwendungsfreundliche Konzeption am Beispiel des Objektes Hans-Preissinger-Straße in München.



## 2.3 Kombinierte Anlagen (Nutzung-Versickerung-Rückhaltung)

Das ATV-DVWK-Merkblatt-M 153 „Handlungsempfehlungen zum Umgang mit Regenwasser“ nennt explizit die Speicherung und Nutzung als zweckmäßige Maßnahme einer zeitgemäßen Regenwasserbewirtschaftung. Diese Ziele lassen sich häufig mit noch höherer Wirtschaftlichkeit und Akzeptanz realisieren, wenn mit der Nutzung noch weitere Methoden der Regenwasserbewirtschaftung verknüpft werden können.

### 2.3.1 Rückhaltung- und Nutzungsanlage „Reto-Regenspeicher“

Es ist leicht nachvollziehbar, dass die natürliche Vegetation ein wesentlich höheres Rückhaltevermögen von Regenabflüssen aufweist als bebaute bzw. versiegelte Flächen. Dort, wo Versiegelungen vorhanden oder unvermeidbar sind, sollten folglich Maßnahmen zur zeitlichen Verzögerung der Abflüsse ergriffen werden.

Bestehende und geplante Kanalisationen und Entwässerungsbauwerke werden dann durch die Ableitung von unschädlichem Regenwasser nicht mehr belastet oder gar überlastet.

Gleichzeitig steigt jedoch der Bedarf an Gewerbeflächen und an privat genutztem Bauland, was zwangsläufig zu erhöhten Versiegelungsgraden führt.

Die komplette Versickerung des überschüssigen Regenwassers ist erstrebenswert, aber häufig aufgrund der Boden- und Grundwasserverhältnisse nicht möglich.

Nur eine zuverlässige und sinnvoll dimensionierte Rückhaltung von Starkregenereignissen ermöglicht dann noch die Erschließung zusätzlicher Bebauungsflächen. Über den privaten Nutzen (**Regenwasser-Nutzung**) hinaus können wasserwirtschaftliche Bedürfnisse (**Rückhaltung**) erfüllt und somit Kosten gespart werden.

Die eingebaute Drossel kann auf sehr kleine Regelabflüsse zwischen 0,05 und 1,0

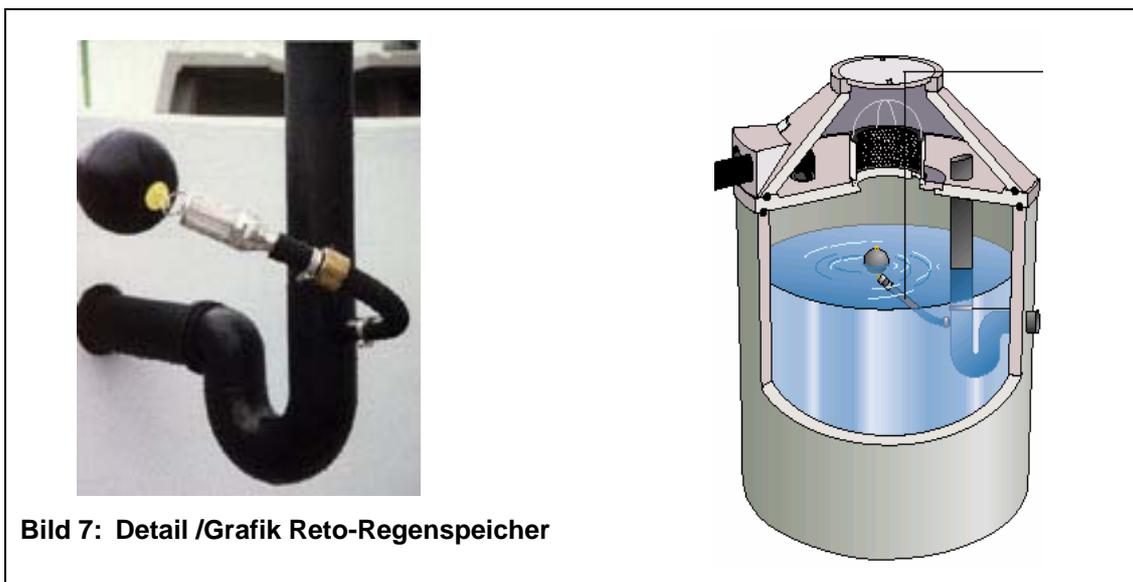


Bild 7: Detail /Grafik Reto-Regenspeicher

Liter pro Sekunde eingestellt werden und erlaubt so die Rückhaltung und hydraulisch

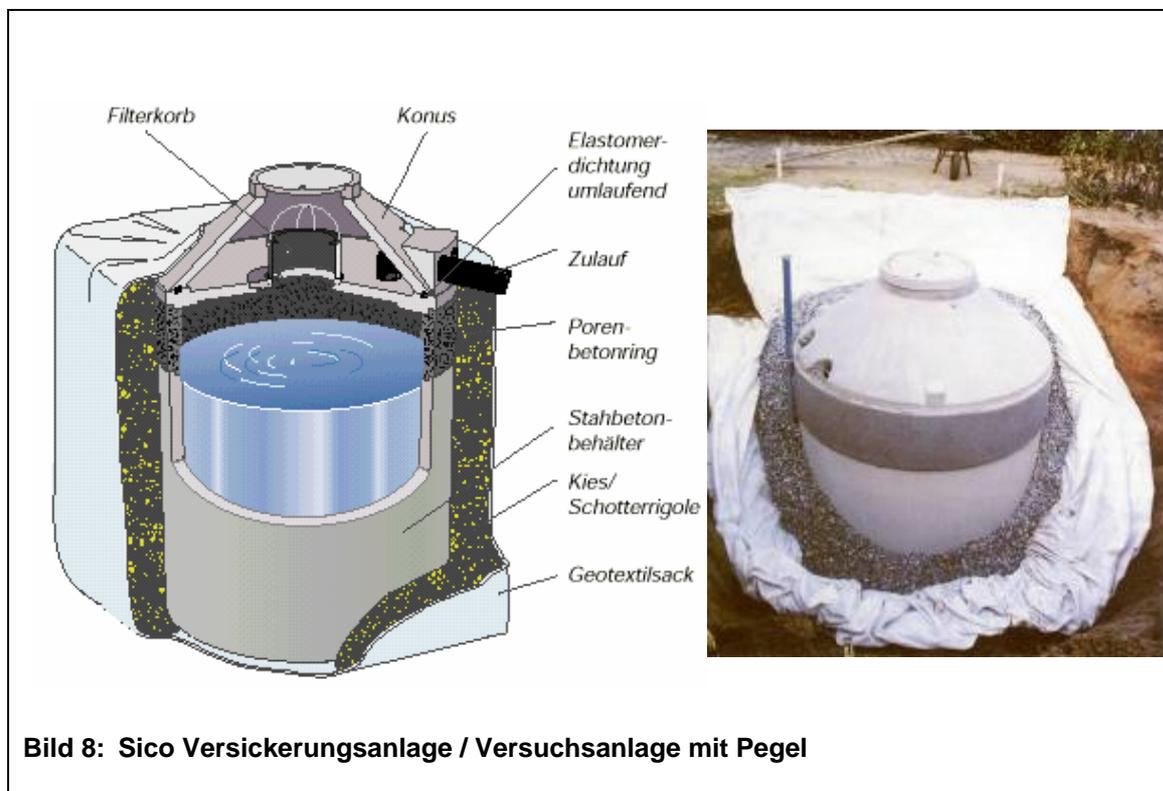
kontrollierte Ableitung von Regenwasser direkt auf dem angeschlossenen Grundstück.

Bezogen auf durchschnittliche Dachflächen von ca. 100 m<sup>2</sup> = 0,01 ha entstehen somit spezifische Abflüsse von 5,0 bis 100 Liter/(sec x ha).

Zum Vergleich: Für verschiedene Bachtypen gibt das Merkblatt M 153 spezifische, zulässige Abflussspenden zwischen 15 und 240 Liter/(sec x ha) vor. Das entwickelte Filtersystem verzichtet auf eine im Filter eingebaute Schmutzfrachttrennung. Hierdurch wird eine zusätzliche zweite Drossel für den Schmutzfrachtanteil entbehrlich.

### 2.3.2 Versickerungs- und Nutzungsanlage „Sico-Regenspeicher“

Bei der Regenwasserzisterne des Typs „Sico“ handelt es sich um ein System, das die Elemente *Nutzung* und *Versickerung* miteinander kombiniert.



Das gesammelte Wasser wird im Konusbereich des Speichers gefiltert und gelangt über eine Verrieselungswanne (beruhigter Zulauf) in den Speicher.

Steigt der Wasserspiegel über das vorgesehene Maximalniveau, z.B. infolge geringer Nutzung und/oder Starkregens, dringt das so genannte Überschusswasser durch einen planmäßig porösen Porenbetonring in einen Kies-Rigolenkörper außerhalb der Zisterne.

Der Porenbetonring hat gegenüber einer Bohrung mit Anschluss an ein Dränagerohr den Vorteil, dass die Eintrittsfläche (Umfang x Ringhöhe > 3 m<sup>2</sup>) wesentlich größer und von der Behälterinnenseite einer Inspektion zugänglich ist und somit der Gefahr

unbemerkt Verstopfungen begegnet wird. Als vorteilhaft hat sich die Bereitstellung vorkonfektionierter Geotextilsäcke und verschraubbarer Behälterelemente erwiesen.

Die Größe des Rigolenkörpers wird individuell bemessen (s.u.) und füllt in der Regel den Arbeitsraum aus, der beim Aushub der Zisternenbaugrube entsteht. Mittels Pegelmessungen im Rigolenkörper wurden die Rechenansätze überprüft (vgl. Bild 7). Die Erfahrungen sind durchweg positiv; bei den untersuchten Fällen wurde der Maximaleinstau in der Rigole (= Unterkante Porenbetonring) in keinem Fall erreicht.

Unter dem Aspekt des Stoffrückhaltes sind folgende Punkte von Bedeutung:

Zur Versickerung gelangt ausschließlich auf Dachflächen gesammeltes Niederschlagswasser („qualitativ unbedenklich“)

Das Dachablaufwasser wird vor Eintritt in das Speichervolumen durch einen Feinfilter (Maschenweite < 0,4 mm) gereinigt

Durch Sedimentationswirkung in der Zisterne, die über einen beruhigten Zulauf gewährleistet wird, erfolgt eine zusätzliche Separierung eventuell vorhandener Schadstoffe

Die Bemessung der Versickerungsrigole wird analog ATV-DVWK-A 138 „Planung, Bau und Betrieb von Anlagen zur Versickerung von Niederschlagswasser“ für Schächte durchgeführt und steht dem Anwender ebenfalls typisiert zur Verfügung.

### **2.3.3 Versickerungs- und Nutzungsanlage „Terra-Regenspeicher“**

Das bei allen Versickerungsmethoden erforderliche Zwischenspeichervolumen wird bei der oberirdischen Versickerung durch eine muldenartige Vertiefung an der Geländeoberfläche erzielt.

Der oben zitierte Sachverhalt führt zu einem Zielkonflikt zwischen Oberflächen-Versickerung und Regenwasser-Nutzung.

Einerseits soll das gesammelte und gefilterte Wasser ohne große Umwege (Strömungshindernisse) an den gleich bleibend kühlen und dunklen Speicherort gelangen

Häufig erlauben es die topografischen Gegebenheiten nicht, den Überlauf der Zisterne in eine benachbarte Mulde zu führen (Geländeneigung erforderlich). Ebenso lassen die erforderliche Frostsicherheit und die Betriebsicherheit des Filtersystems das Ansteigen des Wasserspeicherniveaus auf Geländeoberkante nicht zu.

Vor diesem Hintergrund ist ein Erdfilter-System entwickelt worden, das die Elemente Rückhaltung, Verdunstung, Nutzung und Versickerung beinhaltet.

Das überschüssige Regenwasser im Speicher wird nach Passage einer bewachsenen Bodenzone (im Erdfilterkopf) in das Erdreich eingeleitet, ohne zusätzliche energieverbrauchende Hebeeinrichtungen oder wartungsintensive Mechanik einzusetzen.

Auf einem konventionellen Rundbehälter ruht ebenfalls ein - vergleichsweise niedriger - Rundbehälter, der folgende Aufgaben erfüllt:

Aufnahme einer bewachsenen Bodenschicht als „Filterschicht“

Ableitung des durchgesickerten Regenwassers mittels Dränage und Zulauf in die Zisterne

Zugangsmöglichkeit in den Speicherbehälter

Bereitstellung eines ausreichend dimensionierten Einstauvolumens über der Bodenschicht

Da das gespeicherte Wasser bei dieser Konzeption in jedem Fall eine bewachsene Bodenzone passiert hat, ist bei Überschreiten des maximalen Speicherwasserstandes die Abgabe in eine unterirdische Rigole oder einen konventionellen Versickerungsschacht unbedenklich möglich.



**Bild 9: Grafik Terra-Regenspeicher / Eingebauter Zustand**

Die Bemessung konzentriert sich auf die Ermittlung eines ausreichenden Stauvolumens über der Bodenzone, um genügend Wasser für die Nutzung zu erhalten. Die Bodenzone stellt nicht nur ein Strömungshindernis dar, sondern erhöht auch den von der Regenwasserbewirtschaftung gewünschten Effekt der Verdunstung.

Sämtliche Elemente von den untereinander verschraubbaren Betonbauteilen über Dränagematte, Bodensubstrat bis hin zur Pflanzmatte werden vorkonfektioniert für verschiedene Typen bzw. Anschlussflächen ausgeliefert, was eine komplette Montage der Versickerungsanlage innerhalb weniger Stunden ermöglicht.





**Bild 11: Montage- und Einbauzustand Innodrain**

Für ein Tiefbeet von ca. 10 m<sup>2</sup> Fläche (entspricht 4 Betonrahmenelementen) kann bei einer abflusswirksamen Straßenbreite von ca. 8 m bei einseitigem Quergefälle ein Straßenstück von ca. 50 m angeschlossen, bei Dachprofil entsprechend eine Länge von 100 m angeschlossen werden. Dies entspricht den Entwässerungsabschnitten konventioneller Straßeneinläufe, weshalb man hier von einem „grünen Gully“ sprechen kann.

Die Tiefbeete können modulartig in beliebigen Längen und Anordnungen im Straßenraum angeordnet werden und ermöglichen daher die Einbeziehung gestalterischer und verkehrsberuhigender Aspekte. Die Außenbreite wurde auf die klassische Parkstreifenbreite abgestimmt; Anfangs- und Endteile sind zum Straßenraum hin abgerundet ausgebildet.

Besonders bewährt hat sich das Innodrain-System in neuen Erschließungsgebieten, wo die Gefahr besteht, dass frühzeitig angelegte klassische Muldensysteme durch die nachfolgende, private Bautätigkeit wieder (unplanmäßig bzw. versehentlich) verfüllt werden. Die Betonrahmeneinfassungen bewirken hier nicht nur eine Platzersparnis durch die Einsparung der flächenintensiven Böschungen, sondern sind auch von vorneherein als Anlagen bzw. Bauwerke mit eindeutiger Funktionszuordnung erkennbar.

## 2.4 Frosteinwirkung auf überirdische Versickerungssysteme

Die aus dem Schutzbedürfnis für Boden und Grundwasser hergeleitete Forderung nach überirdischen Versickerungsanlagen (Passage der belebten Bodenzone) zieht häufig die Frage nach deren Frostsicherheit nach sich.

Die Erfahrungen der eingebauten Anlagen (z.B. Terra-Regenspeicher oder Innodrain) bestätigen nicht Befürchtungen, wonach es im Verlauf einer Frostperiode zum Ausfall bzw. zum Versagen dieser Anlagen kommen kann.

Die Beobachtungen haben gezeigt, dass fließendes Wasser (Schmelzwasser oder Regen) sehr schnell die vorhandenen Eisschichten zum Tauen bringt. Da die oberirdischen Vertiefungen (Wannen) primär einen Einstau- bzw. Rückhalteraum über einem durchlässigen Substrat darstellen, kommt es in der Regel nicht zu einem vollständigen Durchfrieren dieses nur kurzzeitig wassergesättigten Substrates, sondern lediglich zur Eislinnenbildung.



**Bild 12: Versuchsanlage Terra-Regenspeicher mit Eislinnenbildung**

Neben und zwischen diesen Linnen steht dann ausreichend Versickerungsfläche zur Verfügung, zumal die Abtauraten wesentlich geringer als die Abflussereignisse einzustufen sind.

Hohe **Regenintensitäten** von Niederschlägen im Winter sind erfahrungsgemäß selten, darüber hinaus verfügt vorhandener Schnee über beachtliche Speicherkapazitäten für den Regenniederschlag, vgl. auch [2] London/Nothnagel: Bauen mit dem Regenwasser, München 1999.

Eine signifikante Beeinträchtigung oberflächennaher Versickerungssysteme konnte somit nicht beobachtet werden.

### 3 FAZIT

Eine zeitgemäße Regenwasserbewirtschaftung strebt nicht danach, die Entwässerungsanlagen dem anfallenden Abfluss anzupassen, sondern den Abfluss derart zu steuern, dass er von den vorhandenen Anlagen aufgenommen oder im Idealfall den natürlichen Verhältnissen angepasst werden kann.

Es hat sich gezeigt, dass modulartig konzipierte Anlagen und Ausstattungselemente besonders geeignet sind, alleine oder in Kombination die Erfordernisse aus einer zeitgemäßen Regenwasserbewirtschaftung im Hinblick auf Hydraulik, Handhabung und Wirtschaftlichkeit zu erfüllen. Insbesondere die Typisierung derartiger Anlagen mit Vordimensionierung und abgestuften Einsatzparametern sowie eine weitgehende Vorfertigung unter Beachtung von Inspektions- und Wartungsmöglichkeiten sorgen für Akzeptanz und erforderliche Betriebssicherheit.

### Literaturverzeichnis

- [1] F. Sieker: Naturnahe Regenwasserbewirtschaftung statt Ableitung, Schriftenreihe Umwelttechnik und Umweltmanagement, Sonderband 8, Hannover 1994
- [2] London/Nothnagel: Bauen mit dem Regenwasser, München 1999.

# Aktivierung von Rückhaltevolumen in Entwässerungssystemen



Dipl.-Ing. (FH) Harald Güthler

Güthler Ingenieurteam GmbH  
Schaffhauser Str. 103 • 79761 Waldshut-Tiengen  
Email: [Guethler.info@guethler-ingenieure.de](mailto:Guethler.info@guethler-ingenieure.de)

# Aktivierung von Rückhaltevolumen in Entwässerungssystemen

Harald Güthler, Güthler Ingenieurteam GmbH, Waldshut-Tiengen

## 1 Einleitung

Allgemein können Mischwasserkanäle im Entwässerungssystem nicht jeden Niederschlag vollständig zur Kläranlage ableiten, so dass an geeigneten Stellen des Entwässerungssystems Regen- bzw. Mischwasserentlastungsanlagen notwendig sind.

Um jedoch die Gewässerbelastung so gering wie möglich zu halten, wird an diesen Stellen eine Regen- bzw. Mischwasserbehandlung durch Zurückhaltung und Sedimentationsbegünstigung des ersten Schmutzstoßes in Regenbecken oder Stauraumkanälen durchgeführt, deren Inhalte dann verzögert der Kläranlage zugeführt wurden. Dies ist die bisher, in vielen Städten und Gemeinden, praktizierte (konventionelle) Lösung.

Neben der Thematik – „Schmutzaustrag in Gewässer“ treten auch hydraulische Überlastungen in Entwässerungssystemen auf.

Entwässerungssysteme sind dann überlastet, wenn die Kumulation von Abflüssen auf zu kleine Abflussquerschnitte trifft und dadurch die Gefahr von Überstau bzw. Überflutung gegeben ist. Allgemeine Praxis ist es, diese überlasteten Querschnitte durch leistungsfähigere zu ersetzen oder Rückhaltebecken vorzusehen.

Die optimierte Bewirtschaftung des Entwässerungssystems mittels HydrOstyx<sup>®</sup>-Verfahren zur Lösung der dargestellten Probleme als eine der innovativen Möglichkeiten der ökologischen Stadtentwässerung wird nun in geeigneten Kanalnetzen zunehmend eingesetzt.

Die Europäische Kommission förderte auf Grund der Verordnung über das LIFE-Umwelt-Programm ein innovatives Demonstrationsvorhaben auf diesem Gebiet. Da die Landeshauptstadt Stuttgart, die Stadt Stockach, der Abwasserverband Lamer Winkel sowie die Städte Feldkirch und Götzis über geeignete Vorhaben verfügten, an welchen durch Anwendung des Verfahrens deutlich Kosten eingespart werden können und darüber hinaus noch für das Gesamtprojekt Förderungen seitens der EU möglich waren, haben sie sich zur Mitwirkung an dem Demonstrationsprojekt bereit-erklärt.

Nach erfolgreichem Abschluss sollen die Ergebnisse bekannt gegeben und somit anderen interessierten Kommunen zugänglich sein, so dass das geförderte HydrOstyx<sup>®</sup>-Verfahren eine Verbreitungsmöglichkeit hat.

Ein Erfahrungsaustausch der am Projekt Beteiligten ist gewünscht. Präsentationen im Sinne einer gezielten Öffentlichkeitsarbeit mit Hinweis auf die Förderung durch die EU sind Pflicht.

## 2 HydrOstyx<sup>®</sup>-Verfahren

### 2.1 Ziele

Die GÜthler Ingenieurteam GmbH ist Entwicklerin und Inhaberin von Patenten des innovativen HydrOstyx<sup>®</sup>-Verfahrens in Verbindung mit den dazugehörigen HydrOstyx<sup>®</sup>-Armaturen.

Das Verfahren ermöglicht auf einfache und kostengünstige Art die Aktivierung und damit Nutzung von Retentionsvolumen durch Bildung von Speicherkaskaden in Entwässerungssystemen.

Mit Hilfe dieser Technik wird das Abflussverhalten in den Kanälen variabel geändert und die Abflüsse so bewusst gesteuert, dass zahlreiche Ziele erreicht werden, die wie folgt zusammengefasst werden können:

- **Regen- bzw. Mischwasserbehandlung durchführen**
- **Hydraulische Verhältnisse im Kanalnetz verbessern**
- **Zuflüsse in Vorfluter quantitativ ändern**
- **Durch Abflusssteuerung Kläranlagefunktionen optimieren**

### 2.2 Speicherkaskade (SKK)

#### 2.2.1 Allgemeines

Speicherkaskaden sind Stauraumkanäle mit einer Ablauf- bzw. Abflussbarriere in Form von festen oder beweglichen Wehren, in der eine den jeweiligen unterschiedlichen Erfordernissen angepasste Sohlöffnung für den Normal- bzw. Trockenwetterabfluss und eine Überlaufschwelle für den Spitzenabfluss angebracht sind. Die Abflussbarriere – in unserem Fall die innovative HydrOstyx<sup>®</sup>-Abflussbremse<sup>®</sup> bzw. Schwingbremse<sup>®</sup> ist in einem Kaskadenbauwerk bzw. Kanalschacht untergebracht. Solche Speicherkaskaden lassen sich als Einzelsystem oder auch im Verbund mit Stauraumkanälen oder Regenüberlaufbecken als Verbundbeckenlösung realisieren. Sie wirken in sich wie Regenrückhaltebecken. Nach Befüllung der oberen Kaskade überläuft diese in den untenliegenden Kanal bzw. in die nächste Kaskade, während im Grundablass die gezielt eingestellte Wassermenge dorthin weiter fließt.

Entlastungen können sowohl oberhalb der Speicherkaskaden als auch unterhalb dieser erfolgen.

Findet eine Entlastung oberhalb statt, so wird automatisch aus jedem System, das über eine Entlastungsstelle in einen Vorfluter und eine Überlaufschwelle zum unten liegenden Kanal verfügt, eine obere Speicherkaskade, weil diese ja eine bestimmte z. B. kritische Wassermenge bzw. Teilwassermenge über die Schwelle weiterleitet. In diesem Fall wurde an dem Element ein zusätzliches Kaskadenbauwerk angefügt.

Bei Entlastung unterhalb der Kaskade muss gewährleistet sein, dass die durch die Kaskade hindurch strömende Entlastungsmenge auch hinsichtlich der hydraulischen Erfordernisse problemlos weitergeleitet werden kann.

Somit wird aus der untersten Kaskade ein System mit Entlastung in den Vorfluter.

Dies kann z. B. ein Fang- oder Durchlaufbecken oder auch ein Stauraumkanal mit oben- bzw. untenliegender Entlastung sein. Die weitergehenden Drosselabflüsse sind über ein Drosselbauwerk entsprechend den Erfordernissen einzustellen.

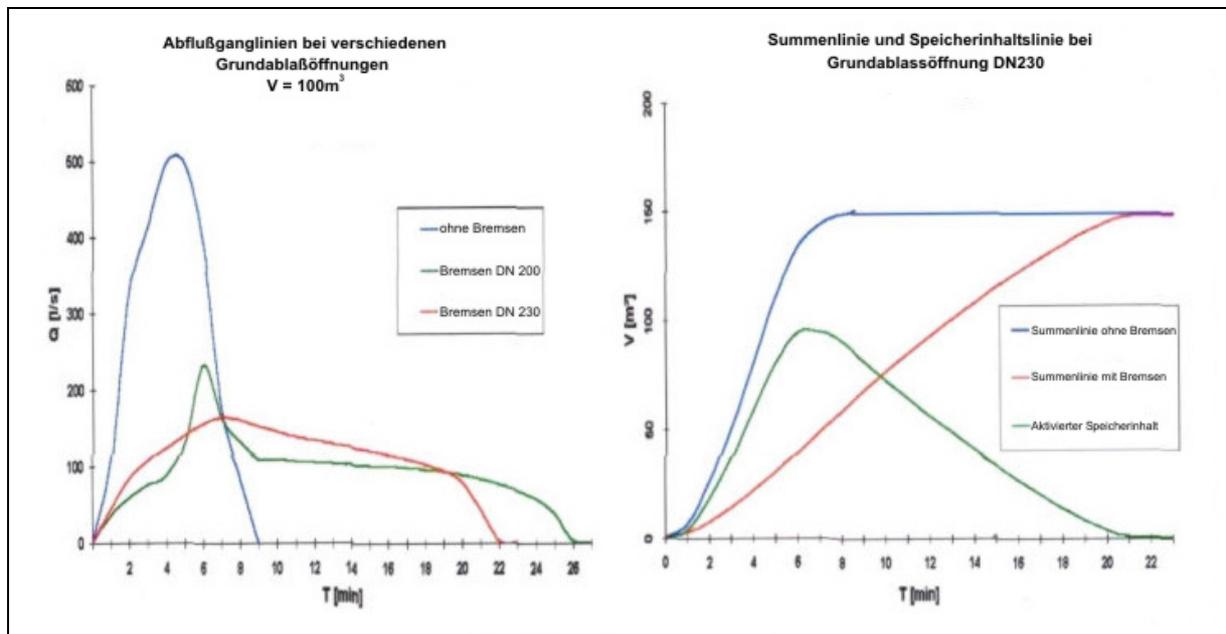


Bild 1: Einfluss von verschiedenen Grundablässen (DN 200 und DN 230) auf das Abflussverhalten mit Darstellung des nutzbaren Speicherinhalts

Eine wichtige Rolle bei der Nutzarmachung von Speicherkaskaden spielt die Wahl des geeigneten Grundablassquerschnittes, da dieser sich auf das „Retentionsverhalten“ auswirkt. Bei zu kleinen Grundablassquerschnitten werden die Speicherräume zu schnell gefüllt und damit nicht die optimale Abflussverzögerung erzielt. Auf der anderen Seite führen zu große Grundablassquerschnitte zu ungenügender Ausnutzung der Speicherräume und damit ebenfalls zu nicht optimalen Ergebnissen.

Die Funktion von Speicherkaskaden wird durch die Darstellung von Summenlinien und Speichernutzungsganglinien veranschaulicht. Hierzu werden sämtliche Abflüsse ohne Speicherkaskade über den Simulationszeitraum hinweg verglichen mit Speicherkaskaden mit Abflussbremsen<sup>®</sup> und als Summenlinien dargestellt. Die Speichernutzungsganglinie stellt die Differenz dieser beiden Summenlinien, also zwischen ungebremstem Durchfluss und gebremstem Abfluss, dar. Diese entspricht dem zum jeweiligen Zeitpunkt genutzten Speicherkaskadenvolumen.

Diese, auf Grund der hydrodynamischen Simulationsberechnung, entstandene grafische Darstellung, dient somit übersichtlich als Nachweis, welcher Anteil des zu Verfügung stehenden statischen Speichervolumens, das in der hydrologischen Simulationsberechnung zu Grunde gelegt wurde, tatsächlich genutzt wird und über welchen Zeitraum diese Aktivierung stattfindet.

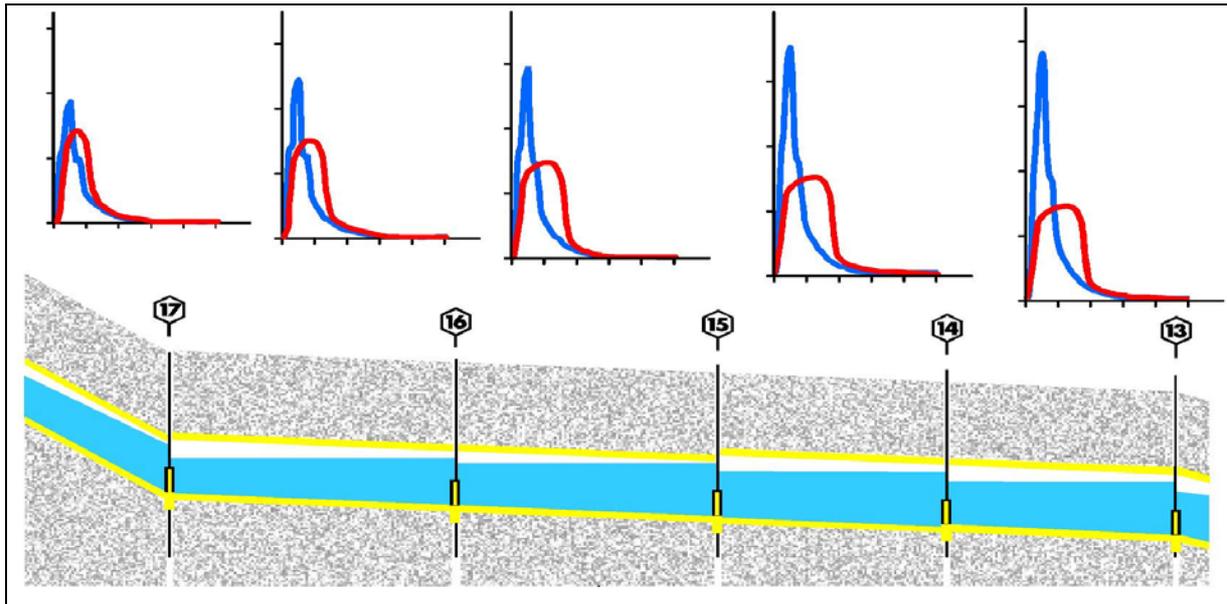


Bild 2: Speicherkaskaden im Entwässerungssystem  
 Ganglinie rot = gebremster Abfluss  
 Ganglinie blau =ungebremster Abfluss

Mit der Bildung von Speicherkaskaden werden Retentionsräume aktiviert, die zu einer Verzögerung des Abflusses und zur Reduktion von Abflussspitzen beitragen.

In Bild 3 wird der Einfluss der Speicherkaskaden auf das Abflussverhalten sichtbar. Die blauen Ganglinien zeigen den ungebremsten Abfluss, der im Verlauf des Kanalnetzes weiter ansteigt. Mit der Nutzbarmachung von Speicherkaskaden wird dieser Spitzenabfluss „gebremst“ weitergeleitet, wobei mit zunehmendem aktiviertem Speichervolumen sich die Reduktion der Abflussspitze, also die Differenz zwischen gebremstem und ungebremstem Abfluss, immer deutlicher bemerkbar macht.

### 2.2.2 Systeme

Folgende Kaskadensysteme mit unterschiedlichen Entlastungsmöglichkeiten, aber auch ohne Entlastung in den Vorfluter, sind anwendbar.

- a) **Speicherkaskaden ohne Entlastung in den Vorfluter als Retentionsspeicher.**
- b) **Speicherkaskade mit untenliegender Entlastung (BÜ/SÜ)**
- c) **Speicherkaskaden mit obenliegender Vorentlastung (RÜ/BÜ/SÜ) und untenliegender Nachentlastung (KÜ/SÜ)**
- d) **Speicherkaskaden mit nur obenliegender Entlastung (RÜ/BÜ/SÜ)**

### 2.2.2.1 Speicherkaskade ohne Entlastung

Sie sollten möglichst viel Volumen zur Verfügung stellen im Verhältnis zu der anfallenden Gesamtabflussmenge. Wird das Volumen zur Minderung von Abflussspitzen zur Steuerung von Abflüssen infolge von hydraulischen Überlastungen verwendet, sind hydrodynamische Simulationsberechnungen unter Zugrundelegung der wissenschaftlichen Erkenntnisse der Schachtgesamtverlustbeiwerte durchzuführen und die Nachweise der Drucklinienverläufe zu führen. Das notwendige Volumen zur Mischwasserbehandlung sollte mindestens das statische Volumen, des 1,5fachen erforderlichen Volumens beinhalten.

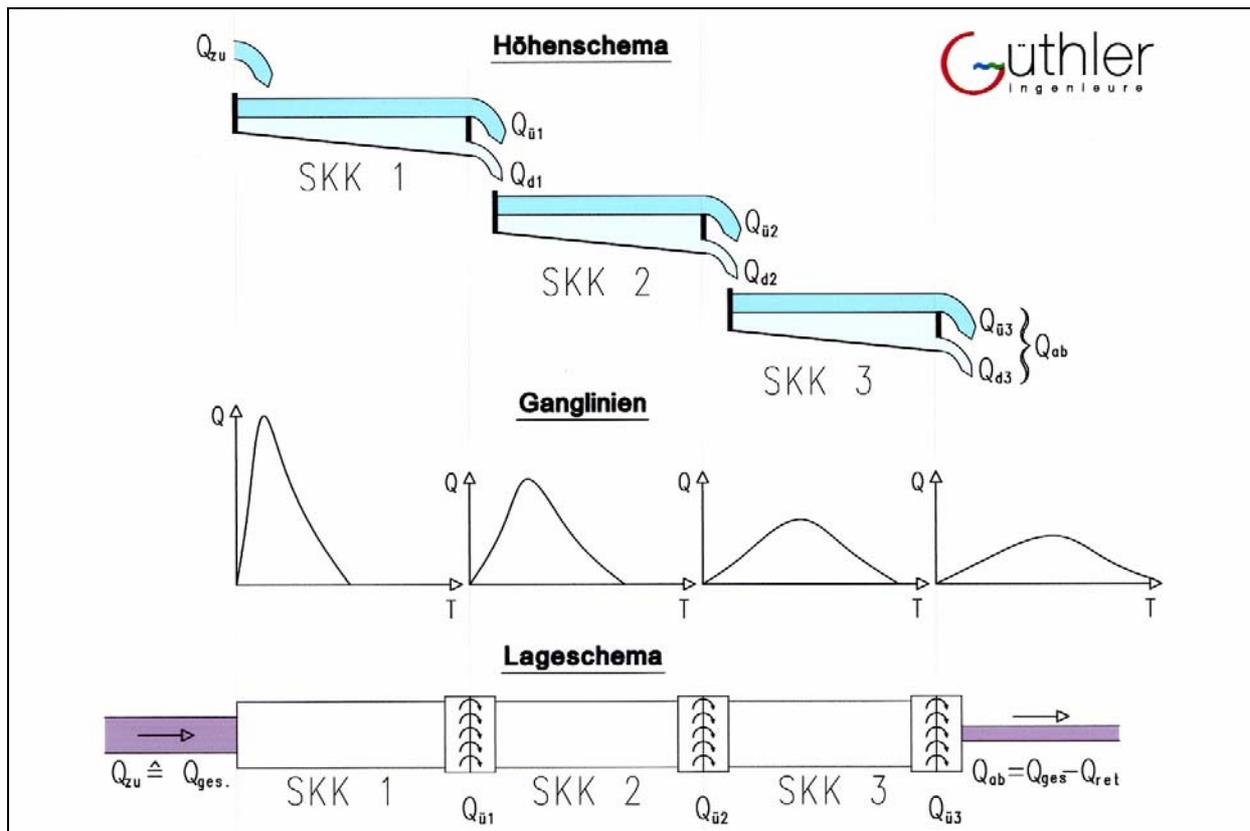


Bild 3: Speicherkaskade ohne Entlastung

### 2.2.2.2 Speicherkaskade mit untenliegender Entlastung (BÜ/SÜ)

Sie wird von der gesamten Zuflussmenge durchströmt, so dass Ablagerungen in Folge der höheren Fließgeschwindigkeiten seltener sind. Die untenliegende Entlastung kann in Form eines Stauraumkanals mit untenliegender Entlastung geschehen, wobei hier in Folge des Durchströmens ein höherer Schmutzfrachtaustrag erfolgen kann. Daher wird das anrechenbare Volumen um fünfzig Prozent erhöht. Die Entlastung kann auch in Verbindung mit einem Stauraumkanal mit obenliegender Entlastung bewirkt werden, so dass diese die Funktion einer Schmutzfangzelle im Sinne eines Fangbeckens im Hauptschluss erhält. Diese Lösung wäre wasserwirtschaftlich vorteilhafter. Die Kombination dieser Lösungen ist wie im Bild 5 dargestellt möglich.

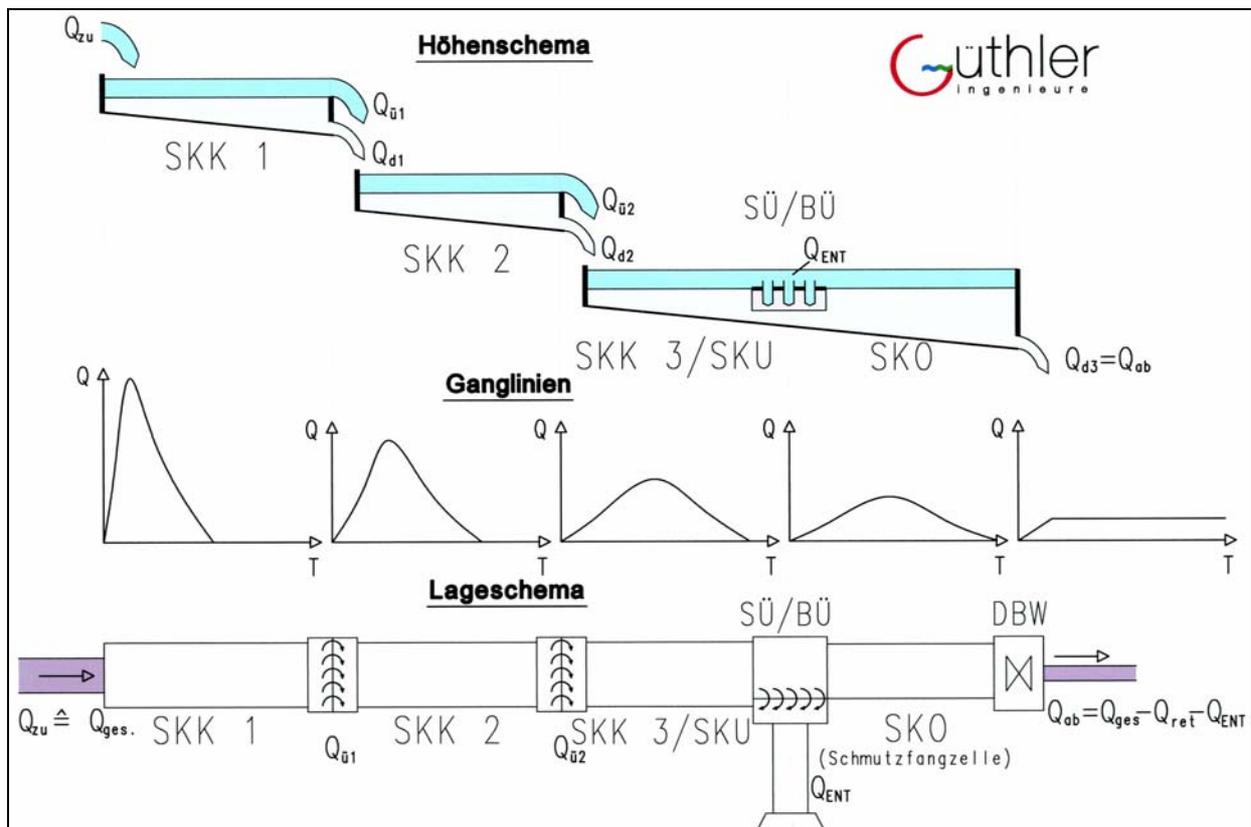


Bild 4: Speicherkaskade mit untenliegender Entlastung (BÜ/SÜ)

### 2.2.2.3 Speicherkaskade mit obenliegender Vorentlastung (RÜ/SÜ/BÜ) und untenliegender Nachentlastung (KÜ/SÜ/BÜ)

Speicherkaskaden können auch vorentlastet werden, entweder über einen einfachen Regenüberlauf oder über einen Stauraumkanal mit oben- bzw. untenliegender Entlastung. Findet eine Weiterleitung der kritischen Teilwassermenge in eine unterhalb liegende Kaskade statt, so wird den in den Kaskaden aktivierten Volumen eine Mischwasserbehandlung bzw. Rückhaltung zugeordnet. Bei knapp bemessenem Beckenvolumen muss dann am Ende der Speicherkaskade eine Nachentlastung im Sinne eines Klärüberlaufes bzw. Stauraum- oder Beckenüberlaufes stattfinden. Sedimentationen werden allerdings hier nicht angerechnet.

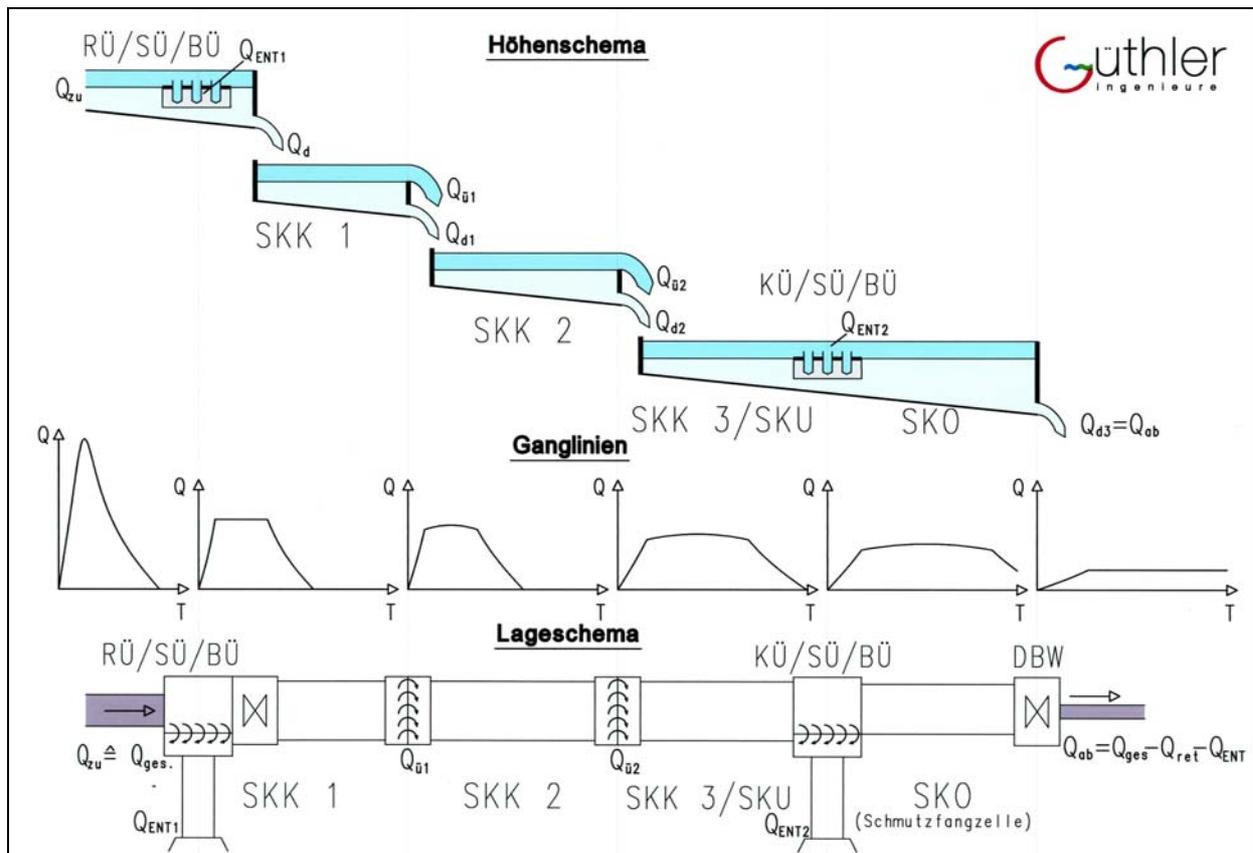


Bild 5: Speicherkaskade mit obenliegender Vorentlastung (RÜ/ SÜ/BÜ) und untenliegender Nachentlastung (KÜ/SÜ/BÜ)

### 2.2.2.4 Speicherkaskade mit nur oberliegender Entlastung (SÜ/BÜ)

Hier findet ein Großteil der Mischwasserbehandlung bereits oberhalb der Speicherkaskaden statt, so dass diese die Funktion eines reinen Rückhaltebeckens übernehmen. Hier können Differenzen zwischen Drosselabfluss aus oberliegendem Regenüberlaufbecken und dem, was der Kläranlage zugemutet werden kann, ausgeglichen werden.

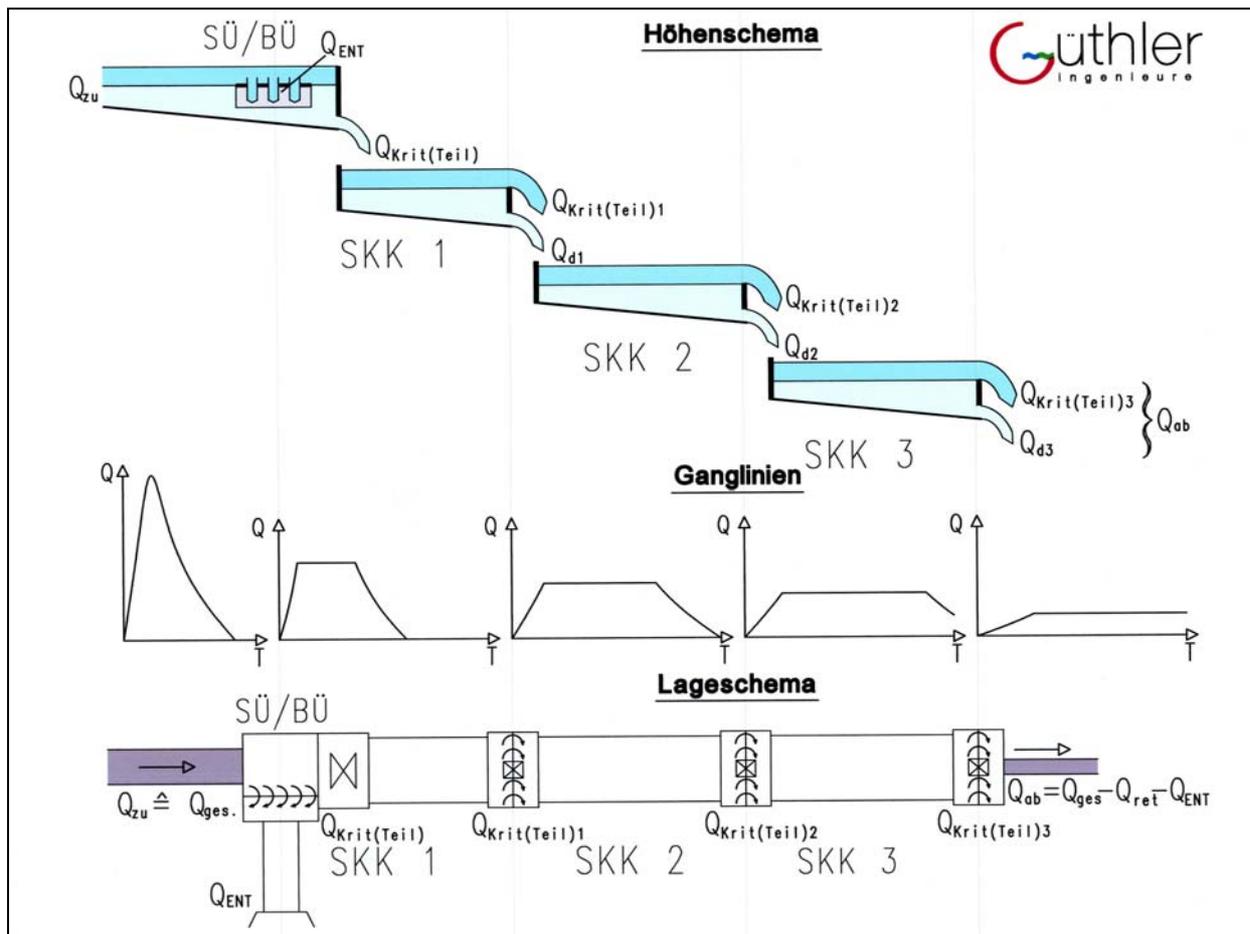


Bild 6: Speicherkaskade mit nur oberliegender Entlastung (SÜ/BÜ)

### 2.3 Regen- bzw. Mischwasserbehandlung

Sollen die Speicherkaskaden zur Regen- bzw. Mischwasserbehandlung verwendet werden, ist deren statisches Volumen bis Oberkante Überlaufschwelle anrechenbar. Voraussetzung für die Anrechenbarkeit ist, dass der Drosselabfluss jeder einzelnen Kaskade im Sinne der Richtlinien die erforderliche Einstellung in der Abflussmenge hat. Wird diese z.B. um ein Vielfaches größer als der zweifache Trockenwetterabfluss ( $2 Q_{TW}$ ), so kann das Volumen nicht mehr für die Mischwasserbehandlung voll verwendet bzw. angerechnet werden.

Infolge der Durchströmung der Speicherkaskade durch den gesamten Zufluss minus des jeweils oben zurückgehaltenen Speichervolumens ist zur Anrechenbarkeit für das statische Volumen das 1,5fache erforderliche Bemessungsvolumen zugrunde zu legen. Im Fall einer obenliegenden Vorentlastung der Speicherkaskade wird das Speichervolumen nur von der kritischen Wassermenge ( $Q_{krit}$ ) bzw. kritischen Teilwassermenge ( $Q_{krit\ teil}$ ) durchströmt. Für diesen günstigeren Fall, - der im Sinne eines Klärüberlaufes eine Nachentlastung vorsieht, wird ja nur eine geringe Durchströmung erzeugt – sehen die Richtlinien bisher keine Bemessungsformel vor. Daher wird generell auch hier für das statische Volumen das 1,5fache des Bemessungsvolumens vorgesehen.

Aufgrund der bisherigen Erfahrungen ist die Bemessung einer Speicherkaskade zwar unter Berücksichtigung der bisherigen Bemessungsvorschriften nach dem einfachen Bemessungsverfahren möglich, wenn man die Speicherkaskade als Stauraumkanal mit untenliegender Entlastung unter Berücksichtigung der entsprechenden Sicherheitszuschläge bemisst. Allerdings ist in Baden-Württemberg in diesem Fall bei untenliegender Entlastung der Kaskade entsprechend der Empfehlung eine Schmutzfangzelle hinter die Entlastungsanlage zu platzieren, so dass daraus das System eines Stauraumkanals mit obenliegender Entlastung wird. Das Mindestvolumen einer solchen Schmutzfangzelle sollte  $50\text{ m}^3$  betragen. Aufgrund der zahlreichen Iterationsschritte bei der Bemessung eines solchen Systems empfiehlt sich gerade auch im Hinblick auf die für jeden Iterationsschritt notwendigen hydraulischen Berechnungen das Nachweisverfahren gemäß ATV – A 128 mittels Schmutzfrachtsimulationsberechnung zu wählen.

Durch den flexiblen Einsatz der Kaskaden lassen sich großräumig Verbundbeckensysteme herstellen, so dass immer dort die für die Mischwasserbehandlung erforderlichen Volumen genutzt werden können, wo sie auch zur Verfügung stehen. Dieser flexible Einsatz fordert Kreativität und Phantasie bei der Erstellung eines preisgünstigen und funktionsfähigen Entwässerungskonzeptes.

### 2.4 Verbesserung der hydraulischen Verhältnisse

Entwässerungssysteme sind dann überlastet, wenn die Kumulation von Abflüssen auf zu kleine Querschnitte trifft. Allgemeine Praxis ist es, diese überlasteten Querschnitte durch leistungsfähigere auszuwechseln.

Durch Rückhaltung und gezielte Steuerung des Abflusses mittels HydrOstyx®-Armaturen bereits in den peripheren Bereichen und Bildung von Speicherkaskaden unter Nutzung der vorhandenen Anlagen können die Investitionskosten reduziert

werden. Hierbei wird das gesamte Volumen des als Speicher verwendeten Kanalquerschnittes genutzt.

Hierbei ist die richtige Einstellung des Grundablasses so zu wählen, dass die vorhandenen Rückhalteräume für den Bedarfsfall nicht zu früh und auch nicht zu spät gefüllt sind, sondern für das maßgebliche Regenereignis zum richtigen Zeitpunkt. Hierzu sind zahlreiche Iterationsschritte bei der hydrodynamischen Simulationsberechnung erforderlich.

## 2.5 Minderung quantitativer Zuflüsse in Vorfluter

Die Handlungsempfehlungen zum Umgang mit Regenwasser gemäß ATV-DVWK-M 153 erhalten zunehmendes Gewicht. Demnach sollten die Einleitungsabflüsse den einjährigen Hochwasserabfluss nicht überschreiten. Dies bedeutet, dass bei neuen Entlastungsanlagen mit Entlastungen in kleine bzw. sensible Vorfluter ein Nachweis über die Zuflussmenge aus den gesamten Entlastungsanlagen zu führen sein wird. In diesem Zusammenhang sind zur Minderung der Zuflussspitzen Zwischenspeicherungen empfohlen. Diese können elegant durch Bildung von Retentionsentlastungskanälen sowie durch Speicherkaskaden mittels HydrOstyx<sup>®</sup>-Armaturen erzeugt werden.

## 2.6 Optimierung von Kläranlagen durch Abflusssteuerung

Aufgabe einer Regen- bzw. Mischwasserbehandlung nach ATV-A 128 ist es, den Abfluss aus Regenereignissen zur Kläranlage so zu begrenzen, dass die dort angestrebten Ablaufwerte eingehalten werden können.

Stoßbelastungen auf die Kläranlage und in die Gewässer können durch HydrOstyx<sup>®</sup>-Abflussbremsen<sup>®</sup> wirksam und kostengünstig reduziert werden. Der gezielten Zuflusssteuerung aus Entwässerungssystemen zur Kläranlage kann somit auf einfache Art entsprochen werden.

### 3 Technische Vorrichtung

#### 3.1 Starres Element HydrOstyx®-Abflussbremse®



Bild 7: Fertigteilschacht mit eingebauter HydrOstyx®-Abflussbremse® in Götzis, Österreich

Die Abflussbremse® stellt eine Abflussbarriere dar, die über einen Grundablauf und eine Überlaufschwelle verfügt. Sie kann in vorhandene oder neue Schächte eingebaut werden. Die Gesamtschachtverlustbeiwerte sind bei Berechnungen und Bemessungen zu berücksichtigen.



Bild 8: Vorhandener Schacht mit HydrOstyx®-Abflussbremse® in Stockach

Aufgrund der Zielsetzung einer hydraulischen Verbesserung im unterliegenden Kanalnetz ist der Grundablassquerschnitt groß ausgefallen. Der Speicher wird zur Minderung des Spitzenabflusses genutzt. Zu früh gefüllte Speicher stehen bei Starkereignissen nicht mehr zur Verfügung.



Bild 9: HydrOstyx®-Abflussbremse® in Stockach  
Wandhöhe ca. 1,70 m

Die oft besichtigte Abflussbremse® in Stockach wurde ausschließlich zur hydraulischen Verbesserung des Kanalnetzes gebaut. Durch sie konnten Spitzenabflüsse in den unterliegenden Kanal reduziert und somit hydraulische Überlastungen beseitigt werden. Die Einsparung hoher Investitionskosten war möglich.

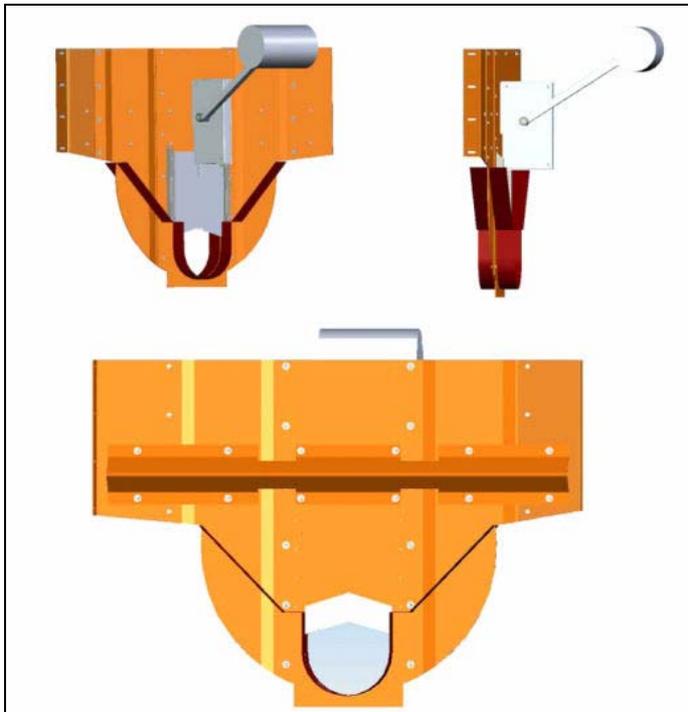


Bild 10: HydrOstyx®-Abflussbremse® mit oberwassergesteuertem Grundablass in Stuttgart

Im Sinne einer hundertprozentigen Anrechenbarkeit des aktivierten Speicherkaskadenvolumens können zur Präzisierung der Abflüsse im Grundablass Regler erforderlich werden. Der Regler reagiert auf den Wasserstand im Oberwasser. Steigt dieser an, erhält der Einzelschwimmer Auftrieb. Hierdurch wird mittels Hebel der Grundablassquerschnitt verkleinert.



Drei dieser HydrOstyx®-Abflussbremsen® steuern die Aktivierung und Speicherraumbewirtschaftung der Speicherkaskade. Sie wirkt wie ein Fangbecken im Hauptschluss und ist aktiv bevor es zur Entlastung in das im Nebenschluss befindliche Durchlaufbecken kommt.

Bild 11: HydrOstyx®-Abflussbremse® in Ravensburg mit oberwassergesteuertem Regler mit Doppelschwimmer



Der dargestellte, mit HydrOstyx®-Abflussbremsen® ohne Grundablass-Regler aktivierte, Retentionsspeicher beinhaltet ca. 1.000 m<sup>3</sup> anrechenbares Volumen zur Mischwasserbehandlung. Er ist ein wichtiger Teil des Verbundbeckensystems und trägt maßgebend zur Reduktion von Frachten im Entlastungsfall bei.

Bild 12: HydrOstyx®-Abflussbremse® in Ravensburg am Ende des Hauptzuleitungssammlers

### 3.2 Bewegliche HydrOstyx®-Schwingbremse®

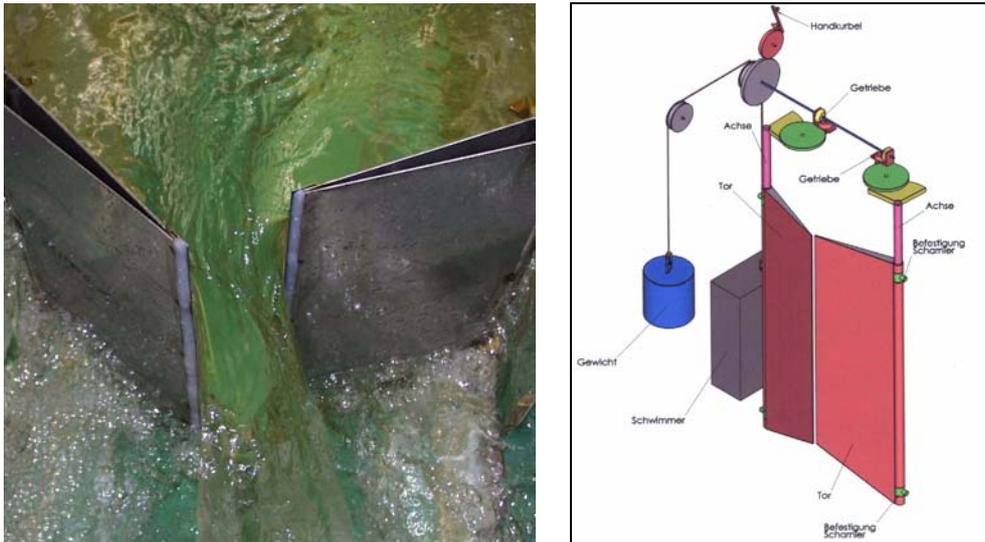


Bild 13 + 14: HydrOstyx®-Schwingbremse® in der Versuchsanlage des Wasserbaulabors der HS Konstanz und als Funktionsschemazeichnung

Die Entwicklung der HydrOstyx®-Schwingbremse® war notwendig um bei großen Kanalquerschnitten das nutzbare Volumen zu erhöhen und dabei gleichzeitig den Drucklinienbereich auf einem untersten Niveau zu halten.

Erstmals wurde das System in Solothurn – Schweiz eingesetzt. Hierzu wurde im Wasserbaulabor der HS Konstanz ein Prototyp erstellt an welchem die Funktion sichtbar wurde. Zur Entlastung in den untenliegenden Kanal erfolgt kein Überlauf mehr. Durch Öffnung der Tore bei Einstau bis zu einer vordefinierten Wasserspiegelhöhe findet eine Entlastung der Überlaufwassermenge über den Öffnungsschlitz statt. – siehe Bild

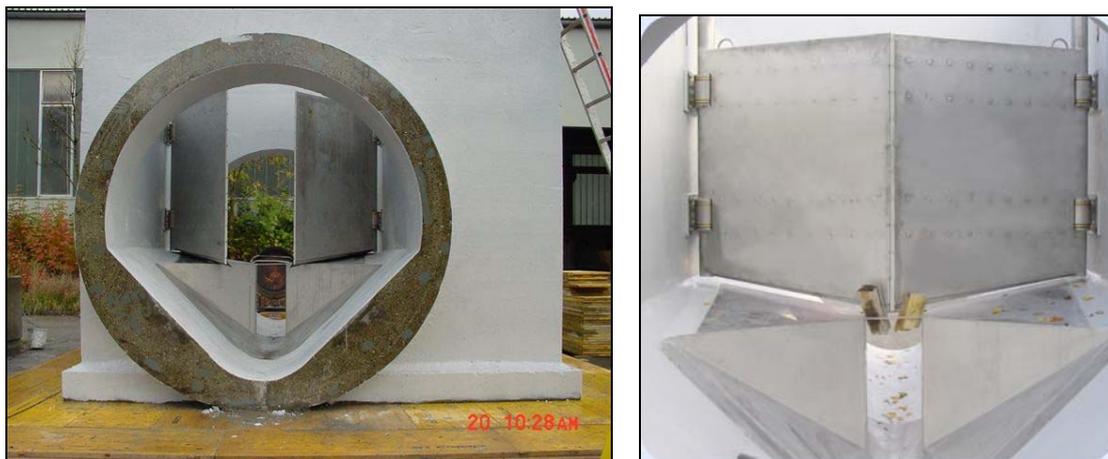


Bild 15+ 16: HydrOstyx®-Schwingbremse® im HS Gisingen-Levis in der Stadt Feldkirch - Österreich

Zur Einstellung der max. Wasserspiegellage in der Speicherkaskade sind die Tore über Gewichte justiert, so dass sie einem gewünscht anstehendem Staudruck standhalten. Wird dieser Staudruck überschritten, öffnen sich die Tore und erzeugen einen Abfluss solange bis der gewollte Staudruck erreicht ist. Dann verschließen sie sich wieder.

Dadurch dass sich die Gewichte in einem Schwimmerkasten befinden der von Unterwasser angeströmt wird, erfahren die Tore einen Staudruckausgleich zwischen Ober- und Unterwasser. Im Extremfall sind bei gleicher Wasserspiegellage des Oberwassers und Unterwassers die Tore vollständig geöffnet.

Im Grundablass erfolgt die Ableitung des Trockenwetterabflusses ohne Einstau.

## 4 Projekte EU-LIFE gefördert

### 4.1 Landeshauptstadt Stuttgart

Im Einzugsgebiet der Kläranlage Plieningen sind zahlreiche vorhandene Regenüberlaufbecken und Stauraumkanäle an den Hauptsammler Ramsbach, der einen Querschnitt von DN 1200 hat, angeschlossen.

In Folge von fehlendem Beckenvolumen zur ausreichenden Mischwasserbehandlung wird das Volumen des HS Ramsbach durch Bildung von 17 Speicherkaskaden mittels HydrOstyx<sup>®</sup>-Abflussbremsen<sup>®</sup> genutzt. Es ist dabei ein anrechenbares Volumen von insgesamt 1.011 m<sup>3</sup> aktiviert worden.

Die Anlage befindet sich in Betrieb und arbeitet mangelfrei.

Insgesamt sind dabei Einsparungen von 1.538.500 € entsprechend 55 % erzielt worden.

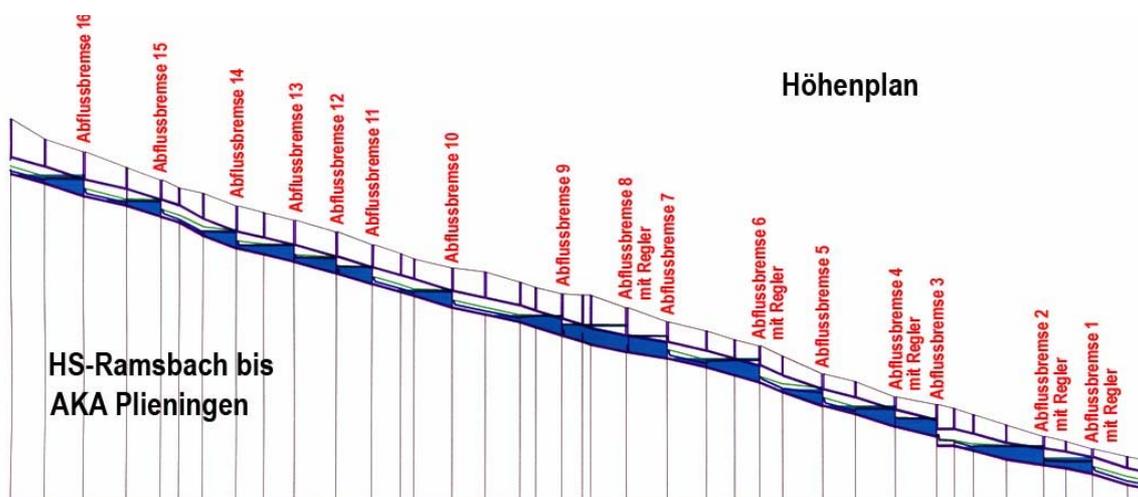


Bild 17: Höhenplan der Speicherkaskaden im Hauptsammler Ramsbach



Bild 18: HydrOstyx®-Abflussbremse®  
mit Regler



Bild 19: HydrOstyx®-Abflussbremse®

## 4.2 Stadt Stockach



Die Stadt Stockach hat seit einigen Jahren das HydrOstyx®-Verfahren in zahlreichen Fällen angewandt und dabei mehrere Millionen Kosten eingespart. Sie hat einen aktiven Beitrag zur Unterstützung des Verfahrens geleistet.

Mit der Aktivierung des S der Industriestraße, durch cherkaskaden konnte die E Kniebreche entfallen und d von 553.000 € entsprechen werden.

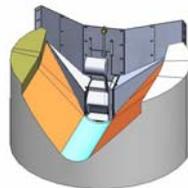


Bild 20: HydrOstyx®-Abflussbremse®  
mit Regler



Bild 21: HydrOstyx®-Abflussbremse®

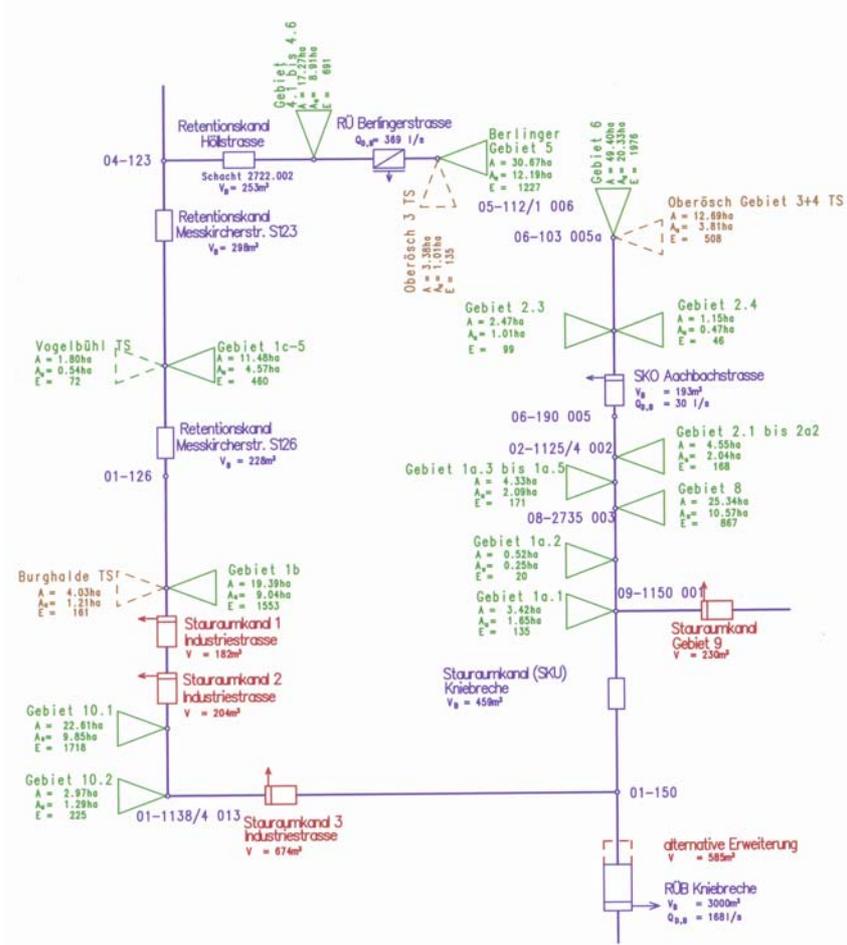


Bild 22:  
Schemaplan mit Darstellung des Gesamteinzugsgebietes und der jeweiligen Funktionen und neuen Speicherkaskaden

### 4.3 AZV „Lamer Winkel“

In einem ca. 5 km langen Hauptsammler zur Kläranlage mit Durchmessern zwischen DN 600 und DN 1200 werden über insgesamt 31 Speicher-kaskaden, 1250 m<sup>3</sup> anrechenbares Volumen, zur Mischwasserbehandlung aktiviert.

Durch diese Maßnahme konnten insgesamt Kosten in Höhe von 601.000 €, entsprechend 49 %, eingespart werden.



Bild 23: HydrOstyx®-Abflussbremse®



Bild 24: HydrOstyx®-Abflussbremse®

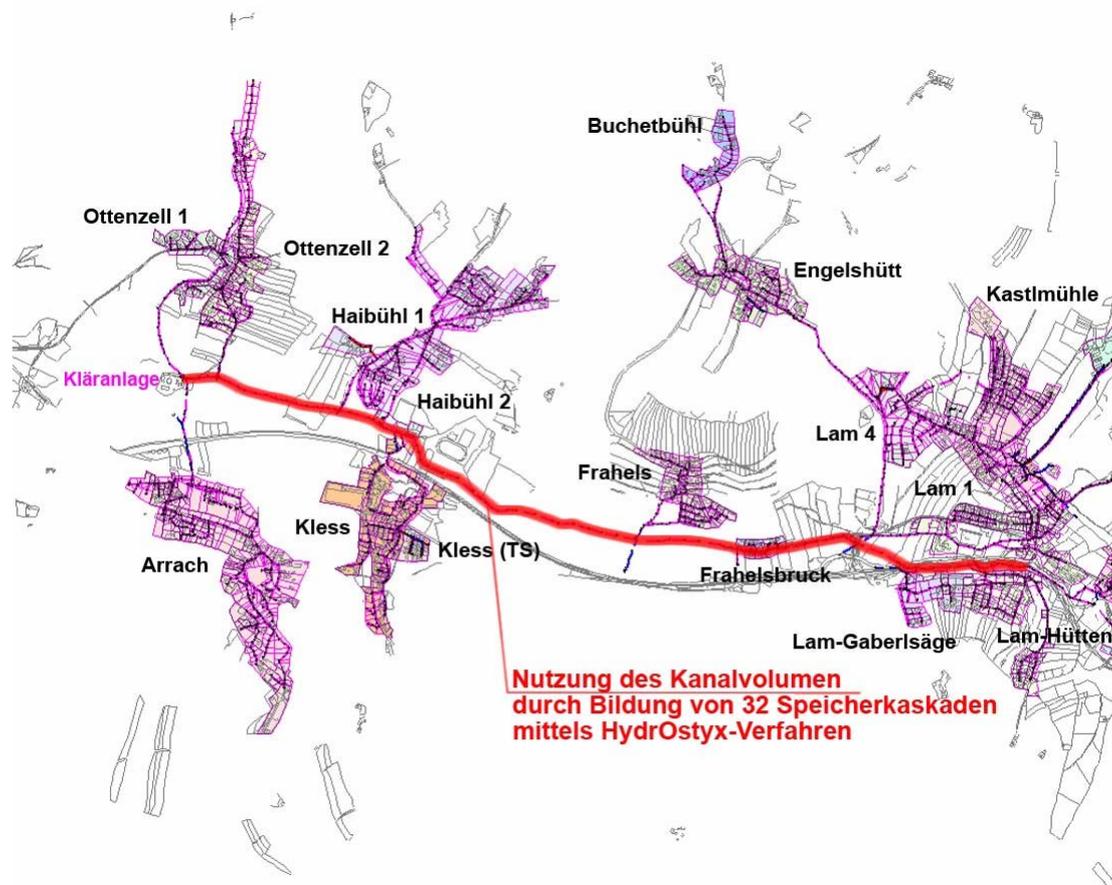


Bild 25: Übersichtslageplan mit Hauptsammler

## 4.4 Stadt Feldkirch

STADT FELDKIRCH

Da die Stadt Feldkirch über ausreichend Rückhaltevolumen in ihrem Kanalnetz verfügt, können mit dem Einsatz des HydrOstyx<sup>®</sup>-Verfahrens die Kosten für teure Regenbecken zur Mischwasserbehandlung reduziert werden.

Durch gezielte Anordnung von Speicherkaskaden im Hauptsammler wird ausreichend Kanalvolumen aktiviert, um so die Entlastungsmengen in die Vorfluter (Nafla und Ehbach) optimal zu reduzieren.

Mit Kosten von 900.000 € für die HydrOstyx<sup>®</sup>-Armaturen kann allein in Feldkirch die Summe von 1.500.000 € eingespart werden.



In Ko-Kompetenz und Innovationspartnerschaft mit:

**M+G INGENIEURE**  
Ing. Roland MAYRHOFER Planungs-GmbH

WAT

Bild 26 + 27: HydrOstyx<sup>®</sup>-Schwingbremse im Labor der HS Konstanz und in der Praxis

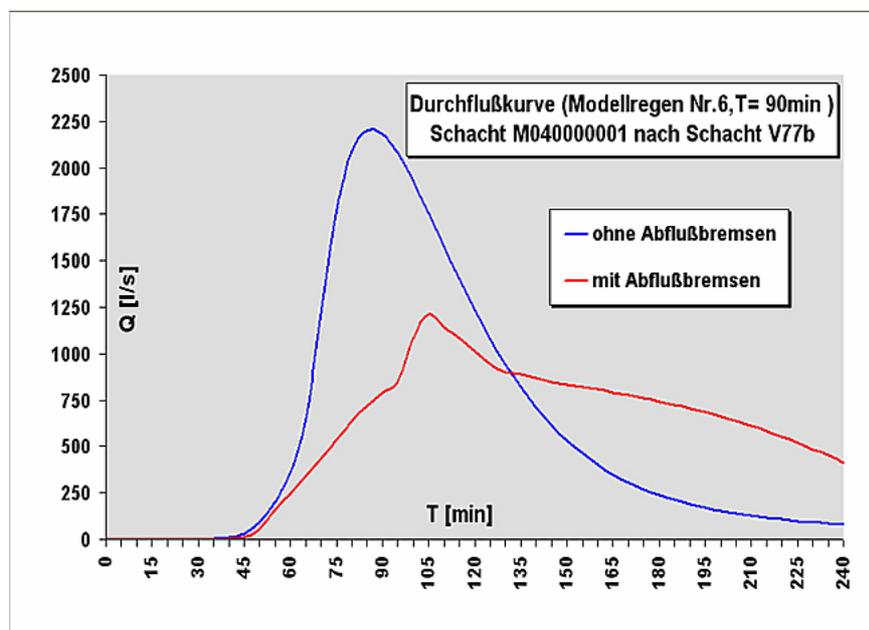


Bild 28: Abflussganglinien ohne- und mit HydrOstyx<sup>®</sup>-Abflussbremsen<sup>®</sup>

#### 4.5 Marktgemeinde Götzis



Der Hauptsammler Lastenstraße verfügt mit Querschnitten zwischen DN 1200 und 1800 mm über ein Volumen von 1810 m<sup>3</sup>. Dieses bisher ungenutzte Volumen wird durch Bildung einer Speicherkaskade mit einer starren HydrOstyx<sup>®</sup>-Abflussbremse<sup>®</sup> und durch Bildung einer zweiten Speicherkaskade unter

Verwendung einer HydrOstyx<sup>®</sup>-Schwingbremse<sup>®</sup> aktiviert.

Durch diese Maßnahme können weitere Baumaßnahmen zur Mischwasserbehandlung für den betroffenen Bereich vermieden und damit insgesamt 1.725.000 €, entsprechend 80 % Kosten, eingespart werden.

Die mindestens wasserwirtschaftliche Gleichwertigkeit gegenüber einer konventionellen Lösung konnte nachgewiesen und damit die Bedingungen zur wasserrechtlichen Genehmigung erfüllt werden.



Bild 29: Betonfertigschacht mit geöffneter HydrOstyx<sup>®</sup>-Schwingbremse<sup>®</sup>

In Ko-Kompetenz und  
Innovationspartnerschaft  
mit:  
INGENIEURBÜRO  
**PASSER &  
PARTNER**  
ZIVILTECHNIKER GMBH

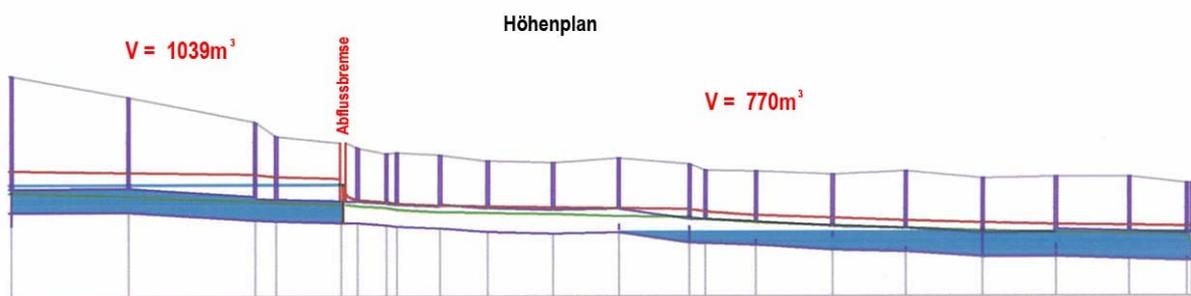


Bild 30: Höhenplan mit Speicherkaskaden im HS Lastenstraße

### 4.6 Bad Wörishofen

Die Mischwasserbehandlung erfolgt neben dem vorhandenen Regenüberlaufbecken durch die innovative Ausbildung von Speicherkaskaden. Über das Nachweisverfahren und hydrodynamische Langzeitsimulationsberechnungen wird eine sparsame wasserwirtschaftlich gleichwertige Lösung erlangt. Die Einsparung beläuft sich auf 62,8 % gegenüber der konventionellen Lösung.

Phase 1: Trockenwetter- und Mischwasserabfluss bis Füllung des vorh. Volumens. Drosselabfluss zw. 49 l/s und 235 l/s. Entlastung am BÜ/SÜ und Überlauf an SSK bei der Abflussbremse® erfolgt nicht.

Phase 2: Der Wasserspiegel steigt weiter an. Überfall über die Abflussbremse erfolgt mit  $Q_{ü} = 238$  l/s.  $Q_{ab} = 473$  l/s.

Phase 3: Der Wasserspiegel steigt über die Schwelle des ehem. BÜ/SÜ hinaus, der Überlauf springt an.  $Q_{ab} = 590$  l/s in den nachfolgenden Kanal. Die Entlastung in den Retentionskanal am BÜ/SÜ erfolgt mit max. 3.540 l/s.

Konventionelle Lösung	brutto Euro	1.074.100,00
Innovative Lösung	brutto Euro	400.000,00
Einsparung (~62,8%)	brutto Euro	674.100,00

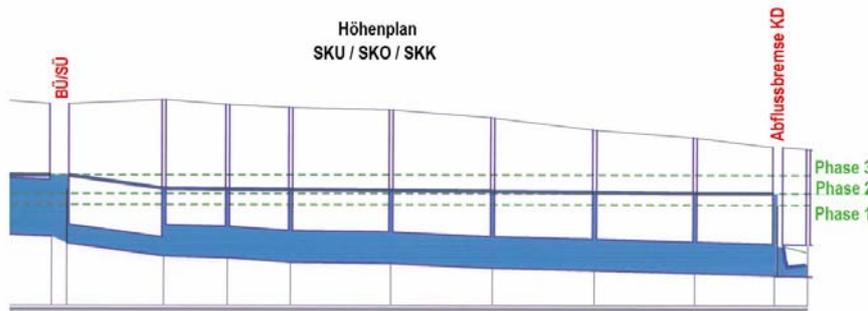


Bild 31: Höhenplan mit Darstellung des zu 100 % aktivierten Rückhaltevolumens

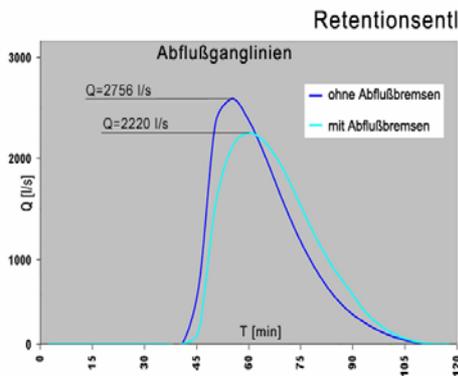
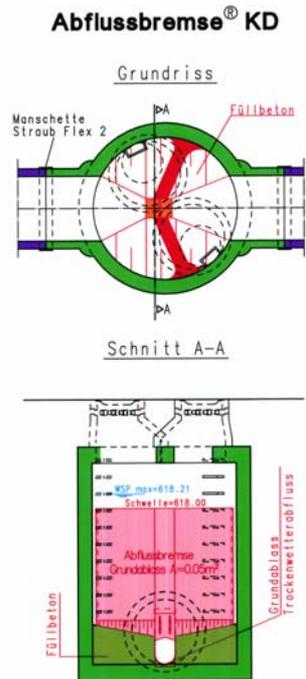


Bild 34: Abflusganglinien gebremst und ungebremst

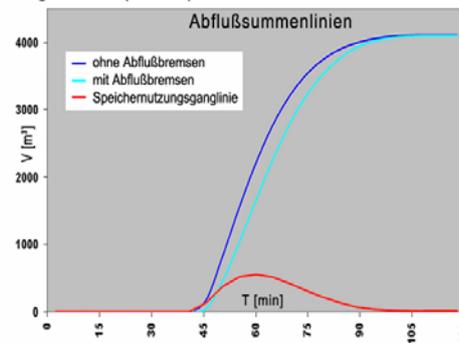


Bild 35: Abflussummenganglinie mit Speichernutzungsganglinie

Bild 32 + 33: Fertigteilschacht mit integrierter HydrOstyx®-Abflussbremse®

## 5 Zusammenfassung / Fazit

Die vorgenannten Städte, Gemeinden- und Zweckverbände aus Österreich und Deutschland wendeten das innovative HydrOstyx<sup>®</sup>-Verfahren zur Optimierung ihres Entwässerungssystems an.

Dieses Projekt wurde nach dem Förderprogramm Life III-Umwelt von der Europäischen Kommission mit dreißig Prozent der förderfähigen Kosten gefördert. Hierzu hatte sich im Rahmen der Beantragung der Fördermittel die Europäische Kommunale Interessengemeinschaft EKI gebildet. Das Projekt sollte Demonstrationscharakter haben.

Ziel des Demonstrationsprojektes ist es, durch bessere Nutzung der vorhandenen Anlagen mittels der HydrOstyx<sup>®</sup>-Armaturen<sup>®</sup> die erforderlichen Kosten gegenüber Anwendung des konventionellen Verfahrens auf ein absolutes Minimum zu reduzieren und dabei wasserwirtschaftliche Optimierungen mindestens jedoch Gleichwertigkeit zu erzielen, so dass eine deutlich verbesserte Reinhaltung der angrenzenden Gewässer im Sinne der EU-Wasserrahmenrichtlinien erzeugt wird.

Dieses Ziel wurde mit den vorgesehenen Maßnahmen erreicht.

Das innovative Verfahren orientiert sich an den Richtlinien ATV-DVWK A 110, A 128 und A 166. Es ist somit ein zulässiges genehmigungsfähiges Verfahren. Risikopotential ist, durch kompetente Bildung von Kaskadenspeichern mittels HydrOstyx<sup>®</sup>-Abfluss-bremsen<sup>®</sup> nicht vorhanden!

Über Hydrodynamik- und Schmutzfracht-Simulationsberechnungen konnten die Nachweise geführt werden, dass durch die vorgesehenen Maßnahmen für die Einzugsgebiete im Vergleich zu den jeweiligen fiktiven Zentralbecken vor der Kläranlage, die Entlastungsraten und dabei die Jahresentlastungsfrachten reduziert wurden. Damit waren die vorgeschriebenen Grenzwerte unterschritten.

Die einzelnen dargestellten Maßnahmen würden bei konventioneller Planung gemäß Kostenberechnung einer Gesamtinvestitionssumme von 12.202.669,00 € entsprechen. Demgegenüber konnte nun mit einem Aufwand von 4.423.750,00 € der Betrag von 7.778.919,00 € (= ca. 63 % i.M.) eingespart werden, dies bei mindestens gleichwertiger wasserwirtschaftlicher Lösung gegenüber einer konventionellen Lösung.

# Dreischluchtenprojekt China im Herbst 2004



Dr.-Ing. Thomas Wenka

Wenka  
Tennesseeallee 43 • 76149 Karlsruhe  
Email: [tywenka@t-online.de](mailto:tywenka@t-online.de)

# Dreischluchtenprojekt – China im Herbst 2004

Dr.-Ing. Thomas Wenka, Karlsruhe

## Kurzfassung

Das im internationalen Sprachgebrauch als TGP (Three Gorges Project) bezeichnete chinesische Großprojekt ist international nicht nur den Fachleuten bestens bekannt. Während die technische Seite umfassend in der einschlägigen Fachliteratur dokumentiert ist, regen daraus abgeleitete aber auch kulturelle und humanitäre Aspekte, die über die Grenzen Chinas hinaus teilweise erhebliche Kritik hervorgerufen haben, zur kontinuierlichen Reflexion und Diskussion an. Aus der Perspektive eines Wasserbauers, der das Projekt vor Ort bestaunte, wird in dem Beitrag den technischen Aspekten der Vorrang eingeräumt. Schwerpunkte bilden hierbei der Hochwasserschutz, die Problematik der Stauraumverlandung sowie die Belange der Schifffahrt.

## 1 Einleitung

Als Wasserbauingenieur, der dieses gigantische Projekt, das gerne etwas lässig TGP genannt wird, im Herbst 2004 persönlich hat auf sich wirken lassen können, war ich derart beeindruckt, dass ich mich eingehend mit dem „Drei-Schluchten-Projekt“ von seinen Anfängen bis zum gegenwärtigen Stand beschäftigen musste. Dabei waren mir die ehemaligen fachlichen Kontakte zu einem Wissenschaftler der Pekinger Qinghua-Universität, der während seines Forschungsaufenthaltes an der Universität Karlsruhe von mir auch zeitweise fachlich betreut wurde und u.a. auch Expertisen zur Stauraumverlandung anfertigte [1] ebenso hilfreich wie die Kontakte zu den Kollegen in der Bundesanstalt für Wasserbau, die beratend in die aktuellen Bauabläufe zum Schiffshebewerk des Drei-Schluchten-Dammes einbezogen sind.

Wohl wissend, dass schon viel über Konzepte, Planungen und Realisierung des Projektes berichtet wurde, möchte ich einige wesentliche Aspekte zur Historie des Drei-Schluchten-Projektes, zur geologischen Situation sowie zu den Hauptaufgaben, den Zielen und dem Wesen des Projektes benennen und Highlights der Diskussionen um Sinn oder Widersinn des Projektes und der teilweise schrägen Darstellung der „Technikfolgen“ beleuchten.

## 2 Zur Historie des Dreischluchtendamms

Erste Ansätze, den Yangtze zur Energiegewinnung und Verbesserung der Schifffbarkeit des Binnenlandes auszubauen, gehen auf Sun Yatsen zurück, der diese als erster Präsident der neuen Republik 1919 in seinem Generalplan kundtat. Unter seinem Nachfolger Chiang Kaishek wurden 1944 unter Beteiligung amerikanischer Experten konkrete Pläne für die 3 Schluchten vorgelegt, die u.a. in einer Dammplanung den Standort bei Sandouping nahe der heutigen Stelle vorsahen.

Eine Studie zur HW-Regulierung aus dem Jahr 1949, die der Einrichtung von vier Stauseen oberhalb Yibin keine wesentliche Auswirkungen zumaß, brachte nicht den entscheidenden Schub für das Projekt. Als jedoch ein verheerendes Hochwasser 1954<sup>1</sup> ca. 33000 Opfer forderte, wurde auf Anordnung Mao Zedongs mit der ernsthaften Planung eines Dammes im Bereich der 3 Schluchten begonnen. Mit der Unterstützung der Planung durch die UdSSR bis 1960 und auf der Basis eigener Grundlagenforschung bis 1965 wurde nach einer gewissen Verzögerung durch die Wirren der Kulturrevolution (1966 – 1969) im Jahre 1970 ca. 40 km unterhalb der heutigen Sperrenstelle mit dem Bau des Gezhouba-Dammes begonnen, der bis 1988 nach seinem Vorbild, dem Donaustauwerk am Eisernen Tor gefertigt wurde und mit 2715 MW installierter Leistung ein Kraftwerk in Betrieb genommen, das bis 2002 die Nr. 1 in China darstellte. Mit dessen Realisierung wurden sowohl technische, wie auch wirtschaftliche und regionalpolitische Interessen verfolgt, vor allem aber sollten Erfahrungen für die Durchführung des ins Auge gefassten Großprojektes TGP gesammelt und eine finanzielle Basis zu dessen Verwirklichung geschaffen werden.

Nach der Hochwasserkatastrophe 1991 kam es zu einer weiteren politischen Entscheidung. Die Regierung unter Ministerpräsident Li Peng legte im Frühjahr 1992 dem Nationalen Volkskongress einen Genehmigungsantrag vor. Die Führung hatte zuvor auf die Delegierten eingewirkt (wo wird solches nicht getan?), jedoch wurde kein Gehorsam eingefordert. Das Ergebnis spiegelt dies wider: 2633 Delegierte, 177 Neinstimmen, 664 Enthaltungen (Zitat aus [3]). Die notwendige Zweidrittelmehrheit im Nationalen Volkskongress war erreicht. Das Procedere ging nun zügig voran.

In der Phase I (5 Jahre, 1993 -1997) wurden

- die notwendigen Vorbereitungen getroffen,
- Infrastrukturen geschaffen und mit dem Aushub begonnen
- und in der 1. Ausbaustufe
  - Kofferdämme und Umleitungskanal angelegt,
  - der Hauptstrom geschlossen und
  - eine Hilfsschleuse errichtet.

In der Phase II (6 Jahre, 1998 - 2003) wurden

- im Rahmen der 2. Ausbaustufe
  - das 1. Krafthaus und die HW-Entlastung errichtet,
  - der Umleitungskanal geschlossen,
  - die 5-stufige Doppelschleuse sowie das erste Turbinenaggregat in Betrieb genommen.

Das Projekt befindet sich derzeit in der Phase III, für die 6 Jahre veranschlagt sind (2004 - 2009):

- im Rahmen der 3. Ausbaustufe sollen
  - das 2. Krafthaus und das Schiffshebewerk errichtet und
  - mit dem Abschluss der Bauarbeiten der Vollstau erreicht werden.

Als Stauphasen des TGP werden im wesentlichen die Zeit bis November 2003 genannt, in der das Yangtze-Stauziel von 135 m ü.d.M. erreicht wurde und der Zeitraum bis 2009, zu dem das maximale Stauziel von 175 m ü.d.M. eingestellt werden soll und sich der Stausee dann über eine Länge von 660 km erstrecken wird.

---

<sup>1</sup> Chinesischen Quellen zufolge hat der Yangtze zwischen dem Beginn der Han- (206 v. Chr.) und dem Ende der Qing-Dynastie (1911) 214 Hochwasserkatastrophen verursacht [2].

Tatsächlich begann der Einstau am 10.06.03, am 16.07.03 wurde der Schiffsverkehr durch die Schleusen aufgenommen und im Oktober 2004 liefen im Kraftwerk auf der linken Seite 10 von 14 Maschinen. Es ist also Zuversicht geboten, dass auch das restliche Programm mit höchster Professionalität und gemäß Bauzeitenplan früh- bzw. rechtzeitig abgespult werden wird.



Bild 1: Die Schönheit der Schluchten vor und nach dem Stau

### 3 Lageplan und geologische Situation

Der Yangtze, an dem das umstrittene Projekt realisiert wird, ist mit einer Gesamtlänge von rund 6300 km der größte und wasserreichste Fluss Chinas. Er entspringt in den Bergen der südwestlichen Provinz Qinghai, östlich des tibetischen Kunlun-Gebirges in 5600 m über dem Meeresspiegel. In seinem ersten Drittel, bis etwa nach Yibin (305 m ü.d.M.) hat er den Charakter eines Gebirgsflusses, erst danach wird er schiffbar. Bei Chongqing am westlichen Ausläufer des geplanten Staugebiets liegt der Yangtze ca. 192 m ü.d.M. Bis zu dem 320 km von Chongqing entfernten Binnenhafen von Yichang (40 m ü.d.M.) weist sein stellenweise auf 100 m verengter Lauf zahlreiche Stromschnellen und Wirbel auf, welche die Schifffahrt stark behindern. Die schwierigste Strecke war lange Zeit das sich über 150 Kilometer erstreckende Drei-Schluchten-Gebiet, das zwischen Wanxian und Yichang liegt und seinen Namen von den drei imposanten Schluchten Xiling, Wuxia und Qutang (vgl.

Bild 1) erhielt. Durch die Sprengung von Untiefen und die Markierung der Fahrrinne konnte die Schiffbarkeit dieser Strecke deutlich verbessert werden.

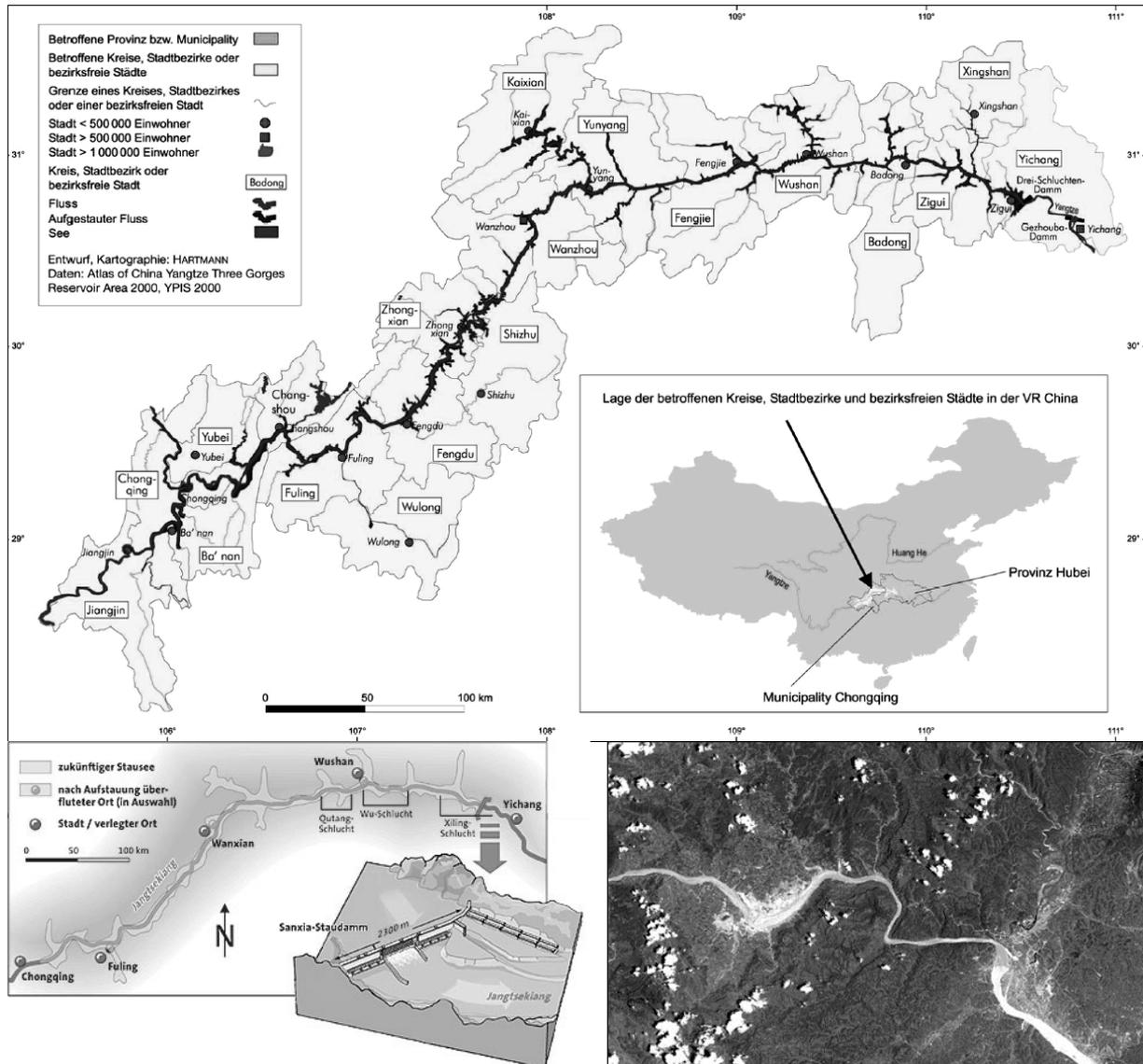


Bild 2: Lageplan und Satellitenaufnahme des Drei-Schluchten-Projekts

Der Yangtze mit seinen 1000 Nebenflüssen sammelt das Wasser aus einem Einzugsgebiet, das mit seinen 1,8 Mio. Quadratkilometern etwa 10mal so groß ist wie das des Rheins. Dass dabei 14mal soviel Wasser abfließt, weist auf seine Bedeutung, jedoch auch auf seine Gefährlichkeit hin: Er entwässert 19 % der Gesamtfläche Chinas, erfasst jedoch 37 % des gesamten Abflusses [2]. In diesem Gebiet leben rund 400 Millionen Menschen, die circa ein Drittel der chinesischen Bevölkerung darstellen. Allein im überflutungsgefährdeten Bereich des Mittel- und Unterlaufes sind es 15 Millionen. Der Fluss ist heute auf annähernd 2700 Kilometern schiffbar. Die Wasserführung unterliegt starken jahreszeitlichen Schwankungen. Im Mittel beträgt sie im Unterlauf 32500 m<sup>3</sup>/s, kann aber dort bei Hochwasser auf über 80000 m<sup>3</sup>/s anwachsen. Die jährliche Abflussmenge ins Meer beträgt 960·10<sup>9</sup> m<sup>3</sup>/a, ein Indiz für das enorme Energiepotenzial dieses Stroms.

Unter den 15 Alternativen für eine mögliche Baustelle des Drei-Schluchten-Damms bzw. Sanxia-Staudamms (vgl. Bild 2) hat sich Sandouping durch die folgende Kombination vorrangiger Merkmale angeboten:

- Felsen Gründung auf Granit,
- Talöffnung mit Insel,
- umliegendes Gelände ist dicht,
- geringe seismische Aktivitäten (Stärke / Frequenz).

Als fachliche Argumente für den Bau des TGP seien in Stichpunkten genannt:

- Verbesserung der wasserwirtschaftlichen Situation (vgl. Bild 3)
  - Vergleichmäßigung des Abflusses: NW von 3000 m<sup>3</sup>/s auf über 5000 m<sup>3</sup>/s (Navigation)
  - Gesamtes Einzugsgebiet: 1 Mio. km<sup>2</sup>
  - Mittlerer Jahresabfluss: 450·10<sup>9</sup> m<sup>3</sup>/a
  - Mittlere Jahressedimentfracht: 526·10<sup>6</sup> t/a
  - Bewässerung und Speisung des Huang He
- Schutz vor Hochwasser
  - Flutkontrollvolumen von 22,15 km<sup>3</sup>
  - Mittellauf des Yangtze vor HW<sub>100</sub> geschützt
- Erzeugung von Hydroenergie
  - jährlich ca. 85 Mrd. kWh (= 85 TWh, Iffezheim: 685 Mio. kWh)
  - Generatorenleistung: 18200 MW (ca. 18 KKWe)
- Verbesserung der Schiffbarkeit<sup>2</sup>
  - Frachter von bis zu 10000 t bis Chongqing (vorher deutlich unter 3000 t)
  - Ökonomische Entwicklung der Region

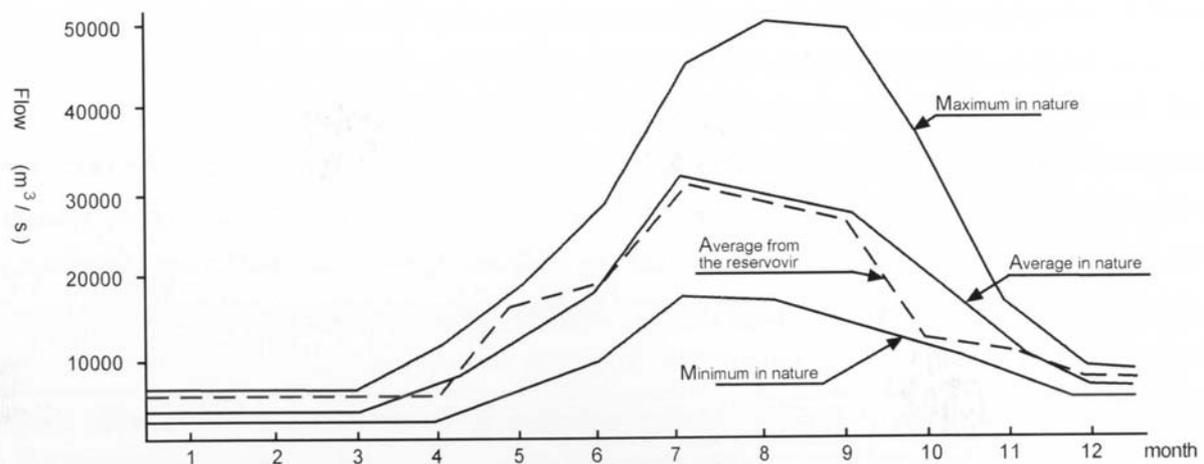


Bild 3: Typische Jahresganglinien der Monatsmittelwerte des Yangtze bei Yichang

<sup>2</sup> Der Jangtsekiang ist heute die wichtigste chinesische Binnenschiffahrtsstraße: Er trägt 80 % aller Schifffrachten Chinas. Seine Bedeutung wird jedoch noch zunehmen, denn nach Fertigstellung des Damms werden erstmals 10000-Bruttoregistertonnen-Frachter bis Chongqing, dem wichtigsten Binnenhafen, fahren können. Aufgrund von Stromschnellen und Untiefen im Bereich der Drei Schluchten können dort heute höchstens 3000t-Schiffe verkehren. Man schätzt, dass sich die Schifffahrtskapazität (heute zehn Millionen Tonnen) ab 2013 verfünffachen wird.

Im Mittel fließen dort, wo der Sanxia-Damm errichtet wird, im Querschnitt bei der Stadt Yichang,  $14300 \text{ m}^3/\text{s}$  ab, was in etwa dem 6- bis 7-fachen des Rheins bei Duisburg entspricht. Die Wasserführung ist genau durchdacht. Während der regenreichen Jahreszeit wird das Wasser auf die maximale Höhe von 175 m gestaut und damit den Normalpegel erreichen, bei dem die Kapazität der Generatoren voll ausgeschöpft werden kann. In den nachfolgenden vergleichsweise trockenen Monaten wird der Pegel langsam auf 155 m gesenkt. Kurz vor der nächsten Regenperiode wird der Wasserstand auf den Flutkontrollpegel von 145 m erniedrigt, um Platz für die ankommenden Wassermassen zu schaffen. Die Volumendifferenz des Stauvolumens zwischen Normalpegel und Flutkontrollpegel beträgt  $22,15 \cdot 10^9 \text{ m}^3$  und dürfte für die ankommenden Flutwassermassen ausreichen. Man geht davon aus, dass auf diese Weise der Durchflussspitzenwert von  $84000 \text{ m}^3/\text{s}$  auf beherrschbare  $57000 \text{ m}^3/\text{s}$  gesenkt werden kann. Die Wasseroberfläche wird  $1084 \text{ km}^2$  betragen, nur etwas mehr als das Doppelte der Flussoberfläche vor dem Dammbau.

#### 4 Das Drei-Schluchten-Projekt

Mit der Gesamtbaumaßnahme, die sich um den Bau des Drei-Schluchten-Dammes rankt, verfolgt China die Ziele der Energiegewinnung, des Hochwasserschutzes und der Leichtigkeit für die Schifffahrt.

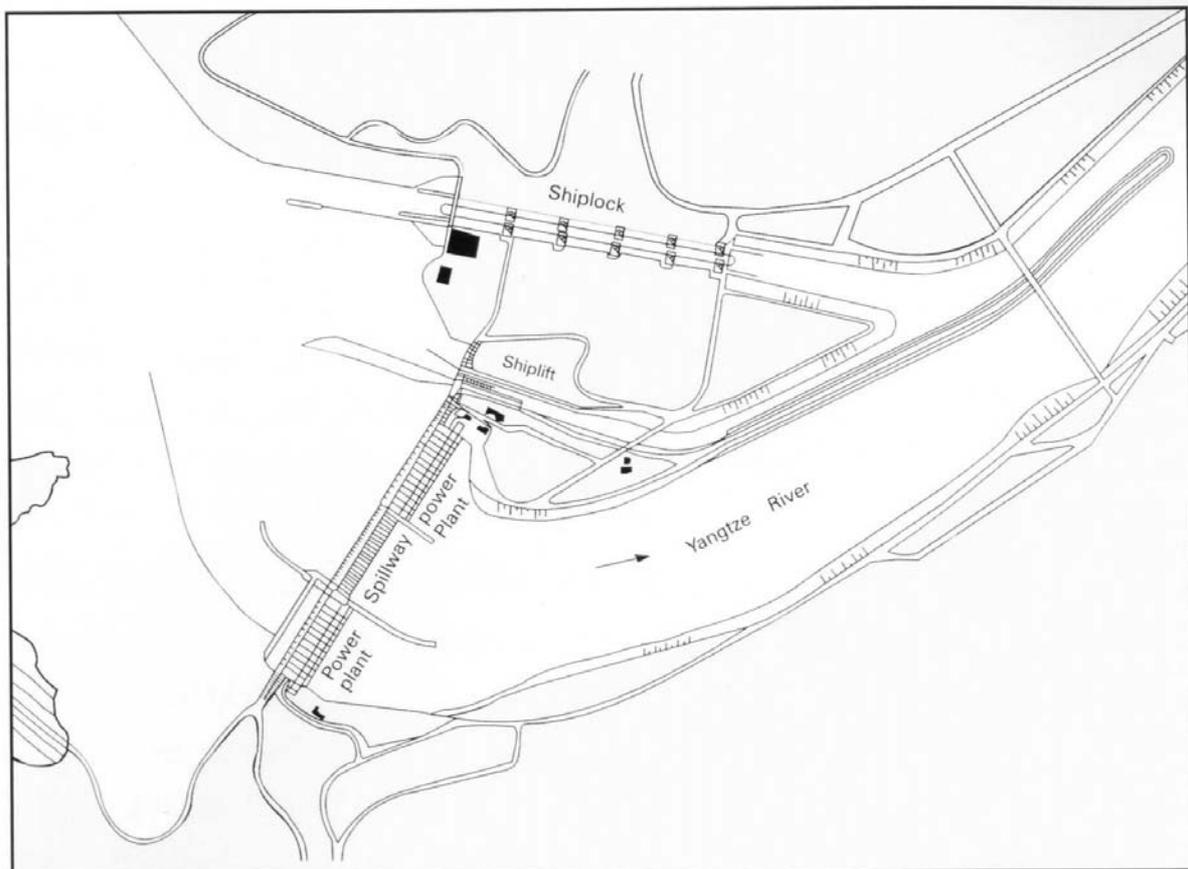


Bild 4: Lageplan Drei-Schluchten-Damms

Das eigentliche Bauwerk, die Talsperre, ist als Beton-Schwergewichtsstaumauer (16 Mio. m<sup>3</sup> Beton, 71600 t Stahl) mit einer Länge von ca. 2310 m und einer Höhe von ca. 180 m konzipiert. Sie enthält alle notwendigen Betriebseinrichtungen wie Grund-, Betriebs- und Revisionsverschlüsse, die HW-Entlastungseinrichtungen sowie die Durchführungen der 12 m mächtigen Kraftwerkszuleitungen (Bild 4 und Bild 5).

Die 483 m lange HW-Entlastungsanlage befindet sich in Dammmitte und ist auf einen Spitzenabfluss von 102500 m<sup>3</sup>/s ausgelegt. Ihre Kronenhöhe liegt bei 158 m ü.d.M. während die Durchlässe in einer Höhe von 90 m ü.d.M. angeordnet sind. Als Verschlüsse dienen 22 Hub- (B = 8 m) und 23 Segmentschütze (7 m x 9 m).

Das Kraftwerk besteht aus zwei Krafthäusern beidseits der HW-Entlastungsanlage. Das linke von 643,7 m ist mit 14 Turbinen, das rechte mit einer Länge von 584,2 m ist mit 12 Turbinen à 700 MW ausgestattet. Die Francis-Turbinen auf vertikaler Welle zählen zu den größten der Welt und liefern insgesamt 18,2 GW. Derzeit laufen Arbeiten zur Installation von weiteren 6 Maschinensätzen à 250 MW in einer Kaverne, welche rechts neben der Staumauer im Fels angefahren wird. Die resultierende Ausbauleistung von insgesamt 19,7 GW entspricht dann in etwa der Ausbauleistung aller derzeit laufenden deutschen Kernkraftwerke zusammen [3].



Bild 5: Schnitte und Fotos der UW-Seite von Krafthaus (links) und HW-Entlastung (rechts) des Drei-Schluchten-Damms

Für die Schifffahrt stehen zur Überwindung von 113 m Hubhöhe<sup>3</sup> (vgl. Bild 6) eine Doppel-Schleusentreppe mit jeweils 5 Stufen und Kammern mit Abmessungen von  $L \cdot B \cdot T_{\min} = 280 \cdot 34 \cdot 5$  [m] und ein Senkrecht-Schiffshebewerk (vgl. Bild 7) nach dem Gegengewichtsprinzip mit Trogabmessungen von  $L \cdot B \cdot T_{\min} = 120 \cdot 18 \cdot 3,5$  [m] zur Verfügung [4].

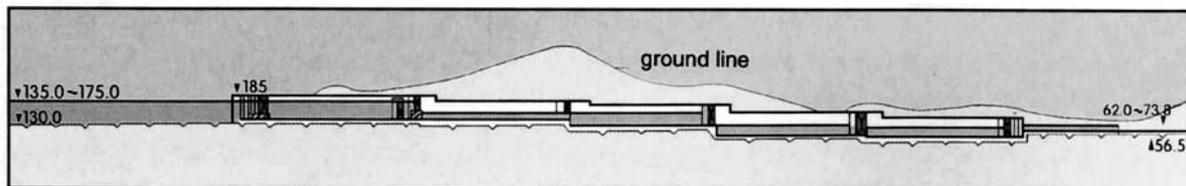


Bild 6: Längsschnitt durch die Schleusenkette des Drei-Schluchten-Damms

Um dem angestrebten Verkehrsvolumen gerecht werden zu können, sind die Schleusentreppen mit je fünf Schleusen für 1000t-Schiffe unabhängig voneinander von den Schiffen in 2 Stunden zu durchfahren. Da der Durchgang durch die Schleusen für (kleinere) Passagierschiffe zu zeitraubend ist, wird für diese das genannte Schiffshebewerk gebaut. Es vermag 3000t-Schiffe in 15 Minuten um 113 m zu heben und wird nach Fertigstellung die leistungsfähigste Anlage ihrer Art sein (vgl. Schiffshebewerk Lüneburg: 1350 t, 38 m) [2].

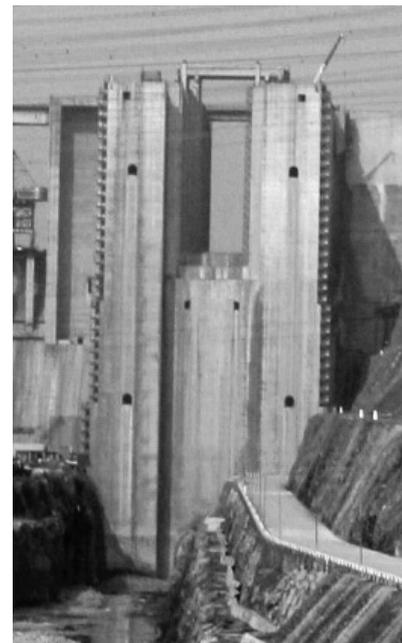
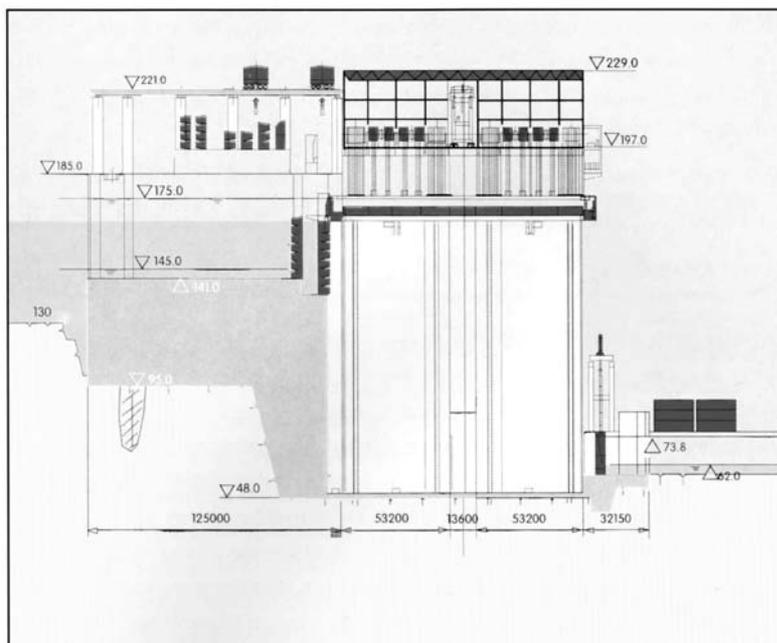


Bild 7: Systemskizze und Foto des Schiffshebewerks am Drei-Schluchten-Damm

Das Schiffshebewerk des TGP wird bauliche Besonderheiten aufweisen, die sich von allen bisherigen Schiffshebewerken deutlich unterscheiden [5]:

<sup>3</sup> Zum Vergleich: Die Summe der Hubhöhen am Rhein-Main-Donaukanal zwischen Kelheim und der Scheitelhöhe beträgt 67,8 m. Mit dieser Höhendifferenz bricht die Sanxia-Sperre den Weltrekord von 102 Metern des Schiffshebewerks am Krasnojarsker Stausee am Jenissej in Russland.

- Die maximale Hubhöhe von 113 m ist etwa dreimal so groß wie die von deutschen Schiffshebewerken.
- Die Trogabmessungen und dadurch die mit Gegengewichten zu bewegenden Massen (34000 t) sind größer als bei bisher ausgeführten Anlagen.
- Als Teil einer riesigen Stauanlage mit Kraftwerken, Hochwasserentlastung und zwei Schleusentreppen ist im Unterwasser mit kurzfristigen, betrieblichen Wasserspiegelschwankungen von bis zu 50 cm/a zu rechnen.
- Hydrologisch bedingte Wasserspiegelschwankungen von 30 m im Oberwasser und 11,8 m im Unterwasser bedingen besondere bauliche Maßnahmen an der oberen und unteren Haltung.
- Vorrangig für die Passagierschiffahrt bestimmt, ist für das Objekt ein besonders hoher Sicherheitsstandard erforderlich.

Der letzte Punkt der Auflistung ist im Zusammenhang mit der Planung eines neuen, zweiten Schiffshebewerks Niederfinow in Deutschland und dessen „spindelgetriebenem selbstarretierendem Hebesystem“ verantwortlich dafür, dass die chinesische Drei-Schluchten Projekt Entwicklungsgesellschaft (CTGPC) die Bundesanstalt für Wasserbau (BAW) Ende 1999 mit einer Machbarkeitsstudie für ein Sicherungs- und Antriebssystem beauftragte. An dieser Studie waren Krebs und Kiefer International, Germanischer Lloyd und Spezialbau Engineering GmbH beteiligt. Die Voruntersuchungen und deren Ergebnisse, insbesondere für Trogantrieb und -sicherung, sind Grundlage für die laufenden Entwicklungsplanungen eines neu gebildeten Joint-Ventures [4].

## 5 Auswirkungen und Folgen des TGP

Die Auswirkungen des Projektes in seiner Gesamtheit sind komplex und nicht ausschließlich positiv. Einige häufig thematisierte Punkte sind:

- „impondig the clear and discharging the turbid“
- Hangrutschungen
- Verschlechterung der Wasserqualität
- Umsiedlung: ca. 1,1 Mio. Betroffene
- Kulturdenkmäler
- Hochwasserthematik ...
- Flora und Fauna

„Hinter der Sanxia-Talsperre werden 632 Quadratkilometer fruchtbare, malerische Tallandschaft, 113 Städte, 140 Kleinstädte und 1352 Dörfer in den Fluten des Yangtze versinken, darunter zahllose historisch bedeutende Orte. Nur wenige der betroffenen Sehenswürdigkeiten können durch Auslagerung gerettet werden. Die Äcker, die den Bauern ersatzweise zugewiesen werden, liegen oft in unzumutbar steiler Hanglage. Bei den in den Flussmarschen und Bewässerungsgebieten arbeitenden Bauern ist mit einer Ausbreitung der Wurmerkrankung Schistosomiasis (Bilharziose) zu rechnen. Überflutet werden auch 657 Fabriken. Aus deren Gelände und aus den Siedlungsdeponien werden beträchtliche Mengen Gift ausgeschwemmt. Im Verein mit den drastischen Veränderungen des Ökosystems am Yangtze könnte dies für bedrohte Tiere wie den Baiji-Flussdelphin und den Schwertstör Psephurus

gladius den Artentod bedeuten. Die soziale Dimension der Probleme offenbart sich in der ungeheuren Zahl von insgesamt circa 1,3 Millionen (nach neueren Zahlen sogar zwei Millionen) Menschen, die bis zum Abschluss des Projekts umgesiedelt werden müssen.“

Diesen Worten, die einem Beitrag des Fernsehprogramms arte (<http://www.arte-tv.com/de/wissen-entdeckung/china/Chine/220732,CmC=478574.html>) entstammen, seien auszugsweise und exemplarisch die Stellungnahmen von Reißler in [2] bzw. [3] gegenübergestellt:

„ ... Vor dem Einstau des TGP-Speichers müssen 1,1 Mio. Menschen umgesiedelt werden. Diese für europäische Verhältnisse unvorstellbare Zahl ist es in erster Linie, welche hierzulande Animositäten gegen das Projekt weckt. Dabei ist allerdings mehrerlei zu berücksichtigen: Das Projekt ist in der Örtlichkeit seit 50 Jahren bekannt. Der chinesische Staat, zentral wie regional, hat die Umsiedlungsproblematik bereits seit langem durch Gesetz und Ausführungsverordnungen geregelt. Die begriffliche Skepsis der westlichen Sicht (u.a. auch der Weltbank), ob dies denn auch in der Realität zu erträglichen Bedingungen für die Umzusiedelnden führt, ist mit einem Zitat aus einer im März 2000 erschienenen Studie zu beantworten: „Die Umsiedlungspolitik und die Entschädigungsgrundsätze werden ständig verbessert, und die Wiederherstellung des Lebensunterhalts ist Bestandteil aller Umsiedlungsprojekte.“ Die World Commission on Dams, aus deren Materialien für den Abschlussbericht diese Studie stammt, kann keineswegs als talsperrenfreundlich gelten. Wenn also aus dieser Quelle die vorstehende vergleichsweise freundliche Beurteilung kommt, so dürfte sie wohl der Realität entsprechen.

Die chinesische Administration schafft bereits seit Jahrzehnten die städtebaulichen Voraussetzungen für die Umsiedlung, indem alte flussnahe Wohnquartiere nicht mehr saniert werden und dafür flussfernere (was oftmals wegen der Steilheit der Hänge nur wenige hundert Meter bedeuten muss) neue Stadtviertel errichtet. Es gehört für den Besucher der Three Gorges Region zu den markantesten Eindrücken, dass überall über dem späteren Stausee des Speichers neue und große Siedlungen entstehen. ...“

Einige Zitate aus [2], Abschnitt „Vorbehalte und Wirklichkeit“ sollen zur Relativierung der Diskussion um Sinn oder Widersinn bzw. Konsequenzen des Projektes beitragen:

„Gegner des Projekts hier in Deutschland verweisen in ihrer Argumentation stets auf eine Reihe von Nachteilen, aus denen sie ihre Ablehnung herleiten. Hierzu soll stichwortartig Stellung genommen werden.

Speicher trägt kaum zum Hochwasserschutz bei, weil das meiste Wasser dem Yangtze erst unterhalb der Sperrenstelle zufließt.

*Stimmt nicht: Gesamteinzugsgebiet des Yangtze 1,8 Mio. km<sup>2</sup>, davon oberhalb der Sperrenstelle 1,0 Mio. km<sup>2</sup>. Zudem fällt der meiste Niederschlag nicht im Osten Chinas, sondern – bedingt durch den Monsun – im Westen.*

Man wird in Wirklichkeit den Hochwasserschutz zugunsten der Energieerzeugung vernachlässigen.

*Kaum vorstellbar angesichts der vielen Millionen Menschen, deren Leben im Hochwasserfall bedroht ist. Außerdem ist China heutzutage gegenüber früher*

*ein Land mit freier Informationsmöglichkeit. Ein Versagen dieser Anlage, in der sich das Staatsprestige dermaßen manifestiert, beim Hochwasserschutz, hätte die ernstesten Konsequenzen für das Staatsgefüge.*

Der Stausee wird schnell verschlammen.

*Der Yangtze führt jedes Jahr 520 Mio. m<sup>3</sup> Sediment zu Tal. Diese Zahl bezieht sich auf den gesamten Flusslauf bis zur Mündung. Jedoch, selbst wenn diese Menge vollständig durch den Speicher transportiert und vollständig dort abgelagert würde, könnte der Speicher 150 Jahre lang das Sediment aufnehmen.*

*Außerdem: Das Sediment besteht zu 88 % aus Feinteilen (Lehm), die bei Strömung in der Schwebelage bleiben. In Engbereichen des späteren Speichers wird es daher auch später nicht zu größeren Ablagerungen kommen. Höhere Sedimentationsraten könnten sich vermutlich nur nahe dem Staubauwerk ergeben. Doch lässt sich hier durch eine Kombination von Spülung und Baggerung Abhilfe schaffen.*

*Nach intensiven chinesischen Studien wird auch nach 100 Jahren der HW-Schutzraum (22 Mrd. m<sup>3</sup>) noch vollständig zur Verfügung stehen.*

Die Chinesen sollen mit der Energie haushalten.

*Ein pharisäerhafter Spruch angesichts der Tatsache, dass der Kritiker aus Deutschland 8,2 mal soviel Energie verbraucht wie sein chinesischer Mitmensch.*

Es wird ein riesiger Stausee geschaffen mit großen Auswirkungen auf das Klima.

*Der neue Stausee ist flächenmäßig nur 2,4 mal so groß wie der bisherige Flusslauf im gleichen Bereich.*

Es gehen große Mengen landwirtschaftlicher Flächen verloren.

*Wohl gehen 288 km<sup>2</sup> landwirtschaftliche Flächen verloren. Jedoch ist dies in Beziehung zu setzen dazu, dass bei Hochwässern ungleich mehr landwirtschaftliche Flächen vernichtet werden, so 1998 250.000 km<sup>2</sup>.*

Das Naturwunder der drei Schluchten wird dem Stausee zum Opfer fallen.

*Die Berge am Rand des Yangtze sind im fraglichen Bereich 1.000 m und mehr hoch. Auch nach dem Einstau des Speichers wird das Bild der Schluchten erhalten bleiben.*

Bei kriegerischen Auseinandersetzungen entsteht die Gefahr einer Zerstörung mit unabsehbaren Folgen für die Unterlieger.

*Diese Problematik gilt für alle Talsperren der Welt, soweit unterhalb viele Menschen leben. Im Fall des TGP ist diese Problematik mit Sicherheit bei der chinesischen Regierung präsent.*

Der Staudamm stellt für die Unterlieger eine große Gefahr dar.

*China besitzt 25.000 Talsperren. Die chinesischen Fachkollegen können daher zu den erfahrensten der Welt gezählt werden.*

Es sind riesige Umsiedlungen notwendig, die brutal durchgeführt werden.

*Die vorstehend zitierte Feststellung aus den WCD Materialien steht dieser Auffassung entgegen.*

## 6 Zusammenfassung

Der Hauptnutzen des TGP wird in der Energieerzeugung, dem Hochwasserschutz und den immensen Verbesserungen für die Schifffahrt gesehen.

Der Drei-Schluchten-Damm wird nach seiner Fertigstellung der größte Wasserkraftproduzent der Welt sein. Seine geplanten 26 Generatoren haben eine Leistung von je 0,7 GW, die Gesamtleistung beträgt also 18,2 GW. Hinzu kommen weitere 1,5 GW aus dem seitlich des Damms zu errichtenden Kavernenkrafthaus. Dies entspricht der Leistung von 17 Kernkraftwerken oder 28 Kohlekraftwerken durchschnittlicher Größe. Den jährlichen Output des Drei-Schluchten-Damms an elektrischer Energie schätzt das chinesische Energieministerium auf 85 Terawattstunden – viereinhalbmal mehr, als alle Wasserkraftwerke Deutschlands zusammen pro Jahr liefern.

Der Stausee hinter dem Drei-Schluchten-Damm wird in einem natürlichen Becken zwischen bis zu 900 Meter aufragenden, steilen Bergwänden liegen und auf die Leistung bezogen weniger Landverbrauch als ein Stausee in flachem Gelände verursachen, nämlich nur etwa sechs Hektar Fläche je Megawatt Kraftwerksleistung (bei optimaler Füllhöhe). Im Vergleich dazu benötigt die nach Fläche und Stauvolumen zweitgrößte Talsperre Deutschlands, die Edertalsperre (1200 ha, 202 Mio. m<sup>3</sup>) umgerechnet 28000 ha pro Megawatt. Man schätzt, dass China bei gleich bleibendem Energieverbrauch jährlich immerhin 40 – 50 Mio. t Steinkohle weniger verfeuern muss, wenn der Damm vollendet ist. Der größte Teil der gewonnenen Elektrizität soll nach Schanghai und die Küstenregionen nördlich davon geleitet werden.

Mit dem Hochwasserrückhalt bzw. dem Hochwasserschutz für Mittel- und Unterlauf des Yangtze sollen ca. 75 Mio. Menschen vor Totalschäden geschützt und ca. 1,53 Mio. ha fruchtbarer landwirtschaftlicher Flächen im Unterlauf bewahrt werden. Hierzu ist u.a. eine Umsiedlung von ca. 1,1 Mio. Einwohnern im Stauseebereich notwendig, die – ebenso wie der Verlust wertvoller Kulturgüter – international sehr kontrovers diskutiert wird. Mit dem „Flood Control System“ wird angestrebt die Jahrhunderthochwässer zu beherrschen, d.h. den HW-Schutz von bisher < HQ<sub>10</sub> auf künftig HQ<sub>100</sub> zu erhöhen. Durch eine jahreszeitliche Wasserregulierung mit Stauzielen von 145 / 175 / 155 m ü.d.M. soll der Spitzenabfluss von 84000 m<sup>3</sup>/s auf beherrschbare 57000 m<sup>3</sup>/s reduziert werden.

Der Yangtze ist heute die wichtigste chinesische Binnenschifffahrtsstraße: Er trägt 80 % aller Schifffrachten Chinas. Seine Bedeutung wird jedoch noch zunehmen, denn nach Fertigstellung des Damms werden erstmals 10000t-Frachter mit der Anbindung des Ballungszentrums um Chongqing bis zum wichtigsten Binnenhafen des Landes fahren können. Aufgrund von Stromschnellen und Untiefen bzw. Felsen im Bereich der Drei Schluchten konnten dort höchstens 3000t-Schiffe verkehren. Mit der Erhöhung der Sicherheit im Bereich der Schluchten und der Erhöhung der Leichtigkeit stromab von Gezhouba durch eine Niedrigwasseranreicherung von 3000 m<sup>3</sup>/s auf künftig 5000 m<sup>3</sup>/s wird erwartet, dass sich die Schifffahrtskapazität von ca. 10 Mio. Tonnen vor dem Bau des TGP bis zum Jahr 2013 verfünffacht haben wird. Den Höhenunterschied von 113 Metern überwinden die Schiffe über zwei Schleusenstraßen (für jede Fahrtrichtung eine). Jede der Schleusenammern wird 34 Meter breit und 280 Meter lang sein. Mit dieser Höhendifferenz brechen Schleuse und Hebewerk der Sanxia-Sperre den Weltrekord von 102 Metern, nämlich den des Schiffshebewerks am Krasnojarsker Stausee am Jenissej in Russland.

## 7 Literatur

- [1] Hong-Wie Fang, W. Rodi: Three-dimensional calculations of flow and suspended sediment transport in the neighborhood of the dam for the Three Gorges Project (TGP) reservoir in the Yangtze River, Journal of Hydraulic Research Vol. 41, No. 4 (2003), pp. 379 – 394
- [2] P. Reißler: Das Three Gorges Project am Yangtze – Vorbehalte und Wirklichkeit, DTK Aktuell 20.08.2002
- [3] P. Reißler: Das Drei-Schluchten-Projekt am Yangtze – Kritik und Wirklichkeit, Tagungsband zum Wasserbaulichen Kolloquium 2005 der RWTH Aachen, Seiten 248 – 267
- [4] C. Kunz, H.-G. Lindlar, R. Wagner, R. Wigand: Das Schiffshebewerk über den Drei-Schluchten-Staudamm in China, Wasserwirtschaft 1-2/2005, Seiten 83 – 89
- [5] D. Krebs, T. Runte, G. Strack: Planung für das Schiffshebewerk am Drei-Schluchten-Staudamm in China, Bautechnik 83, 2006, Seiten 73 – 84

# Innovative Investitionsmodelle bei der Denkmalsanierung



Dr. Peter Lang

Dr. Lang + Dr. Kleespies  
Schützenstraße 1 • 78462 Konstanz  
Email: [Dr.Lang@lkfinanz.de](mailto:Dr.Lang@lkfinanz.de)

# Innovative Investitionsmodelle bei der Denkmalsanierung

Dr. Lang, Dr. Lang + Dr. Kleespies, Konstanz

## Allgemeines

Der Konstanzer Projektentwickler und Bauträger „Dr. Lang + Dr. Kleespies“ saniert und vermarktet historische Wohn- und Gewerbeimmobilien für Investoren aus Deutschland und auch für internationale Anleger.

Darüber hinaus beraten sie Privat- und Geschäftskunden bei internationalen Finanzanlagen.

Leitmotiv ist die Verbindung aus stilvollem Wohnen und stabilen, rentablen Geldanlagemöglichkeiten.

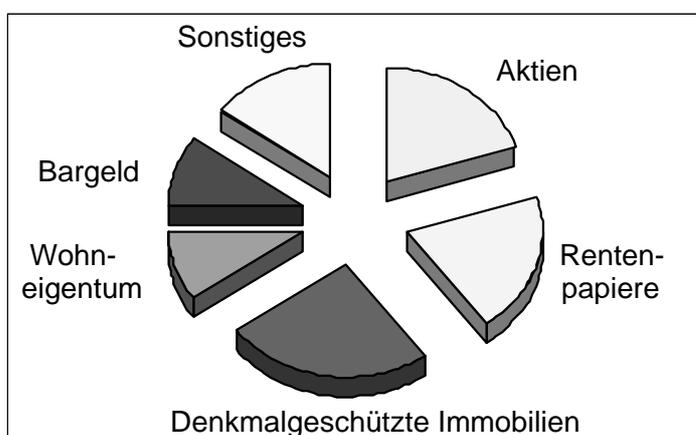
Dr. Thomas Kleespies ist verantwortlich für den Bereich Technik. Der promovierte Architekt (Lehmbau) war im Auftrage der UNESCO- Weltkulturerbe- Stiftung in Bolivien und im Jemen als Restaurator tätig. Darauf folgte eine Lehrtätigkeit an der ETH Zürich.

Dr. Peter Lang (der Verfasser) ist verantwortlich für den Bereich Controlling. Nach dem Studium der Mathematik und Wirtschaftswissenschaften Promotion zum Thema „Immobilienfinanzierung“ an der TU München. Darauf folgten weltweite Stationen als Marketing- und Vertriebsleiter in internationalen Großunternehmen.

Die Organisation von „Dr. Lang + Dr. Kleespies“ ist ein Verbund aus Festangestellten Mitarbeitern und Kooperationspartnern. Dazu zählen Architekten, Betriebswirte, Steuerberater, Informatiker, Mediadesigner und professionelle Makler für die Vermarktung der Objekte.

## Anlage - Portfolio

Ein erfolgreiches Vermögens- Management ist geprägt von der Ausgewogenheit der Anlageformen. Renditestarken Elementen stehen wertstabile Elemente gegenüber. Ein Muster- Portfolio kann diese Form haben:



„Aktien“ stehen für die Teilhabe an den Entwicklungen des Marktes. Es gilt Renditechancen zu nutzen und dabei die Risiken zu vermeiden.

„Rentenpapiere“ verhalten sich komplementär zu Aktien. Wenn die Aktienkurse fallen, geht das Kapital in die sicherere Form, was wiederum deren Verzinsung steigert.

Das Hauptargument für „Wohneigentum“ ist der Preisvorteil gegenüber dem Mieten.

„Bargeld“, also sofort verfügbares Kapital, sollte im Portfolio nicht zu gering eingeplant werden, damit bei kurzfristigen Anschaffungen keine Veräußerungsverluste in Kauf genommen werden müssen.

Das Element „Sonstiges“ kann aus Gold, Unternehmensanteilen, Antiquitäten, et cetera bestehen.

Last not least: „Denkmalgeschützte Immobilien“ sind die optimale Beimischung eines jeden Portfolios.

Ein solches Anlage-Portfolio vereint alle maßgeblichen Kriterien (Rendite, Sicherheit, Inflationsschutz, Veräußerbarkeit, Steuervorteile) für Kapitalanlagen.

## Anlageform Aktien

Brasilien ist das Rohstofflager, Russland die Zapfsäule, Indien die Denkfabrik und China die Werkhalle der Welt, so die einhellige Meinung der Finanzanalysen (abgekürzt B R I C- Länder). Das wird nicht erst in Zukunft so sein, sondern ist heute schon Realität an den internationalen Börsen. Prognosen besagen, dass diese vier Länder im Jahr 2050 die führenden Industrienationen sein werden (Investmentbank Goldman Sachs). Für Kapitalanleger bedeutet das, schon heute sein Depot mit Aktien aus diesen wachstums- und damit renditestarken Märkten zu bestücken.

## Anlageform Immobilien

Immobilien stehen für Sicherheit und Langfristigkeit. Aber wenn die Deutschen immer weniger werden, verlieren Immobilien deshalb nicht auf lange Sicht an Wert? Nein.

Dafür gibt es drei Gründe: Erstens der Bedarf nach Wohnimmobilien richtet sich nicht nur nach der Anzahl der Menschen, sondern nach der Anzahl der Haushalte. Die Zahl der Haushalte (Singles, Senioren) wird aus demografischen Gründen zunehmen.

Zweitens werden die einzelnen Wohnungen immer größer. In den fünfziger Jahren waren 15 m<sup>2</sup> der Durchschnitt pro Person, heute sind es 40 m<sup>2</sup> und für das Jahr 2015 werden 45 m<sup>2</sup> prognostiziert.

Drittens entwickeln Regionen sich sehr unterschiedlich. Heute prosperierende Regionen mit hoher Lebensqualität werden auch in Zukunft eine hohe Wohnraumnachfrage aufweisen.

## Denkmalschutz

Die Klassifizierung als Denkmal erfolgt durch das Amt für Denkmalschutz. Laut §2 Landesdenkmalschutzgesetz muss ein Objekt das Kriterium erfüllen, dass an seiner „Erhaltung aus wissenschaftlichen, künstlerischen oder heimatgeschichtlichen Gründen ein öffentliches Interesse besteht“. Ab diesem Zeitpunkt erhält das Objekt die wichtige Zuordnung als erhaltungswürdiges Denkmal.

Nachdem das Objekt die Einstufung als Denkmal erhalten hat, werden alle Kosten, die in Zusammenhang mit der Wiederherstellung des Objektes stehen und die vom Amt für Denkmalschutz (und anderen) genehmigt worden sind, als Werbungskosten anerkannt. Je höher also der Sanierungskostenanteil eines Gebäudes ist, desto höher sind damit auch die vom Kapitalanleger anzusetzenden Werbungskosten.

Denkmalgeschützte Immobilien erhalten also eine besondere steuerliche Förderung.

Vermieter solcher steuerlich geförderten Immobilien können die Baukosten im Jahr der Sanierungsmaßnahmen und den folgenden sieben Jahren bis zu 9 Prozent und in den folgenden vier Jahren jeweils bis zu 7 Prozent von der Steuer absetzen. Eigennutzer machen nach dem Einzug 90 Prozent der Kosten über zehn Jahre lang als Sonderausgaben geltend.

Voraussetzung für die steuerliche Förderfähigkeit ist, dass die denkmalgeschützte Immobilie im Ursprungszustand erworben und fachmännisch saniert wurde.

Für den Kapitalanleger oder zukünftigen Eigennutzer bedeutet dies den Kauf der Altsubstanz in Verbindung mit einem ausgearbeiteten Sanierungs- und Modernisierungskonzept, welches vom Amt für Denkmalschutz vor Beginn der Baumaßnahmen genehmigt wurde.

Durch die hohen Abschreibungsmöglichkeiten ist die denkmalgeschützte Immobilie ideal in Bezug auf die Rendite nach Steuern bei Immobilien als Kapitalanlage.



## Chancen und Risiken

In allen Bereichen, die keiner Kontrolle des Amtes unterliegen, kann der Bauherr entsprechende Neubaumaßnahmen durchführen. Also Neueinbau von Heizung-, Sanitär- und Elektroinstallation, Anbau von zusätzlichen Balkonen auf der Rückseite des Objektes, möglicherweise Anbringen einer Wärmedämmfassade oder der Neuausbau des Dachgeschosses.

Altbausubstanz ist gekennzeichnet durch spezifische Risiken wie versteckte Mängel, Wahl der adäquaten Sanierungstechniken, Fertigstellungs- und Finanzierungsrisiko. Auch nicht zu unterschätzende Hemmschuhe können die Belange der Nachbarschaft

oder Feuerwehr sein. Das Amt für Denkmalschutz und der damit verbundene Bürokratie- und Dokumentationsaufwand sollten nicht unterschätzt werden.

Während der Bauphase, erfahrungsgemäß ein bis zwei Jahre, bedarf es einer fortlaufenden Abstimmung zwischen dem Bauherr und dem Amt für Denkmalschutz. In den meisten Fällen stehen die Außenfassade, das Treppenhaus sowie die Haus- und Wohnungseingangstüren unter Denkmalschutz und müssen entsprechend wieder aufgearbeitet werden.

Das Fehlen einzelner Ornamente an der Außenfassade und deren Rekonstruktion kann sehr aufwendig sein. Treppenhäuser um das Jahr 1900 wurden oft aus massivem Eichenholz hergestellt, was bei der Sanierung häufig aufwendige Schreinerarbeiten notwendig macht. Auch das Aufarbeiten der Stuckarbeiten in den Innenräumen ist meist arbeitsintensiv.

Ziel ist es, durch die Sanierung das äußerliche Erscheinungsbild des Objektes nicht zu verändern, jedoch technisch das Objekt in einen Neubauzustand zu versetzen.



Mieteinnahmen und vor allem Wertsteigerungen liegen hier deutlich über dem Marktdurchschnitt für Immobilien im Allgemeinen. Lage, Tradition, Kultur sind die Merkmale der Denkmalschutzten Immobilie; und diese Werte wachsen nicht nach.





## Standort Konstanz

Das „Berlin- Institut für Bevölkerung und Entwicklung“ legte Anfang 2006 den so genannten „Zukunftsatlas Deutschland“ vor. Ausgewertet wurden keine Umfragen, sondern statistische Daten wie Altersstruktur, Wirtschaftskraft und Wirtschaftswachstum, Arbeitslosenquote, öffentliche Verschuldung, Bildungssituation und Familienfreundlichkeit, deutschlandweit aufgeschlüsselt in 439 Regionen.

Für das ganze Land gilt: zu wenig Nachwuchs, stärkeres Auseinanderdriften der Regionen, im Osten häufen sich die Probleme und der Süden bleibt zukunftsfähig.

Für Baden- Württemberg gilt: überdurchschnittliches Wirtschaftswachstum, niedrigste Arbeitslosenquote (7,2%; D 12,2%), mit das höchste Pro- Kopf- Einkommen, höchste Nettoersparnis bei den Privathaushalten, höchste Lebenserwartung und Spitzenstandort für Forschung und Entwicklung.

Für Konstanz gilt: Arbeitslosenquote (3,0%), hohe Kaufkraft, Standort Neuer Technologien, Hochschulstandort, Bevölkerung wächst beständig (bis 2020 voraussichtlich um weitere 7%) und liegt in der Mitte des Wirtschaftsdreiecks Stuttgart, München und Zürich.



Denkmalsanierung ist mehr als die Schaffung von Wohnraum.

Denkmalsanierung bedeutet für den Einzelnen eine Freude für die Sinne und zugleich eine Kapitalanlage mit attraktiver, langfristiger und sicherer Rendite.

Denkmalsanierung bedeutet für die Allgemeinheit Bewahrung von Geschichte und ist somit Kulturbeitrag.

## Referenzen

### Landsitz Schloss Münchhög



Im Jahre 1787 hatten die Salemer Mönche auf dem circa 40.000m<sup>2</sup> großen Grundstück inmitten ihrer Liegenschaften, das Schloss Münchhög mit seinen Stallungen und Scheunen erbaut. Nach Auflösung des Klosters wurde das Schloss an einige Adelige verkauft, und Altersruhesitz von Augusta Victoria, geborene Prinzessin von Hohenzollern- Sigmaringen, Königin von Portugal. Von der unverbauten Sicht der Anhöhe öffnet sich dem Betrachter ein weiter Blick in den Hegau und in die Alpenkette. Der Landsitz Schloss Münchhög liegt zentral am westlichen Bodenseeufer. Der majestätische Blick über den See zum Hegau lässt hier das großzügige Wohnen auf einem Schlossanwesen zu einem besonderen Erlebnis werden.

## Kulturdenkmal Schwedenschanze 5

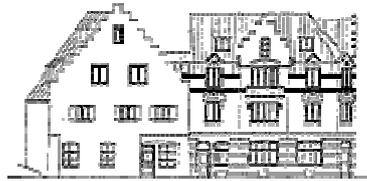


Die zweigeschossige, sechs Achsen breite Villa mit Walmdach, mit einer Flachdachterrasse auf dem dreigeschossigen Mittelrisalit, wurde in den Jahren 1887/1888 von den Architekten Ehinger und Walther als Geschäftshaus eines Weinhändlers erbaut. Die repräsentative Villa zeigt mit ihrem blockhaften Baukörper, der nur von der flachen Eckrustika und den Profilierungen der Fenstergewände dekoriert wird, noch das Nachleben der zurückhaltend vornehmen Gestaltungsweise der Biedermeierzeit. Wegen der Qualität der Bauten und ihrer architekturgeschichtlichen Aussagekraft besteht an ihrer Erhaltung aus wissenschaftlichen und künstlerischen Gründen ein öffentliches Interesse.

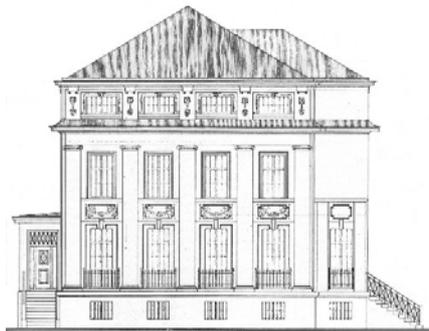
**Blarerstraße 46, Jugendstil**



**Haus zur Tule, 18. Jahrhundert**



**Villa Eichhorn, Klassizismus**



**Haus zum roten Knopf, Mittelalter**



**Haus zum Jäger &  
Haus zum blauen Schild, Mittelalter**



## Aktuelle Objekte

### Kulturdenkmal Bodanplatz 12a



Jugendstil, 1 Gewerbe und 6 Wohnungen

### Kulturdenkmal „Rott’sches Palais“



Barock, 4 Gewerbe und 10 Wohnungen

### Kulturdenkmal Gottlieberstraße 36a



Jahrhundertwende, 4 Wohnungen

### Kulturdenkmal „Haus zur Zifferzahl“



Mittelalter, 1 Gewerbe und 3 Wohnungen

### Kulturdenkmal Bahnhofstraße 5



Gründerzeit, 1 Gewerbe und 8 Wohnungen

### Kulturdenkmal „Haus zum Rehböckle“



Mittelalter, 1 Gewerbe und 7 Wohnungen



dazwischen  
liegen:



- 5.830 Arbeitsstunden
- 1.428 Telefonate
- 5.120 Dachziegel
- 256 l Farbe
- 210 kg Putz
- 187 m<sup>2</sup> Gipskartonplatten
- 83 restaurierte Fenster und Türen
- 46 m<sup>3</sup> Holz
- 32 m<sup>3</sup> Beton
- 1 gute Idee
- ***unendlich viel Herzblut***

## Zusammenfassung

Denkmalsanierung rechnet sich für die Allgemeinheit und den Einzelnen.

Guter Standort und erfahrener Bauträger, Sicherheit und Rendite sind die Leit motive einer Investition in Immobilien.

Die Rentabilität der Denkmalgeschützten Immobilien setzt sich zusammen aus Mieteinnahmen, Wertsteigerung und Steuervorteil.

Für den Kapitalanleger ist die Denkmalgeschützte Immobilien die optimale Beimischung eines jeden Portfolios.

# Der Diplom-Unternehmer: Paradoxon oder Zukunftsvision?



Prof. Dr. Armin Pfannenschwarz

Hochschule Pforzheim MBA UE  
Blücherstr. 32 • 75177 Pforzheim  
Email: [pfannenschwarz@consensus.de](mailto:pfannenschwarz@consensus.de)

# Der Diplom-Unternehmer: Paradoxon oder Zukunftsvision?

Thesen und Erfahrungen zur Lehr- und Lernbarkeit  
von Unternehmertum im 21. Jahrhundert

Prof. Dr. Armin Pfannenschwarz, Hochschule Pforzheim



## 1 Einführung

Unsere Gesellschaft wird in weiten Teilen getragen von Menschen, die eine bestimmte Verantwortung übernehmen. Auf diese Aufgabe haben sie sich in der Regel viele Jahre vorbereitet, durch Aus- und Weiterbildungen und durch den Erwerb von offiziellen Bildungsabschlüssen, durch das Sammeln von Berufs- und Praxiserfahrung, durch die Übernahme von Titeln und Funktionen.

Werfen wir beispielhaft einen Blick auf einige dieser Zeitgenossen. Alfred Müller<sup>1</sup> ist Steuerberater mit einem eigenen Büro in einer baden-württembergischen Kleinstadt. Er trägt die Verantwortung für 200 mittelständische Mandanten, die er mit Zähnen und Klauen gegen die Zudringlichkeiten der Finanzämter<sup>2</sup> verteidigt. Um Beruf und Titel des Steuerberaters führen zu dürfen, musste Alfred Müller erstens ein fünfjähriges wirtschaftswissenschaftliches Studium absolvieren, zweitens mehrere Jahre Berufserfahrung vorweisen und drittens eine sehr anspruchsvolle Prüfung der Steuerberaterkammer bestehen, auf die er sich mehr als ein Jahr intensiv vorbereitet hatte. Summa summarum eine etwa zehnjährige Ausbildung - und sollte Alfred Müller auch noch den Wirtschaftsprüfer anstreben, dann verlängert sich diese Zeit nochmals um einige Jahre.

Dr. med. Bruno Meier ist Chirurg und Oberarzt in einem kommunalen Krankenhaus und verantwortlich für 200 Patienten, von ambulanten Behandlungsfällen bis hin zur

<sup>1</sup> Alle Namen geändert

<sup>2</sup> „Zwei Dinge sind sicher: der Tod und die Steuern.“ (Mark Twain)

Intensivstation. Seine Vita umfasst: ein sechsjähriges Medizinstudium mit Abschluss, eine anschließende Promotion, zwei Jahre „Arzt im Praktikum“, eine insgesamt sechsjährige berufsbegleitende Weiterbildung (2+4-Modell) in der Notfallaufnahme, in der Intensivmedizin, in der Tumorthherapie sowie in verschiedenen Fachbereichen der Chirurgie. Bruno Meier publiziert in Fachzeitschriften und bereitet sich auf eine Habilitation vor, um eines Tages die Stelle des Chefarztes übernehmen zu können. Das sind mehr als fünfzehn Jahre an Aus- und Weiterbildung, auch hier in weiten Teilen entweder staatlich oder durch ständische Organisationen reglementiert.

Carl Schulze ist Rechtsanwalt und Fachanwalt für Gesellschaftsrecht mit einer eigenen Kanzlei, die er zusammen mit zwei Kollegen betreibt. Pro Jahr vertritt er 200 Klienten in verschiedensten Streitigkeiten und Verfahren, meist mittelständische Firmen und Unternehmer. Um dies tun zu können, hat er ein Jurastudium absolviert, das erste, sowie nach dreijähriger Berufspraxis auch das zweite Staatsexamen abgelegt, und nach der Gründung der Kanzlei in einer zweijährigen Weiterbildung den Fachanwaltstitel erworben. Auch Carl Schulze musste sich, genau wie alle Kollegen von ihm, mehr als zehn Jahre intensiv auf seinen Beruf vorbereiten und dabei genau definierte und allgemeingültige Hürden nehmen.

Als letzter Vertreter unserer kleinen Stichprobe betrachten wir Dieter Schmidt. Er ist heute Unternehmer und trägt die Verantwortung für 200 Mitarbeiter einer Produktions- und Handelsfirma für hoch spezialisierte mikroelektronische Bauelemente. Sein Lebensweg sieht deutlich anders aus: er ging in der 10. Klasse vom Gynnasium ab, weil er lieber arbeiten als lernen wollte, und sollte dann das Flaschnereihandwerk seines Vater übernehmen. Nach einem heftigen Streit verließ er jedoch den elterlichen Betrieb, jobbte für zwei Jahre bei einem Gebrauchtwagenhandel und ging dann in die USA, wo er als Handyman bei einer Filmgesellschaft arbeitete, bis diese Konkurs ging. Nach der Rückkehr nach Deutschland begann er als Außendienstmitarbeiter einer Elektronikvertriebsgesellschaft. Er erwies sich als sehr guter und kompetenter Verkäufer, und innerhalb von fünf Jahren kannte er die Branche in- und auswendig und hatte aus seinen Provisionen genügend Startkapital zurücklegen können. Er begann als typisches Ein-Mann-Garagenunternehmen, konnte seine Umsätze dann schnell ausweiten und immer mehr Mitarbeiter beschäftigen. Heute umfassen seine Aktivitäten zwei Produktions- und acht Vertriebsniederlassungen in ganz Europa.

## 2 Wie wird man Unternehmer?

Bereits in diesen wenigen Beispielen offenbart sich ein erstaunlicher Gegensatz. Während sich die meisten Berufsbilder durch eine relativ genau vorgegebene Abfolge von Ausbildungen und Prüfungen definieren, ist dies für den Beruf des selbständigen Unternehmers nicht der Fall.<sup>3</sup> Dies erscheint aus mehreren Gründen als ungewöhnlich.

---

<sup>3</sup> Außer Betracht bleiben hier Selbständigkeiten in ursächlich handwerkliche Gewerke. Dafür ist zwar entweder ein Meisterbrief, oder im Falle von Architekten ein Fachstudium erforderlich. Hier steht jedoch die Fachausbildung im Vordergrund, unternehmerische Inhalte und Kenntnisse werden in der Regel nur sehr rudimentär vermittelt. Eine Selbständigkeit wird dann zwar oft gewählt, dient dann aber vor allem als Mittel zum Zweck, um die eigenen Leistungen überhaupt anbieten zu können, und wird kaum als „Beruf“ gesehen.

Zum einen hat sich für angestellte Führungskräfte und Manager durchaus eine gewisse Normierung des Lebenslaufes herauskristallisiert: Auf ein wirtschaftliches oder technisches Studium folgt erste Berufserfahrung, manchmal kombiniert mit einem Traineeprogramm oder einem „High-Potential-Training“, sodann erste Führungspositionen, oft ein MBA-Aufbaustudium oder eine Promotion und dann ein Aufrücken in die erste und zweite Führungsebene. Diese Systematik kann bei selbständigen Unternehmern in der Regel nicht beobachtet werden.

Zum zweiten gilt der eignergeführte Mittelstand nach wie vor als Rückgrat und als Herz der Wirtschaft, nicht nur in Deutschland<sup>4</sup>, sondern auch in praktisch allen anderen Volkswirtschaften<sup>5</sup>. Die inzwischen im vollem Tempo ablaufende Globalisierung der Weltwirtschaft mit den bekannten Verwerfungen und Strukturproblemen für die entwickelten Industrieländer tut ein Übriges, um ein hohes Maß sowohl der individuellen als auch der staatlichen Aufmerksamkeit auf das Wirtschaftssystem zu lenken. Umso verwunderlicher, dass es für die Hauptprotagonisten, die Unternehmer, keinerlei verbindliche Regeln, einheitliche Anforderungsprofile, Ausbildungsgänge, Vorbereitungsprozeduren oder staatliche Prüfungen gibt - auch dies ein international uniformes Phänomen.

Diese Diskrepanz drückt sich auch in folgender Statistik aus, die aus Mikrozensus-Daten ermittelt wurde und somit als repräsentativ für Deutschland gelten können:

Ärzte	90,2 %
Rechtsanwälte	89,3 %
Ingenieure	77,3 %
Unternehmensberater	58,6 %
Wirtschaftsprüfer	51,4 %
Selbständige mit Beschäftigten	26,1 %
Selbständige ohne Beschäftigte	23,5 %

Tabelle 1: Akademikeranteil ausgewählter Berufsgruppen<sup>6</sup>

Der Akademikeranteil von Selbständigen erscheint als vergleichsweise gering, selbst wenn man in Betracht zieht, dass hier sehr viele Klein- und Kleinstunternehmer erfasst sind. Mit diesen Ausführungen soll nun in keiner Weise einer uniformierten „Unternehmerproduktion“ das Wort geredet werden, außerdem gibt es natürlich auch heute bereits viele Unternehmer, die mit einem Studium, in Einzelfällen zusätzlich einem Aufbaustudium oder einer Promotion auch formal hoch qualifiziert sind. Dieser Faktor hängt i.d.R. direkt mit der Unternehmensgröße zusammen<sup>7</sup>.

<sup>4</sup> vgl. Schröder/Freund 1999 und die Aktualisierungen der Folgejahre unter [www.ifm-bonn.de](http://www.ifm-bonn.de)

<sup>5</sup> vgl. Klein 2000, Gersick et. al. 1997, Neubauer/Alden 1998

<sup>6</sup> vgl. Wienert 2005

<sup>7</sup> Eine nicht repräsentative Umfrage der Hochschule Pforzheim ergab, dass heute bereits drei Viertel der Nachfolger in Unternehmen mit zwischen 20 und 200 Mitarbeitern einen akademischen Abschluss mitbringen, es ist also eine deutliche Veränderung der Relationen aus Tabelle 1 zu erwarten. Vgl. Pfannenschwarz 2004.

*Erstes Zwischenergebnis: Für eine Tätigkeit als selbständiger Unternehmer gibt es sehr viel weniger formale Voraussetzungen gibt als für die meisten anderen Berufe.*

Für dieses Phänomen sind nun mehrere mögliche Ursachen denkbar:

- a) Unternehmer brauchen keine große formale Ausbildung, die wichtigen Inhalte sind ohnehin nur in der Praxis, insbesondere in der jeweiligen Branche und auf dem jeweiligen Markt, zu erlernen. Viele befragte Unternehmer neigen spontan zu dieser Meinung.
- b) Formale Kriterien wie beispielsweise ein Unternehmerstudium oder ein Abschluss als „Staatlich geprüfter Unternehmer“ besitzen wenig Aussagekraft, da die letztlich zuständige Institution der Markt ist, und kein noch so prominent besetztes Prüfungsgremium.
- c) Unternehmer zeichnen sich oft gerade dadurch aus, dass sie keine übergeordnete Instanz anerkennen. Der Wunsch, alleinverantwortlich und ohne Vorgesetzten agieren zu können, ist eine Hauptmotivation für viele Existenzgründer. Ähnliches würde dann auch für Prüfungsgremien etc. gelten.
- d) Bislang konnten entsprechend talentierte und motivierte Menschen auch ohne formale Ausbildung unternehmerisch erfolgreich sein, es ergab sich schlicht kein Bedarf für eine Qualifizierung und auch Selektion. Auch aus volkswirtschaftlicher Sicht bildeten Existenzgründer, Selbständige und Unternehmer keine knappe Ressource.

Um zu beurteilen, welche dieser Thesen plausibel erscheint, hilft möglicherweise die soziologische Perspektive weiter.

### 3 Etwas Berufs- und Professionssoziologie

Die moderne Gesellschaft zeichnet sich nach Luhmann<sup>8</sup> dadurch aus, dass es heute kein allumfassendes Prinzip für soziale Strukturierung mehr gibt. Noch die mittelalterliche Welt präsentiert sich als stratifizierte Gesellschaft, in der sich Religion, Politik, Wirtschaft, Wissenschaft und Familie gegenseitig durchdringen und einander bedingen. Das Individuum hat seinen fixierten Platz in dieser stabilen Welt, Veränderungen greifen nur langsam Platz. Dagegen zerfällt die Moderne in Teilsysteme wie dem Rechtssystem, dem Wissenschaftssystem, dem Erziehungssystem, dem Religionsystem und dem Wirtschaftssystem, die nach jeweils eigenen Systemrationalitäten arbeiten und sich daher gegenseitig nie „verstehen“ können. Während beispielsweise das Wissenschaftssystem mit dem binären Code „wahr/unwahr“ operiert, nutzt das Wirtschaftssystem den Code „Einzahlung/Auszahlung“. Strukturelle Kopplungen sind zwar möglich und auch die Regel - auch der Wissenschaftsbetrieb benötigt Geld, auch das Wirtschaftssystem verwendet wissenschaftliche Erkenntnisse -, dennoch sind völlig unterschiedliche „Währungen“ in Gebrauch, und der Umtausch ist mit Transaktionskosten verbunden und mit Kursrisiken behaftet.

Wie unschwer zu erkennen ist, folgen eine Reihe der modernen Berufsbilder dieser sozialen Gliederung: das Rechtssystem wird von Rechtsanwälten, Juristen und Notaren betrieben, das Erziehungssystem von Pädagogen und umfassend ausgebildeten

---

<sup>8</sup> vgl. Luhmann 1984, Luhmann 1997

Lehrern und Erziehern, das Wissenschaftssystem von akademisch geschulten und selektierten Kräften. Und bei aller gesunden Skepsis gegenüber Fachidiotentum, Überspezialisierung und dem Elfenbeinturm scheint kein Weg zurück zum Universalgenie zu führen. Im Gegenteil, der Trend zur arbeitsteiligen Gesellschaft scheint sich eher zu verstärken als abzuschwächen<sup>9</sup>.

Auf der anderen Seite gibt es jedoch auch Systeme, die noch kein eigenes Berufsbild voll entwickelt haben, jedoch auf dem besten Wege dazu scheinen. Hierzu gehört beispielsweise das Kunstsystem: auf den Kunsthochschulen werden bereits „Künstler“ geprüft und ausgebildet, andererseits feiern nach wie vor auch Autodidakten und Quereinsteiger Triumphe in dieser Szene. Ein anderes Beispiel: zwar bildet sich inzwischen der - durchaus umstrittene - Typus des „Berufspolitikers“ heraus, eine gezielte Ausbildung dafür gibt es jedoch noch nicht, Politikwissenschaft gehört zum Wissenschaftssystem, nicht zum Politiksystem. Ähnliches scheint für das Wirtschaftssystem zu gelten: ein System in einer fortgeschrittenen Spezialisierungsphase, das zunehmend Spezialisten benötigt - bislang Betriebswirte und Kaufleute, aber keine Unternehmer. Die spannende Frage ist hier: wie wird sich dies zukünftig entwickeln?

Nach Oevermann ist für die meisten Berufe eine zunehmende Professionsbildung zu beobachten<sup>10</sup>. Typische Kennzeichen dafür sind:

- a) die Herausbildung eines spezifischen Berufsbildes,
- b) die Bildung von Verbänden, Fach- und Standesorganisationen,
- c) die Schaffung von speziellen Ausbildungsgängen,
- d) die Institution von i.d.R. staatlichen Abschlüssen als Berufszugangskriterium.

Während im Falle von selbständigen Unternehmern die ersten beiden Punkten als gegeben betrachtet werden können, fehlt jedoch die spezielle Ausbildung mit eigenem Abschluss derzeit noch. Vor dem Hintergrund dieser berufssoziologischen Perspektive scheint der Prozess im Gange zu sein.

*Zweites Zwischenergebnis: Die Professionsbildung für Unternehmer hat begonnen, ist jedoch noch zu keinem Abschluss gekommen. Wesentliche Aspekte fehlen noch und müssen erst ausgebildet werden. Dabei spielen Ausbildungen und Abschlüsse eine wesentliche Rolle.*

Einige Indizien weisen darauf hin, dass sich die Entwicklung der Ausbildung dieser Aspekte beschleunigen wird. Folgende Treiberfaktoren können identifiziert werden:

- a) Für Deutschland gilt: Existenzgründer, Nachfolger und Unternehmer allgemein werden zur knappen Ressource. Mit einer Selbständigenquote von ca. 15% nimmt das Land einen hinteren Platz im europäischen und weltweiten Vergleich

---

<sup>9</sup> Malik weist darauf hin, dass es nach wie vor nur zwei Professionen gibt, die ihre Protagonisten in einem mehrjährigen Studium gezielt auf ihre Führungsaufgaben vorbereitet: das Militär und die Kirche. Vgl. Malik 2000, S. 55f. sowie mit ähnlicher Ausrichtung Sternberg (2000), S. 146

<sup>10</sup> vgl. Oevermann 1996

ein. Nicht umsonst nehmen sich zunehmend öffentliche Initiativen und Projekte dieser Frage an<sup>11</sup>.

- b) Europaweit kann Basel II und die Folgen ohne weiteres als „Zwangspersonalisierung“ des Mittelstandes interpretiert werden. Zum ersten Mal legen externe Institutionen, hier die Banken, einheitliche Maßstäbe zur Beurteilung der Unternehmerqualifikation an. Damit wird die Logik der Beurteilungen bei Existenzgründungen, die i.d.R. stark über die Beurteilung der Gründerpersonen selbst läuft<sup>12</sup>, fortgesetzt.
- c) Ein noch zu wenig beachteter Aspekt der Globalisierung besteht im Wettbewerb der Eigentümer-Unternehmer untereinander. Während beispielsweise ein Unternehmer mit 20 Mitarbeitern ein Jahresergebnis von 10.000 Euro als „schwarze Null“ interpretiert, stellt dasselbe Ergebnis für einen chinesischen Gründer, der mit 20 Mitarbeitern in einer Wellbleckbaracke mit simpler Technik arbeitet, durchaus ein erstrebenswertes Ziel dar. Hochlohn-Unternehmer müssen also „besser“ sein als ihre Wettbewerber in Niedriglohnländern, ansonsten wird sich dieselbe Dynamik wie bei allen anderen Arbeitsplätzen zeigen.

#### 4 Umriss einer künftigen Unternehmer-Qualifizierung

Wenn wir also von der These ausgehen, dass der zunehmende Wettbewerbsdruck auch und speziell für Unternehmer künftig die Notwendigkeit einer gezielten Qualifizierung für ihr Berufsbild erzeugt, dann stellt sich die Frage, wie eine Unternehmerausbildung gestaltet sein müsste, um diesem Anspruch gerecht zu werden.

Sofort einsichtig erscheint, dass die meisten der derzeit angebotenen technischen und wirtschaftlichen Studiengänge von Universitäten und Fachhochschulen wenig bis gar nicht auf die Klientel künftiger Existenzgründer und Unternehmer ausgerichtet sind. Zum einen wird viel Fach- und Sachwissen vermittelt, Methoden- und Sozialkompetenzen wie beispielsweise Führungsfähigkeiten tauchen jedoch kaum in den einschlägigen Curricula auf, sondern werden auf Praktika oder eben die Zeit nach dem Studium ausgelagert. Zum anderen werden spezifischen Inhalte für selbständige Unternehmer kaum gelehrt, die Konzentration liegt auf den Bedürfnissen großer Konzernstrukturen nach qualifizierten Fach- und Führungskräften. Daran dürfte auch der derzeit laufende Bologna-Prozess nichts ändern. Grundständige Bachelor-Studiengänge werden noch stärker als bisher Grundlagenwissen vermitteln, Master-Studiengänge Spezialkenntnisse einzelner Disziplinen.

Als Kriterien für eine gezielte Unternehmergeausbildung können in erster Näherung folgende Faktoren genannt werden:

- a) Ganzheitlicher generalistischer Ansatz  
Unternehmertum besteht gerade nicht in der Anhäufung und Anwendung von Spezialwissen, sondern im gekonnten Umgang mit Risiken, Teilwissen und Entscheidungen unter Unsicherheit. Eine Ausbildung muss dies entsprechend be-

<sup>11</sup> vgl. beispielsweise das „12-Punkte-Programm Unternehmensnachfolge“ des Wirtschaftsministeriums Baden-Württemberg, die Aktivitäten der Tauschbörse „nexxt-change“, die Förderungen für Existenzgründer etc.

<sup>12</sup> vgl. Klandt 1999, S. 11f.

rücksichtigen, der eigene konkrete Umgang mit den Themen steht vor Prüfungswissen. Insbesondere ist die Bildung von „trägem Wissen“<sup>13</sup> zu vermeiden, also eine Ansammlung von Kenntnissen, die lediglich mental präsent sind und nicht zu einem veränderten Verhalten in der Praxis führen.

b) Praxisorientierung

Damit sind wir schon bei der *sine qua non* für eine Unternehmergeausbildung. Das komplette Curriculum muss ständig darauf hin geprüft und optimiert werden, ob die jeweiligen Inhalte und auch die Form der Vermittlung einen Nutzen in der unternehmerischen Praxis bietet oder nicht. Letztlich sind gerade Unternehmer kaum an dem verliehenen Abschluss interessiert, sondern einzig und alleine an Inhalten. Diesen Faktor in der hochschulüblichen Gremienarbeit auch umzusetzen erscheint keineswegs trivial.

c) Individualisierung

Trotz einer ca. dreißigjährigen Forschungsgeschichte gelang es bisher nicht, „den“ Unternehmer umfassend und abschließend zu charakterisieren oder zu beschreiben<sup>14</sup>. Die aktuellsten Beiträge dazu verbleiben auf einer relativ allgemeinen Beschreibungsebene und dürfen als vorläufig gelten<sup>15</sup>.

d) Die Praxis zeigt, dass sehr unterschiedlich strukturierte Persönlichkeiten höchst erfolgreiche Unternehmer sein können: vom Erfinder, Tüftler und Bastler, der alleine in seiner Garage bahnbrechende Innovationen ausbrütet, über den fleißigen und zähen Mittelständler, der kraft seiner Beharrlichkeit und Beständigkeit einen Markt erobert, bis hin zum begnadeten Verkäufer, dessen Platz einzig und allein draußen beim Kunden ist. Eine Unternehmergeausbildung muss diesem Umstand durch eine weitergehende Individualisierung Rechnung tragen, als es bislang im Hochschulsystem üblich ist: Jeder Studierende muss seine ganz eigenen, unverwechselbaren Stärken kennen lernen und entwickeln. Damit werden wesentliche Aspekte von Coaching und Beratung integriert, die Grenzen zwischen diesen Begriffen dürften verschwimmen.

e) Qualitätsorientierung

„Qualität schlägt Preis“. Dieses bekannte Bonmot über Märkte von Reinhold Würth dürfte gerade für Unternehmergeausbildungen zutreffen. Das eigene Persönlichkeitsprofil stellt für den Unternehmer den größten Hebel dar, den er für seinen künftigen Erfolg ansetzen kann. Der Preis für eine Maßnahme zur Entwicklung dieser Persönlichkeit stellt eine simple Investition dar. Sofern sich eine Verzinsung dieser Investition einstellt, kann er quasi beliebig hoch sein.

f) Damit sich dieser Effekt einstellt, muss die Lehre sowohl qualitativ als auch didaktisch auf höchstem Niveau und genau auf die Zielgruppe für Unternehmer zugeschnitten sein. Der Versuch, „Standardbildungsprodukte“ an Unternehmer zu verkaufen, dürfte wenig Erfolg versprechend sein.

Diese kurzen Ausführungen machen bereits deutlich, vor welchen Herausforderungen deutsche Bildungsinstitutionen stehen, die sich dem Ziel der Unternehmergeausbildung verschreiben. Es geht nicht nur um eine Sicherung der Grundqualität, wie sie

<sup>13</sup> vgl. Röpke 2002

<sup>14</sup> Beispielsweise in der bekannten STRATOS-Studie aus den 80ern, vgl. Haake 1987, S. 87ff.

<sup>15</sup> vgl. Müller 1999 S. 157 - 180 oder Klandt 1999, S. 11ff.

derzeit im Rahmen der Diskussion um PISA und die Folgen diskutiert wird, sondern um die Schaffung neuer, tragfähiger Konzepte und Modelle. Leider wird das Thema der Unternehmergebung immer noch wenig thematisiert, die vorhandenen Beiträge konzentrieren sich auf grundsätzliche Überlegungen und den didaktischen Hintergrund<sup>16</sup>.

## 5 Der „MBA in Unternehmensentwicklung“ - ein erstes Beispiel?

Seit 2003 bietet die Hochschule Pforzheim ein innovatives und bislang europaweit einmaliges Programm an: den MBA-UE (MBA in Unternehmensentwicklung)<sup>17</sup>. Dieses Aufbaustudium ist nur zugänglich für junge Menschen, die ein eigenes konkretes Übernahmeprojekt aufweisen, entweder als Nachfolger im Unternehmen der Familie, als Mitarbeiter mit der Aussicht auf Beteiligung bzw. Übernahme (MBO), oder als Übernehmer von außen, der künftig Anteile und Unternehmerfunktion halten wird (MBI). Die Teilnehmer sind also ausschließlich bereits tätige Unternehmer, wenn auch noch in einer Übergangssituation, die außerdem ein komplettes Erststudium mit Prädikatsexamen absolviert haben (also bis zur Note 2,5), sowie mehrjährige Berufserfahrung vorweisen müssen.

Das Ziel des Studienganges ist folgendermaßen definiert: „Vermittlung aller Kenntnisse und Fähigkeiten, um sich auf dieser Grundlage eigenständig auf die Übernahme und erfolgreiche Weiterentwicklung eines kleinen oder mittleren Unternehmens vorbereiten zu können.“ Bereits an dieser Stelle wird deutlich, dass kein „fertiges Produkt“ erzeugt wird, kein Unternehmer, der alles weiß und kann, sondern dass das Studium nur als ein Baustein eines permanenten individuellen Lern- und Entwicklungsprozesses zu werten ist.

Diesem Ziel dient auch die Zeitstruktur des Studiums. Über 15 Monate hinweg arbeiten die Studierenden jeweils von Montag bis Mittwoch im zu übernehmenden Betrieb - viele haben alleine während dieser drei Tage bereits eine Arbeitsbelastung von 30 bis 40 Wochenstunden. Von Donnerstagmorgen bis Samstagmittag finden dann die Präsenzveranstaltungen an der Hochschule statt, nochmals 29 Unterrichtsstunden sowie zusätzlich der Aufwand für Vor- und Nachbereitung, Lernen auf Klausuren oder Erstellen von Seminararbeiten. Eine wöchentliche Belastung von 70 bis 80 Stunden ist also ganz normal. Die Präsenzzeiten sind während der letzten drei Monate stark reduziert, hier feilen die Studierenden an der Masterthesis, eine praxisorientierte Aufgabenstellung aus ihrem eigenen betrieblichen Umfeld, die mit wissenschaftlichem Anspruch bearbeitet wird.

Diese starke Belastung, die teilweise durchaus auch zu einer Überlastung wird, gehört zur Konzeption des Studiengangs. Wie jeder Gesellschafter-Geschäftsführer bestätigen wird, reicht die Zeit in dieser Position eigentlich niemals aus, egal wie viel und wie lange man arbeitet. Das Studium bietet eine realistische Simulation dieser Anforderung.

Daraus ergeben sich zwei Konsequenzen: Auf der Tool-Ebene lernen die Studierenden im Rahmen von Seminaren zu Selbst- Zeit- und Projektmanagement, Schulun-

---

<sup>16</sup> vgl. Röpke 2002

<sup>17</sup> vgl. [www.mba-ue.de](http://www.mba-ue.de)

gen zur Effizienzsteigerung, Coachings und Trainings, wie die zur Verfügung stehende Zeit möglichst gut genutzt werden kann. Auf einer darunter liegenden, grundsätzlicheren Ebene können die Studierenden jedoch auch frühzeitig beurteilen, ob dieser Lebensstil für sie überhaupt in Frage kommt, und wie sie selbst mit der permanenten Anforderung zurecht kommen. Die größten persönlichen Lernerfahrungen machen die Studierenden dann, wenn sie anscheinend in einer Sackgasse landen: Im Betrieb geht vieles schief, die Noten werden schlecht, sie selbst sind unzufrieden, angespannt und unsicher. Wie nur kann es weitergehen, wie nur sind alle Aufgaben zufriedenstellend zu lösen? Diese anscheinend ausweglose Situation zwingt zur Infragestellung alter, vielleicht nicht mehr sinnvoller Gewohnheiten, Überzeugungen und Glaubenssätzen<sup>18</sup>.

Auf diese Frage gibt es keine allgemeingültige Antwort, kein Patentrezept, keine gültige Lösung. Jeder einzelne kann und muss sich der Frage stellen und seinen ganz eigenen Umgang damit entwickeln.

Dies ist nur ein Beispiel für die starke Betonung einer ganzheitlichen Persönlichkeitsentwicklung im MBA-UE. Neben den „hard facts“, den klassischen Sach- und Fachinhalten eines Wirtschaftsstudiums, die natürlich ebenfalls enthalten sind, werden die „soft skills“ der künftigen Unternehmer mit einer breiten Palette von Trainings, Diskussionen, Gesprächsrunden, Kaminabenden und Workshops gefördert, vom Mitarbeitergespräch über Konfliktlösungstechniken bis hin zu Kameratrainings oder Kursen zum korrekten Umgang auf dem gesellschaftlichen Parkett und im internationalen und interkulturellen Rahmen. Eine wichtige Rolle spielt dabei die Begegnung mit Persönlichkeiten, seien es Unternehmer, andere Nachfolger, Wissenschaftler, Spezialisten, Entscheidungsträger aus der Politik und den Verbänden. Zusätzlich zum jeweils gelehrten Inhalt vermitteln diese Menschen auch „zwischen den Zeilen“, welche Tugenden, welche Wert- und Geisteshaltungen und welche Opfer es braucht, um eine so verantwortungsvolle Position wie die eines Unternehmers wirklich auszufüllen.

Mit diesem kurzen Umriss soll der MBA-UE nicht umfassend beschrieben, sondern nur einige symptomatische Unterschiede und Eigenheiten dargestellt werden. Er bietet unseres Erachtens nach jedoch einen Ausblick auf künftige Entwicklungen in diesem Gebiet.

## 6 Resümee und Ausblick

Wir gehen davon aus, dass in den nächsten Jahren sehr viel mehr gezielte Studien- und Bildungsangebote für potenzielle, künftige und derzeitige Unternehmer auf den Markt kommen werden. Zu den unternehmerischen Aufgaben wird es dann genauso gehören, die eigene Zeit gezielt in Aus- und Weiterbildung zu investieren, um langfristig den Ertrag, d.h. die Effizienz der eigenen selbständigen Arbeit zu steigern.

---

<sup>18</sup> Beispielsweise berichten fast alle Studierenden, dass sie durch das Studium und die dadurch bedingte Abwesenheit im Betrieb erstmals wirklich zur umfassenden Delegation von Aufgaben an Mitarbeitern gezwungen wurden. Und ebenso waren fast alle überrascht, wie gut dies funktioniert, wie gerne die Mitarbeiter zusätzliche Verantwortung übernehmen und meist auch gute Ergebnisse erzielen. Die typische und vielfach bereits vom Vater übernommene Haltung „Wenn man nicht alles selbst macht, dann funktioniert es nicht!“ kann so gezielt ver-lernt werden.

Dieser Trend ist bei einer Reihe von anderen Hochschulen zu beobachten, die beispielsweise Vertiefungsrichtungen für Existenzgründer, für Führungskräfte in KMU (also faktisch die Unternehmer) oder andere Teilzielgruppen anbieten. Als ein Erbe der „New Economy“ wurden auch in Deutschland eine ganze Reihe von Instituten, Lehrstühlen und Professuren für den Bereich „Existenzgründung“ geschaffen. Dagegen steht die eher konventionelle Arbeitsweise und Ausrichtung vieler Professoren, die diese Stellen besetzen. Eine Zählung im Rahmen des „Förderkreis Gründungsforschung e.V.“ ergab, dass von ca. 50 Professoren für Existenzgründung in Deutschland nur die wenigsten über eigene unternehmerische Erfahrung verfügen.

## Quellenangaben

Gersick Kelin E. et. al. (1997): „Generation to Generation: Life Cycles of the Family Business“, Harvard Business School Press, Boston Mass.

Haake, Klaus (1987) „Strategisches Verhalten in europäischen Klein- und Mittelunternehmen“ Duncker, Berlin

Klandt, Heinz (1999): „Gründungsmanagement: Der integrierte Unternehmensplan“ Oldenbourg, München-Wien

Klein, Sabine (2000): „Familienunternehmen. Theoretische und empirische Grundlagen“, Gabler Wiesbaden

Luhmann, Niklas (1984) „Soziale Systeme. Grundriß einer allgemeinen Theorie“, Suhrkamp, Frankfurt

Luhmann, Niklas (1997) „Die Gesellschaft der Gesellschaft“, Suhrkamp, Frankfurt

Malik, Fred (2000) „Führen - Leisten - Leben. Wirksames Management für eine neue Zeit“, Heyne, Stuttgart-München

Müller, G. Fred (1999) „Dispositionelle und familienbiographische Faktoren unselbständiger, teilselbständiger und vollselbständiger Erwerbstätigkeit“ in: Rosenstiel/Lang-von Wins (Hrsg.) „Existenzgründung und Unternehmertum. Themen, Trends und Perspektiven“ Schäffer-Poeschl, Stuttgart

Neubauer, Fred; Alden, G. Lank (1998): „The Family Business. It´s Governance for Sustainability“, Routledge New York

Oevermann, Ulrich (1996): „Theoretische Skizze einer Theorie professionellen Handelns“ in: Combe, Arno; Helsper, Werner (Hrsg.) (1996): „Pädagogische Professionalität. Untersuchungen zum Typus pädagogischen Handelns“ S. 70 - 182

---

Pfannenschwarz, Armin (2004): „Die Qualifikation von Unternehmensnachfolger in Baden-Württemberg: Situation und Entwicklung“, unveröffentlichte Studie der Hochschule Pforzheim 2004

Röpke, Jochen (2002): „Der lernende Unternehmer - Zur Evolution und Konstruktion unternehmerischer Kompetenz“, Books on Demand

Schröer, Evelyn; Freund Werner (1999): „Neue Entwicklungen auf dem Markt für die Übertragung mittelständischer Unternehmen“,

Sternberg, Rolf (2000) „Entrepreneurship in Deutschland. Länderbericht Deutschland 1999 zum Global Entrepreneurship Monitor“, Edition Sigma, Berlin

Wienert, Helmut (2005): „Qualifikationsspezifische Einkommensunterschiede in Deutschland“, Beiträge der Hochschule Pforzheim Band 120, Pforzheim

# Als Bauingenieur in den Tiefen und Höhen der Wirtschaft



Fritz Fückert

Pfleiderer Eurocoles GmbH & CoKG  
Ingolstädter Straße 51 • 92318 Neumarkt  
Email: [fritz.fueckert@eurocoles.com](mailto:fritz.fueckert@eurocoles.com)

## **Als Bauingenieur in den Höhen und Tiefen der Wirtschaft**

Dipl.-Ing. (FH), Betriebswirt (VWA) Fritz Fückert, Pfeleiderer Europoles GmbH & CoKG,  
Neumarkt

### **Hinweis**

Zu diesem Vortrag liegen keine weiteren Tagungsunterlagen vor.

# Konflikte – Großes Übel oder Ressource? Mediation, eine neue Streitkultur



Clemens Schwinkowski

Rechtsanwalt  
Aeschenweg 21 • 78464 Konstanz  
Email: [schwinkowski@mediation-konstanz.de](mailto:schwinkowski@mediation-konstanz.de)

# Konflikte – Grosses Übel oder Ressource?

## Mediation, eine neue Streitkultur

Clemens Schwinkowski, Rechtsanwalt, Konstanz

### 1 Das Thema

**MEDIATION IST EIN VERFAHREN, IN DEM DIE KONFLIKTBETEILIGTEN MIT HILFE EINES ALLPARTEILICHEN FÜR DEN PROZESSVERLAUF VERANTWORTLICHEN DRITTEN (MEDIATOR/IN) GEMEINSAM UND EIGENVERANTWORTLICH EINE LÖSUNG FÜR EIN BESTIMMTES PROBLEM UNTER BERÜCKSICHTIGUNG DER INTERESSEN DER BETEILIGTEN ERARBEITEN**

Mediation ist ein internationaler Fachbegriff für Vermittlung.

Mediation wird in der Praxis erfolgreich bei Familienstreitigkeiten, bei Konflikten am Arbeitsplatz, im Betrieb oder zwischen Unternehmen, in der Schule, bei Nachbarschaftsstreitigkeiten, beim Täter-Opfer-Ausgleich und in letzter Zeit auch zunehmend bei öffentlichen Planungsverfahren angewandt.

Im Gegensatz zu Gerichtsverfahren ist Mediation ein Verfahren, in dem die Beteiligten Verlauf und Ergebnis des Prozesses selbst bestimmen.

Die Verantwortung wird nicht an Gerichte, Schiedsrichter oder Anwälte abgegeben.

Der Mediator unterstützt die Parteien durch Allparteilichkeit und strukturiert die Auseinandersetzung mit Hilfe eines Phasenmodells und verschiedener Techniken.

Das Verfahren ist freiwillig und kann jederzeit beendet werden, ohne auf eine Rechtsposition zu verzichten, gegebenenfalls kann immer noch der Rechtsweg beschritten werden.

Die Mediation ist schnell und sofort einsetzbar und vertraulich. Das Verfahren ist überschaubar und kostengünstig und damit auch nicht mit unwägbareren Risiken verbunden.

Voraussetzung ist allerdings eine grundsätzliche Dialogbereitschaft.

Im gemeinsamen Gespräch wird versucht, zunächst einmal Verständnis für die jeweiligen Standpunkte zu wecken und dabei hinter die jeweiligen Ansprüche oder Forderungen zu schauen.

Es ist ein erstaunlicher Effekt, dass die Klärung der jeweiligen hinter den Ansprüchen stehenden Interessen oder Bedürfnisse, oft zu Lösungen führt, die für die alle Beteiligten Vorteile bringen.

**Dies ist eine Chance aus einem Konflikt eine zukunftsorientierte, vertrauensvolle Beziehung zu gestalten.**

## 2 Verfahrensmerkmale

**Externer Dritter:** Der Mediator ist nicht am Konfliktgeschehen beteiligt; sie oder er vermittelt zwischen den Parteien und ist weder betroffen, noch in bezug auf die Konfliktbeteiligten weisungsfähig.

**Allparteilichkeit:** Der Mediator fühlt sich allen Konfliktparteien gleich verpflichtet und nicht parteiisch. Allparteilichkeit ist nicht das Gleiche wie Neutralität, denn der Mediator bemüht sich um Verständnis für die Sichtweise der Konfliktparteien und hat ein Interesse an der Klärung des Konfliktes. Er ist für den Prozessverlauf verantwortlich.

**Eigenverantwortung der Teilnehmer:** Die Teilnehmer nehmen freiwillig an einem Mediationsverfahren teil und sind selbst für die Lösung, die Inhalte der Vereinbarung verantwortlich. Der Mediator unterstützt sie bei der Suche nach eigenen, tragfähigen Lösungen. Er hat nicht die Rolle eines Experten in der Sache, um die es geht. Die Experten sind die Beteiligten selbst. Der Mediator hat auch – im Unterschied zum Richter oder Schiedsrichter – keinerlei inhaltliche Entscheidungskompetenz. Er entwickelt auch nicht – im Gegensatz zur Schlichtung – einen Lösungsvorschlag. Vielmehr gestaltet er die Verhandlungen und das Gespräch so, dass die Streitparteien selbst Schritt für Schritt in die Lage versetzt werden, dies eigenverantwortlich zu tun.

Fall- und problemspezifisch: Im Gegensatz zu rechtsförmigen Verfahren werden in der Mediation Lösungen für einen konkreten Einzelfall entwickelt. Es geht nicht um die Klärung von Schuld und auch nicht um verallgemeinerbare Lösungen. Für die Lösungssuche werden nicht Rechtsnormen als zentraler Ansatz herangezogen. Das Verfahren ist informell und fallspezifisch. Unterschiedliche Perspektiven werden akzeptiert. Persönliche und psychologische Hintergründe werden einbezogen, um zu einer Lösung des Konfliktes zu kommen. Ziel ist die Regelung eines konkreten Konfliktes. Dieser dient nicht als Ausgangspunkt zur Bearbeitung tieferliegender Persönlichkeitsprobleme.

Ergebnisoffenheit: Damit Mediation als Verfahren nicht instrumentalisiert wird, z.B. um Zeit zu gewinnen oder Parteien ruhig zu stellen, ist eine wichtige Voraussetzung ein Mindestmaß an Ergebnisoffenheit. In dem betreffenden Konflikt dürfen nicht außerhalb des Mediationsverfahrens (im Vorfeld oder parallel) die Entscheidungen getroffen werden. Es muss geklärt werden, welchen Stellenwert ein Ergebnis haben wird und daß gemeinsam gefundene Lösungen auch umgesetzt werden.

Freiwilligkeit: Die Teilnahme am Mediationsverfahren ist freiwillig. Auch wenn die Leitungsebene in einem Unternehmen das Verfahren initiiert, müssen die Mediatoren sicherstellen, dass die Konfliktparteien selbst entscheiden können, ob und wie intensiv sie sich dann auch inhaltlich einbringen. Wenn eine Konfliktpartei oder die Mediatorin zu dem Schluß kommt, daß die Voraussetzungen für eine Mediation bzw. für eine konstruktive Arbeit nicht mehr gegeben sind, kann der oder die Betreffende die Mediation beenden.

Vertraulichkeit: Die in der Mediation besprochenen Inhalte werden sowohl von den Konfliktbeteiligten als auch vom Mediator auf Wunsch vertraulich behandelt. Gemeinsam verpflichten sie sich im Rahmen des Mediationsvertrages dazu, die Informationen aus dem Mediationsverfahren nicht in anderen Zusammenhängen gegen die Konfliktbeteiligten zu verwenden.

Informiertheit: Die Konfliktbeteiligten müssen über ihre eigene Situation (z.B. ihre rechtliche Lage bzw. allgemein ihre Alternativen zur einver-

nehmlichen Einigung) sowie über die Prinzipien der Mediation informiert sein. Darüber hinaus müssen alle für den Konflikt relevanten Informationen in der Mediation offengelegt werden.

### **3 Ablauf der Mediation**

Bei der Mediation handelt es sich um ein strukturiertes Verhandlungsverfahren, das in unterschiedliche Phasen eingeteilt ist.

#### Phase I: Erst- oder Vorgespräche:

Hier wird zunächst besprochen, ob sich der Fall für eine Mediation eignet.

Deshalb sollen dem Mediator im Vorfeld alle relevanten Informationen zur Verfügung gestellt werden. Es muss entschieden werden, wer alles an der Mediation teilnimmt. In der Regel sind dies die Konfliktpartner und/oder die Entscheidungsträger, gegebenenfalls die jeweiligen Anwälte oder Berater. Es werden die räumlichen, personellen und finanziellen Rahmenbedingungen festgelegt. Hier wird ebenfalls besprochen, ob das Verfahren mit einem Mediator oder in Co-Mediation mit zwei Mediatoren durchgeführt werden soll.

Nach einer kurzen Einführung in die Mediation (u.a. Grundprinzipien der Mediation: Freiwilligkeit, Vertraulichkeit, Zeugnisverweigerungsrecht, Eigenverantwortlichkeit der Beteiligten) und der Vereinbarung der Verfahrensregeln wird ein Mediationsvertrag abgeschlossen.

#### Phase II: Themensammlung

In einem ersten Schritt werden die Themen gesammelt: Jede Partei bekommt die gleiche Gelegenheit, den Konflikt aus ihrer/seiner Sicht darzustellen. Der Mediator identifiziert die Schlüsselthemen für die gemeinsame Arbeit.

#### Phase III Interessenklärung:

Diese Phase ist der Kernpunkt.

Seine wesentliche Funktion liegt darin den Konfliktpartnern zu helfen, jeweils für sich selbst die im Zusammenhang mit den in Phase II ermittel-

ten Themen ihre Bedürfnisse und Interessen zu klären und sich gegenseitig verständlich zu machen.

#### Phase IV: Kreative Ideensuche

Wenn die Parteien ihre eigenen Interessen herausgearbeitet haben und verstanden haben, was die Interessen der Gegenseite sind, wird unter der Moderation des Mediators eine Ideensammlung aller Konfliktpartner vorgenommen. Es ist Aufgabe des Mediators den Parteien dabei zu helfen eigene, möglichst gewinnbringende, die Interessen aller Beteiligten entsprechenden, kreativen Lösungen zu finden.

#### Phase V: Lösungsoptionen

In dieser Phase werden Lösungsoptionen ausgewählt und anhand der Kriterien der Konfliktpartner sondiert und bewertet. Der Mediator bzw. die Berater der Parteien prüfen die gesammelten Ideen hinsichtlich ihrer rechtlichen und tatsächlichen Realisierbarkeit.

#### Phase VI: Entscheidung und Umsetzung

Nach der Auswahl von Lösungsoptionen werden nun die Eckpunkte für die endgültige Vereinbarung festgelegt, es folgt eine Einigung auf Lösungspakete. Die verbindliche Vereinbarung wird anschließend von den Parteien mit Hilfe des Mediators formuliert und die genaue Vorgehensweise wird festgelegt. Nach einer vereinbarten Interimsphase kann der Prozess ausgewertet und die gemeinsame Vereinbarung optimiert werden.

## **4 Ziele von Mediation**

### **auf der Individualebene:**

- Größere Zufriedenheit des Einzelnen
- Höhere Motivation
- Gesteigerte Leistungsfähigkeit und -qualität
- Mehr Anerkennung

**auf der Betriebsebene:**

- Transparentes und faires Bearbeiten von Konflikten; besserer Informationsfluß
- Größere Akzeptanz von Entscheidungen, kooperative Lösungen
- Senkung des Krankenstandes und anderer negativer Konfliktfolgen
- Förderung der Eigenverantwortlichkeit
- Ergebnisse auf breiter Argumentationsgrundlage
- Soziales Lernen und Verbesserung der Konfliktkultur im Unternehmen
- Verbesserte Abstimmung zwischen individuellen und unternehmerischen Zielen
- Steigerung der Effektivität und Produktivität
- Verbesserte Innen- und Außenbeziehungen

Mediation ist sicherlich kein geeignetes Verfahren, um sämtliche Konflikte zu lösen. Sie wird jedoch von den Betroffenen als Chance begriffen, durch die professionelle Vermittlung in Konflikten mit diesen wieder konstruktiv umgehen zu können

# Controlling: Erbsenzählerei oder hilfreiches Steuerungsinstrument?



Dipl.-Volkw. Peter Selzer

Südkurier GmbH  
Max-Stromeyer-Str. 178 • 78467 Konstanz  
Email: [peter.selzer@suedkurier.de](mailto:peter.selzer@suedkurier.de)

# **Controlling: Erbsenzählerei oder ein hilfreiches Steuerungsinstrument?**

Dipl.-Volksw. Peter Selzer, Südkurier GmbH, Konstanz

## **Hinweis**

Zu diesem Vortrag liegen keine weiteren Tagungsunterlagen vor.

# Gegenwind: Unternehmensgründung und –ausbau in der deutschen Bauindustrie



Robert Kohler

ADK-Modulraum GmbH  
Im Riegel 28 • 73450 Neresheim  
Email: [Kohler.Robert@ADK-Modulraum.de](mailto:Kohler.Robert@ADK-Modulraum.de)  
Internet: [www.ADK-Modulraum.de](http://www.ADK-Modulraum.de)

# Gegenwind: Unternehmensgründung und –ausbau in der deutschen Bauindustrie

Robert Kohler, ADK-Modulraum GmbH, Neresheim

## Einleitung

Wir selbst haben eine Fertigbaufirma gegründet, die in einer neuartigen Modulbauweise Fertiggebäude, insbesondere im medizinischen Bereich, aber auch Labore, Schulen Verwaltungsgebäude etc. fertigt.

Somit kenne ich die Probleme bei der Existenzgründung nicht nur aus Recherchen, sondern kann Ihnen aus Erfahrung berichten.

**Das größte Problem bei Firmenneugründungen ist die Fülle der zu bewältigenden Aufgaben, zu deren Bewältigung Sie nur wenig Zeit haben.** Hierzu empfiehlt es sich, Informationen bei Seminaren sowie Beratungen durch IHK, HWK etc. zu sammeln.

Es lassen sich **9 Kernfragen bzw. Kernaufgaben** herauskristallisieren.

1. Qualifikation der Gründerperson
2. Wahl der Rechtsform
3. Unternehmenskonzept / Gründungskonzept
4. Behördengänge
5. Versicherungen
6. Finanzierung
7. Kundenaquise
8. Betriebsstätte
9. Personal

## 1. Qualifikation der Gründerperson

- Persönliche Voraussetzungen (Gesundheit, Stressbewältigung, Risikobereitschaft, etc.)
- Fachliche Voraussetzungen durch Berufsausbildung / Weiterbildungen und der Qualifikation, die die Zulassungsvoraussetzungen erfüllt.
- Sachliche Kompetenz, also z. B. das kaufmännische Wissen wie auch Unternehmens- und Personalführung

## 2. Wahl der Rechtsform

Es stellt sich die Frage, in welcher Rechtsform gründen Sie Ihr Unternehmen.

**Einzelfirma, OHG, Gesellschaft des bürgerlichen Rechts, GmbH, GmbH & Co. KG, Limited, etc.**

Die Rechtsform kann später unter gewissem Aufwand geändert werden. Die Entscheidung sollte zunächst auf Grundlage der Sicherung des Privatvermögens und

der Minimierung des Haftungsrisikos getroffen werden. Dazu empfehlen wir einen Rechtsbeistand hinzuzuziehen.

### 3. Unternehmenskonzept / Gründungskonzept

Hierzu bieten die IHK´s sowie die HWK´s hervorragende Unterstützung. Ein gutes Bsp. Ist die IHK Nord Westfalen:

<http://www.ihk->

[nordwestfalen.de/existenzgruendung/downloads.cfm?activeMenu=13423](http://www.ihk-nordwestfalen.de/existenzgruendung/downloads.cfm?activeMenu=13423)

oder auch bei

[www.existenzgruender.de](http://www.existenzgruender.de).

Ein gutes Gründungskonzept oder auch Businessplan genannt, ist das A und O einer Firmengründung. Er ist das Prospekt und zugleich das Aushängeschild, mit dem Sie Ihren Firmenstart vortragen und anderen Verhandlungspartnern vermitteln.

### 4. Behördengänge

- **Arbeitsamt/Agentur für Arbeit:** Anspruch auf Überbrückungsgeld bzw. Existenzgründungszuschuss (Ich - AG) oder Einstiegsgeld
- **Mitgliedschaft bei der HWK oder bei der IHK beantragen**
- **Eintragung ins Handelsregister** - Die Eintragung erfolgt über einen Notar.
- **Gewerbeanmeldung bei der Stadt / Gemeinde**
- **Anmeldung beim Finanzamt**
- **Interessenvertretung durch Innung** - Bei Handwerksbetrieben zu empfehlen

### 5. Versicherungen

Es sollte überprüft werden, welcher Versicherungsschutz erforderlich ist, zum einen die

**Unternehmensabsicherung**, zum andern die **Private Absicherung**.

Lassen Sie sich Angebote von verschiedenen Maklern und Gesellschaften unterbreiten.

### 6. Finanzierung

**Finanzierungsmöglichkeiten: Eigenkapital / Fremdkapital**

Die größte Hürde stellt die Beschaffung von Fremdkapital dar, da Sie hierzu eine Menge Sicherheiten benötigen, die die meisten Existenzgründer nicht haben. Alternativen bieten verschiedene Förderprogramme. In Baden-Württemberg z.B. KfW ([www.kfw-mittelstandsbank.de](http://www.kfw-mittelstandsbank.de)), L-Bank ([www.l-bank.de](http://www.l-bank.de)), Bürgschaftsbank ([www.buergschaftsbank.de](http://www.buergschaftsbank.de)), Beteiligungsgesellschaften wie PEGASUS ([www.pegasus-ev.org](http://www.pegasus-ev.org)) oder MBG ([www.mbg.de](http://www.mbg.de)).

Es ist hilfreich, sich hierzu sowie zur Erstellung des Gründungskonzeptes beraten zu lassen. Von Seiten der RKW ([www.rkw-bw.de](http://www.rkw-bw.de)) werden solche Beratungen bezuschusst.

Achtung:

- bei öffentlichen Förderprogrammen gilt meist eine Vorbeginnsklausel
- Antragstellung für öffentliche Mittel, erfolgt grundsätzlich über die Hausbank

## 7. Kundenaquise

Sie müssen begleitend zu anderen Gründungsaufgaben **Kundenakquisition** betreiben, so dass Sie möglichst zeitnah zum Firmenstart mit entsprechenden Startaufträgen rechnen können. Dies gestaltet sich besonders schwierig, da ein junges Unternehmen alleine schon Probleme hat, die entsprechende Akzeptanz zu finden. Viel schwieriger ist dies noch für ein noch nicht eingetragenes Unternehmen.

## 8. Betriebsstätte

**Ebenfalls ist die Betriebsstätte zu planen:** geeignete Räume suchen, Mietverträge vorbereiten, eine Produktionsplanung erstellen, den Erwerb von Fertigungsmaschinen und Werkzeugen vorbereiten etc.

## 9. Personal

Zum einen gilt es, verlässliche Arbeitsverträge zu formulieren, zum anderen trifft man auf eine Fülle von Regelungen, die es einzuhalten gilt. Zum Beispiel:

- **Kündigungsschutzgesetz** (KschG) die Entlassungsmöglichkeiten
- **Betriebsverfassungsgesetz** (BetrVG) regelt die Zusammenarbeit von Arbeitgebern und Belegschaft sowie Mitbestimmungsrechte.
- **Arbeitszeitgesetz** (ArbZG) regelt die Höchstdauer und zeitliche Lage der Arbeitszeit sowie die Mindestruhezeiten und –pausen.
- **Arbeitsschutz** (zusammengesetzt aus ArbSchG, ArbSichG, ArbStättV, ArbStättG, Sozialgesetzbuch 7 (SGB VII) und Richtlinien der Verwaltungs-Berufsgenossenschaft (VBG))
- **Schwbrecht** (zum Schutz besonderer Personengruppen insbesondere Schwerbehinderter),
- **Tarifvertragsgesetz** (TVG) Allgemeinverbindlichkeit von Tarifverträgen
  
- **Regeln zu hoheitlichen Aufgaben** – Ein weiteres Problem stellt die Übernahme hoheitlicher Aufgaben dar, die für jedes Unternehmen einen zusätzlichen Kostenfaktor (Zeit und Geld) darstellt und insbesondere für Unternehmensgründungen eine ernstzunehmende Hürde ist. Im Auftrag des Staates müssen unterschiedliche administrative Aufgaben der Beschäftigungs-, Sozial- oder Steuerpolitik übernommen werden. Darunter fallen etwa das Abführen der Lohn- und Kirchensteuer, die Kindergeldauszahlung oder die Meldung ausländischer Beschäftigter.

Über diese Regelungen gibt es entsprechende Literatur bei Verlagen, z.B. „Praxis-Handbuch Personal“ vom Verlag für die Deutsche Wirtschaft AG und andere.

Trotz aller Hürden möchte ich Ihnen nicht den Mut nehmen, den Schritt in die Selbständigkeit zu wagen, da Sie nur mit Ihren Aufgaben wachsen können. Allerdings sollte Ihnen auch das Risiko bewusst sein, in welches Sie sich begeben. Gerade die Insolvenzen von Jungunternehmen sind noch weiter angestiegen, was sicherlich auch mit dem Entstehen der vielen Ich-AG´s zusammenhängt. Hier wurden

Menschen in die Selbständigkeit gedrängt, die schon alleine von der Ausbildung nicht das nötige Unternehmerpotential besitzen.

Unerlässlich ist es bei diesem Schritt, sich berufliche Ziele zu setzen und diese dann konsequent zu verfolgen. Sie müssen in Ihre Karriere investieren.