

die Höchstlast von 206 kN erreicht und eine Stunde gehalten. Die letzten Ablesungen fanden hier 14 h nach Entlastung statt.

Unter der letzten Laststufe wurden in Deckenfeldmitte maximale Stahldehnungen von 0,41 ‰ gemessen (Bild 4). Durch lineare Interpolation konnte damit die bereits vor der Probebelastung vorhandene Stahldehnung von 0,20 ‰ berechnet werden. Die Stahlspannungen $\sigma_s = (0,41 + 0,20) \cdot 2,1 \cdot 10^2 = 128 \text{ N/mm}^2$ liegen damit noch weit unter der anzunehmenden Streckgrenze von 220 N/mm². Aus den gemessenen Stahldehnungen am Nebenunterzug wurden folgende Gesamtstahlspannungen unter der Höchstlast von 206 kN ermittelt:

$$\sigma_{s\text{Feld}} = 60 \text{ N/mm}^2; \quad \sigma_{s\text{Stütze}} = 98 \text{ N/mm}^2.$$

Die gemessenen Betonstauchungen (unter Höchstlast 0,293 ‰ in Deckenfeldmitte und 0,225 ‰ am Auflager des Nebenunterzuges) erlauben bekanntlich nur eine sehr grobe Abschätzung der vorhandenen Betondruckspannungen. Eine vereinfachte Gleichgewichtsbetrachtung mit den gemessenen Stahldehnungen und Betonstauchungen in Deckenfeldmitte und Vergleiche gemessener mit berechneten Durchbiegungen zeigten, daß der vorhandene Elastizitätsmodul des Betons 8000 bis 12 000 N/mm² beträgt. Somit konnte nach TGL 33403 mit ausreichender Sicherheit eine Betonklasse Bk 5 für die rechnerische Untersuchung der übrigen Teile der Deckenkonstruktion angenommen werden.

Die größten Durchbiegungen betrugen in Deckenfeldmitte 4,2 mm und im Feld des Nebenunterzuges 3,5 mm (Bild 5). Die Zunahme bei Laststeigerung zeigte bis zur Höchstlast noch nahezu linearen Verlauf.

Insgesamt konnten bei beiden Erprobungen keine Beweise für ein Versagen unter den Höchstlasten erkannt werden, obwohl von einer weiteren Laststeigerung, insbesondere bei der Probebelastung des Nebenunterzuges, Abstand genommen wurde, weil aus der Einschätzung aller Meßergebnisse geschlußfolgert werden konnte, daß schon eine weitere Lasterhöhung zu bleibenden Schäden an der Konstruktion führen kann.

Aus der höchsten Probelast auf das Deckenfeld obs $F_D = 200,5 \text{ kN}$ wurde folgende im Experiment ermittelte Normlast adm F bestimmt:

$$\text{obs } F_D = 200,5 = (0,2 \cdot 6,05 + 1,09 \cdot \text{adm } F) \cdot 3,65 \cdot 4,55 - 5,4, \\ \text{adm } F = 6,66 \text{ kN/m}^2 > 6,0 \text{ kN/m}^2,$$

die 11 ‰ über der gewünschten Verkehrsnormlast liegt. Aus der Probebelastung des Nebenunterzuges ergab sich jedoch nur eine Größe für adm F von

$$\text{obs } F_N = 206 = (0,2 \cdot 6,05 + 1,3 \cdot 1,5 \cdot \text{adm } F) \cdot 3,65 \cdot 4,66 + 1,45 - 5,4, \\ \text{adm } F = 5,71 \text{ kN/m}^2 < 6,0 \text{ kN/m}^2,$$

die 5 ‰ kleiner als die gewünschte Verkehrsnormlast ist. Unter Beachtung einer Plastizierung der Betondruckzone über dem Auflager, die eine Momentenumlagerung bewirkt, konnten jedoch insgesamt als Verkehrsnormlast für die geprüfte Deckenkonstruktion 6 kN/m² zugelassen werden.

Zusammenfassung

Mit Hilfe von Probebelastungen an einer 1922/23 hergestellten Stahlbetondeckenkonstruktion in einem Industriegeschoßbau und darauf aufbauenden rechnerischen Nachweisen ließ sich deren ausreichende Tragfähigkeit nachweisen, wodurch erhebliche Investitionskosten für einen sonst erforderlichen Umbau eingespart werden konnten. Da sich eine entsprechende Vorschrift (TGL 33407/04) für Probebelastungen gegenwärtig erst in Bearbeitung befindet, mußten im vorliegenden Fall entsprechende Vereinbarungen über Belastungsgröße, Abbruchkriterien usw. mit der Staatlichen Bauaufsicht getroffen werden.

Literatur

- [1] Nachweis der Trag- und Nutzungsfähigkeit von Bauteilen aus Stahlbeton durch Probebelastungen. Entwicklungsbericht zur Erarbeitung einer Vorschrift der Staatlichen Bauaufsicht. Institut für Stahlbeton, Dresden 1980.
- [2] Röbert, S.: Kritische Einschätzung der Probebelastung an Stahlbetonbiegeträgern nach DIN 1045, § 7. Bauplanung - Bautechnik 12 (1958) 9, S. 393-396; 10, S. 444-449.
- [3] Code of Practice for the structural use of concrete; CP 110. November 1972.
- [4] Building Code Requirements for Reinforced Concrete; ACI-Standard 318-77.
- [5] Bader, U.; Feuchter, G.; Stiglat, K.: Versuche an Stahlbetondecken aus dem Jahre 1905 im Psychiatrischen Landeskrankenhaus in Wiesloch. Beton- und Stahlbetonbau, Westberlin 77 (1982) 3, S. 74-79.
- [6] Schmidt, H.: Trag- und Verformungsverhalten von Bauwerken aufgrund von Probebelastungen. IVBH-Symposium Venedig 1983, Schlußbericht.

Errichtung einer Förderbrücke in Holzklebebauweise

Dipl.-Ing. Wolfgang Kreißig, KDT,
Dipl.-Ing. Wolfgang Rug, KDT,
Bauakademie der DDR,
Institut für Industriebau

Zielstellung

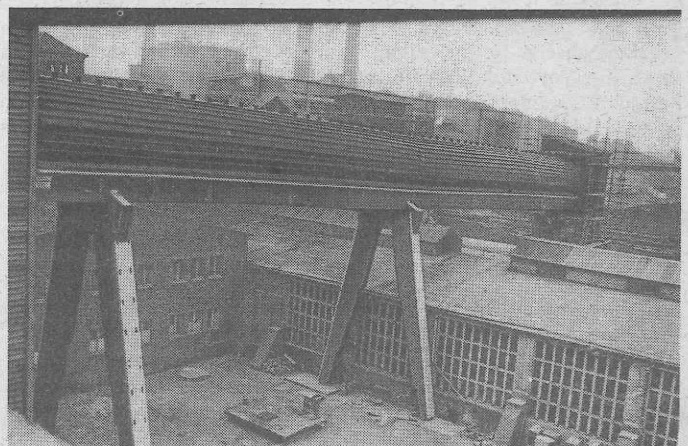
Nach einjähriger Entwicklungsarbeit wurde von November 1981 bis Mai 1982 das Funktionsmuster einer Bandbrücke in Holzklebebauweise in einem Chemiekombinat errichtet (Bild 1). Die Brücke stellt einen Ersatzneubau für eine verschlissene Bandanlage zum Transport von Kalk-Ammon-Salpeter (KAS)-Düngemittelsalz dar. Mit dem Einsatz geklebter Holzkonstruktionen für Förderbänder wurde das Ziel verfolgt, den Aufwand für die Erhaltung derartiger Anlagen insbesondere unter einer hohen chemischen Beanspruchung der Baustoffe gegenüber den bisher verwendeten Varianten in Stahlbauweise erheblich zu senken. Gleichzeitig sollte mit dem Versuchsbau die prinzipielle Reproduzierbarkeit der konstruktiven Lösungen unter den gegenwärtigen technischen und technologischen Bedingungen nachgewiesen werden.

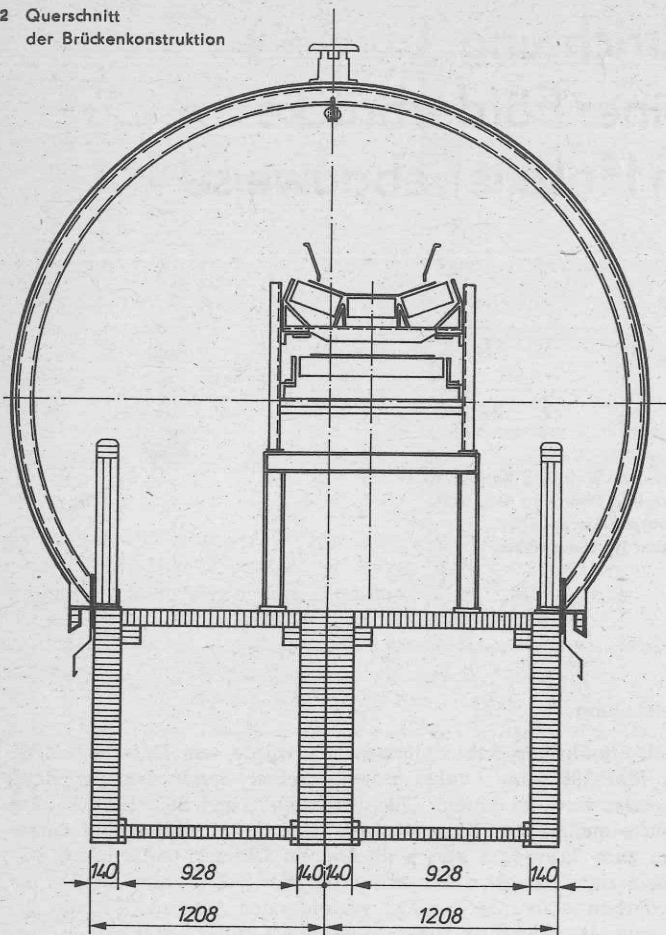
In [1] wurde der Entwurf für die Erstanwendung vorgestellt. Im Zuge der statisch-konstruktiven Überarbeitung dieses Entwurfs und unter Beachtung der fertigungs- und montagetechnologischen Bedingungen für die Ausführung von Ingenieurholzkonstruktionen entstand die endgültige Lösung (Bild 2).

Konstruktion der Brücke

Das Funktionsmuster besteht aus drei Brückenfeldern mit einer Gesamtlänge von rd. 70 m, drei Pendelstützen und einer Festpunktstütze, die gleichzeitig als Umspann- und Übergabestation für das Förderband dient. Die Brückenfelder mit Spannweiten zwischen 18 und 24 m sowie mit Kragarmen bis zu 5 m bestehen aus je zwei zusammengesetzten Kästen der Querschnittsabmessungen 1,2 m × 1,2 m. Dieses Konstruktionsprinzip ermöglicht

1 Bandbrücke in Holzklebebauweise

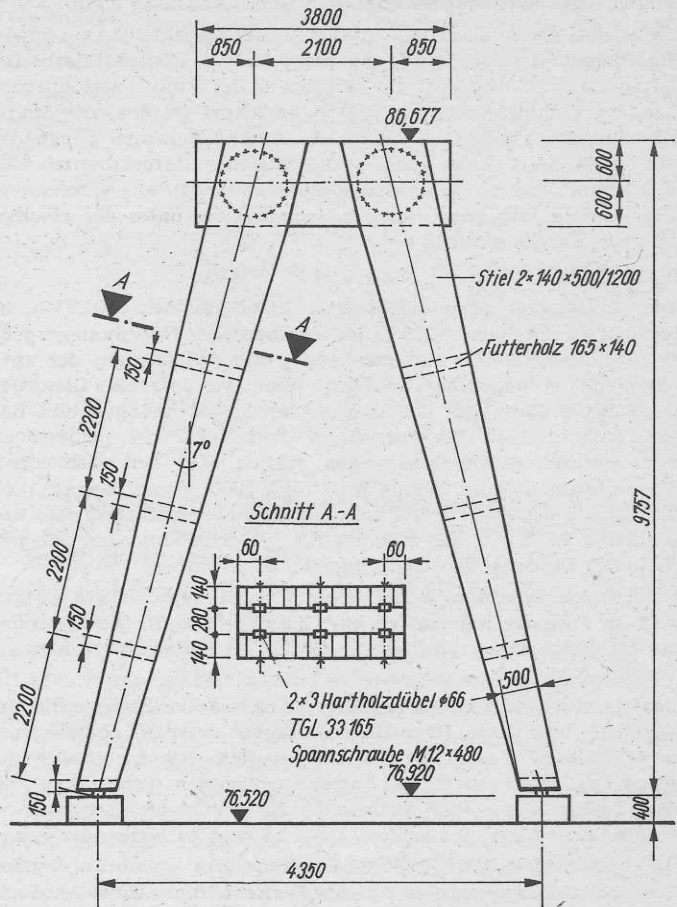




eine klare statische Zuordnung der vertikalen und horizontalen Kräfte. Es bietet günstige Bedingungen für die Durchsetzung eines wirksamen baulichen Holzschutzes sowie des Korrosionsschutzes der eingesetzten Stahlteile und entspricht in fertigungs- und montagetechnologischer Hinsicht den gegenwärtigen Forderungen und Möglichkeiten der Ausführung geklebter Holzkonstruktionen. Die Kästen sind miteinander verschraubt, so daß eine 2,4 m breite, technologisch nutzbare Ebene entsteht. Eine hohe Steifigkeit gegenüber seitlichen Lasten sowie eine große Variabilität bei der Anordnung der Auflager ohne konstruktive Veränderungen zählen zu den weiteren Vorteilen dieser Lösung. Die Ausrüstung der mit einer aus Dachprofilplatten aus glasfaserverstärktem ungesättigtem Polyester (GUP) oder einer textilen Plane aus PVC-beschichtetem Polyesternähgewirke (SPE 170) auf bogenförmigen Stützkonstruktionen eingedeckten Bandbrücke besteht neben dem Förderband aus einer Heizung, einer natürlichen Be- und Entlüftung, einer künstlichen Beleuchtung und einem 800 mm breiten Kontroll- und Reparaturgang.

Konstruktion der Pendelstützen und der Festpunktstütze

Das statische System der Pendelstützen ist ein Zweigelenrahmen mit schrägen, sich nach unten verjüngenden Stielen (Bild 3). Die gespreizte Lösung wurde u. a. deshalb gewählt, weil die Bandbrückenachse z. T. über einem unterirdischen Kanal verläuft und somit die Notwendigkeit bestand, die Gründung außerhalb dieses Bereiches anzuordnen. Dieses System gewährleistet weiterhin einen günstigen Schnittkräfteverlauf und geringe Lasten für das Fundament. Dadurch konnte z. B. der Gründungsaufwand gegenüber einer parallelgurtigen Stützenlösung erheblich gesenkt werden. Die biegesteife Ecke zwischen Stützenpfosten und -riegel garantieren kreisförmig angeordnete Hartholzringdübel mit einem Durchmesser von 66 mm. Die Festpunktstütze wurde aus vier ebenen Fachwerkscheiben zusammengesetzt. Dabei kam ein bisher für Turmbauten noch nicht verwendetes Konstruktionsprinzip zum Einsatz. Um Zuganschlüsse der Holzbauteile zu vermeiden, wurden in den Riegelebenen Stahlspannglieder eingelegt, mit denen die Diagonalen des Fachwerkes planmäßig unter Druck gesetzt wurden. Dieses im Brückenbau angewandte Prinzip schließt das Auftreten von Zugspannungen in den Diagonalen bei seitli-



chen Belastungen, z. B. Windlast, aus, so daß alle Verbindungen als Druckstöße ausgebildet werden konnten. Dadurch wurde eine Holzeinsparung von rd. 30 % gegenüber einer herkömmlichen Fachwerkkonstruktion erreicht. Um den Einfluß der Witterung und des zeitabhängigen Formänderungsverhaltens des Holzes auf die Größe der eingetragenen Vorspannkraft zu ermitteln, wurde ein Beobachtungs- und Wartungsprogramm für den Zeitraum von drei Jahren aufgestellt. Der Turm selbst ist ein eigenständiger Ex-

4 Übergabeturm aus ebenen, in sich vorgespannten Fachwerkscheiben

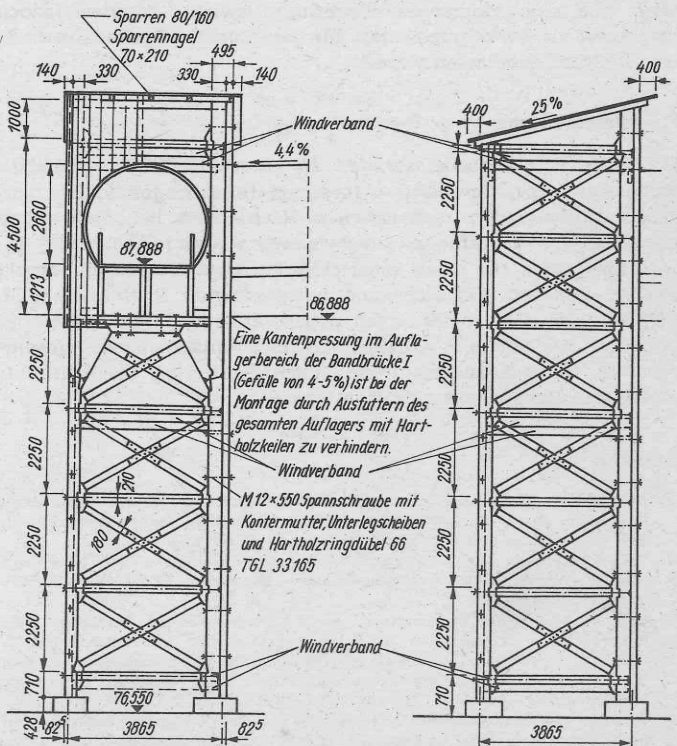
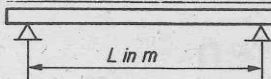
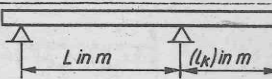


Tabelle 1
Maximale Spannweite des Brückensystems
nach [4]

Laststufe p in kN/m	Nutzung als	Statisches System									
											
2,5	Rohrbrücke	15	19	21,0	24	28	16	22	22	22	22
							(7)	(8)	(8)	(8)	(8)
5,0	Rohrbrücke	14	17	20,0	23	27	16	22	22	22	22
							(6)	(8)	(8)	(8)	(8)
7,5	Bandbrücke	12	14	16,0	19	22	14	19	22	22	22
							(5)	(8)	(8)	(8)	(8)
10,0	Rohrbrücke	13	15	18,0	21	24	14	18	22	22	22
							(5)	(7)	(8)	(8)	(8)
12,1	Fußgängerbrücke	12	14	17,5	19	23	13	15	29	22	22
							(5)	(6)	(7)	(8)	(8)
Trägerhöhe in mm		800	1000	1200	1400	1700	800	1000	1200	1400	1700

() Länge des Kragarmes l_k

perimentalbau, der ingenieurtheoretischen Untersuchungen dient. In der vorgeschriebenen Höhe befindet sich die technologische Ebene, die die Umspann- und Übergabestation des Förderbandes trägt (Bild 4). Der obere Bereich des Turmes ist mit GUP-Dachprofilplatten eingehaut; Diagonalverbände sichern die räumliche Stabilität des Turmbauwerkes. Neben dem Eigengewicht, den Windlasten und den Auflagerkräften der angrenzenden Brückenfelder wurden in den Turm der horizontale Schub des geneigten Brückenabschnittes sowie die Stabilisierungskraft der gesamten Bandanlage eingerechnet.

Holz-, Korrosions- und Brandschutzmaßnahmen

Gleichzeitig mit der Projektierung des Funktionsmusters liefen Untersuchungen zu den Problemen des Holz- und Korrosionsschutzes frei bewitterter Bauwerke sowie des Brandverhaltens KAS-salzbeauflagter Holzquerschnitte.

Im Ergebnis wurden projektseitig Maßnahmen des baulichen Holzschutzes und des konstruktiven Korrosionsschutzes der verwendeten Stahlteile berücksichtigt. So beinhaltet der konstruktive Holzschutz z. B. den ausschließlichen Einsatz allseitig gehobelter Bauelemente, die Abdeckung frei bewitterter Hirnholzflächen mit hinterlüfteten Plastprofilen, die Anordnung von Regenwasserabweisern oder den Anschluß der Stützen an das Fundament außerhalb des Spritzwasserbereiches. Für den Schutz der Hölzer vor atmosphärischen Einflüssen wurde ein lasurartiger Anstrich auf der Basis von Paratectol HVEO aufgebracht.

Das Problem des Brandverhaltens KAS-beauflagter Hölzer wurde in Kooperation mit dem Institut für Baustoffe der Bauakademie der DDR, Leipzig, untersucht. Geprüft wurden in Salz eingelagerte Probekörper aus Brettschichtholz sowie ein Bauteil aus einer rd. 50 Jahre alten KAS-Bandbrücke aus Holz. Die Befürchtung, das Salz könnte durch seinen hohen Sauerstoffgehalt das Brandverhalten des Holzes negativ beeinflussen, bestätigten sich nicht [2]. Somit konnte der konstruktive Brandschutz auf die Anordnung einer Brandschutzwand zwischen der Brücke und dem angrenzenden Speichergebäude sowie auf eine Bandtrennung in diesem Bereich beschränkt werden. Die Forderungen bezüglich der Einhaltung der zulässigen Länge des Evakuierungsweges bedingten den Einbau einer Feuerleiter in den Turmbau.

Fertigung, Transport und Vormontage

Nach der bauaufsichtlichen Prüfung, der Erteilung der betrieblichen Schutzgüte und dem Anfertigen der Werkstattzeichnungen wurden die Holzbauteile im VEB Kombinat Bauelemente und Faserbaustoffe produziert, paketierrt und mit der Bahn zum Einbauort transportiert. Der Abbund und die Vormontage der Holzkonstruktionen erfolgten nach Zwischenlagerung am Ort der Montage. Alle Prozesse wurden durch eine begrenzte Baufreiheit im dicht bebauten Industriegelände beeinflusst. Als Hebezeug für die Vormontage stand ein Autodrehkran vom Typ ADK 125 zur Verfügung.

Der Neubau der Bandanlage erfolgte in zwei Etappen. Der erste Bauabschnitt umfaßte die Errichtung des Fachwerkturnes und zweier Pendelstützen sowie den Einbau von zwei Brückensystemen. Letztere wurden komplett mit Eindeckung und dem Haupt-

teil der technologischen Ausrüstungen montiert. Die daraus resultierenden großen Montagelasten (maximal 25 t) und die aus der örtlichen Situation erwachsende Notwendigkeit der Montage über einem bestehenden Gebäude bedingten den Einsatz eines schweren Hebezeuges. Der erste Bauabschnitt endete mit der vollständigen Installation der technologischen Ausrüstungen und der Vorbereitung für das Umschließen der Förderanlage.

In der zweiten Bauetappe, die zeitlich in einen Generalstillstand der KAS-Produktionsanlage gelegt wurde, mußte die bis zu diesem Zeitpunkt noch voll produktionswirksame alte Bandanlage abgerissen werden, und es wurde das dritte Brückenfeld komplett montiert. Auf diese Weise konnte die Forderung des Betreibers nach einem maximalen Stillstand der Bandanlage von 48 h eingehalten werden.

Weiterentwicklung, Anwendungsbereich und Anwendungsgrenzen

Die im Zusammenhang mit der Fertigung, der Vormontage und Montage von Bandbrücken in Holzbauweise aufgetretenen Probleme wurden nach Abschluß der Errichtung des Funktionsmusters umfassend analysiert und im Hinblick auf eine spätere Seriennutzung der Konstruktionen ausgewertet. Diesbezüglich wurden zunächst die konstruktiven Lösungen für das Brückenfeld, die Pendelstütze und den Festpunkt überarbeitet. Ziel dieser Überarbeitung war eine Senkung des spezifischen Materialeinsatzes und eine bessere Anpassung der verwendeten Knotenpunkt- und Verbindungsmittellösungen an die Belange einer industriellen Vorfertigung. Für die Brückenkonstruktion betraf das hauptsächlich die Neuausbildung der Einhausung, die als Holzrahmenkonstruktion ihrem Charakter nach der Gesamtkonzeption der Brücke angepaßt wurde. Anfangs war beabsichtigt, die Eindeckung derartiger Brücken generell aus textilem Planenmaterial zu fertigen. Da der Betreiber der Anlage Bedenken gegen eine solche Lösung äußerte, wurde auf die beschriebene Art der Eindeckung ohne Änderung der Stützkonstruktion ausgewichen. Bei der Überarbeitung der Pendel- und Festpunktstützen wurde eine Vereinheitlichung der Baugruppen angestrebt, wobei ein niedriger Fertigungs- und Montageaufwand das hauptsächlichste Kriterium für die Lösungsfindung darstellte. Weiterhin sind die technologischen Aspekte im Hinblick auf die Gewährleistung einer hohen Qualität der Bauproduktion untersucht worden. Da die Ausführung der Abbauarbeiten auf der Baustelle die Einhaltung der geforderten Qualität erschwert, muß verstärkt auf eine industrielle Vorfertigung und Vormontage in den Fertigungsbetrieben orientiert werden, so daß sich die Baustellenprozesse im wesentlichen auf die Montage beschränken. Für die Montage von derartigen Holzkonstruktionen sind Vortztechnologien zu erarbeiten, die dem Charakter des Bauvorhabens, der Spezifik des Materials und der örtlichen Situation angepaßt sind.

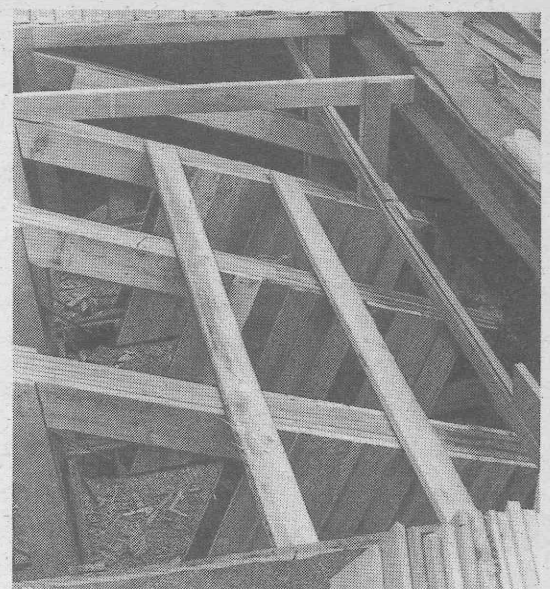
Diese und weitere Probleme bilden den Gegenstand eines Abschlußberichtes zum Thema Bandbrücken in Holzklebebauweise [3]. Diese abschließenden Untersuchungen (Abschlußberichte) umfassen auch die Herausarbeitung konstruktiver Einsatzgrenzen für die Brückensysteme unter Berücksichtigung einer Anwendungserweiterung als Rohrbrücken oder Fußgängerbrücken. Aus Tabelle 1 können die maximalen Spannweiten für zwei stati-

(Fortsetzung auf Seite 120)



6 Durch kontrolliertes Anziehen der Pressen wieder auseinandergedrückte Obergurte um den meßtechnisch nachgewiesenen deformierten Weg von 15 mm

7 Durch beiderseitige Verbretterung und aufgesetzte Verbindungshölzer seitlich stabilisierte und somit sanierte Ingenieurholzbinder vor dem Schließen der Dachhaut



durch der verformte Obergurt vollkommen frei lag. In Vorbereitung der Rückverformung des Binders wurde über die havarierte Obergurtstrecke die Differenzlänge zwischen der entstandenen S-förmigen Verformung und der geradlinigen Verbindung der Endpunkte dieser Meßstrecke festgestellt; sie betrug 15 mm. Nach nochmaliger Überprüfung der eingebauten und angespannten Pressen einschließlich Druckstreben sägte man den havarierten Obergurt durch, da er in seinem Zustand der Rückverformung nicht hätte folgen können. Das Anziehen der Pressen (Bild 5) verlief in kleinen Abschnitten, wobei die Behinderung der Rückverformung durch die beiderseits bzw. einseitig der geöffneten Dachhaut befindlichen Ingenieurholzbinder berücksichtigt wurde. Bereits nach den ersten Aktivitäten hob sich der Binder von dem als Hilfsunterstützung genutzten Stahlrohrgerüst ab. Gleichzeitig mußte die aus zwei Rundstählen bestehende Zugdiagonale nachgelassen werden. Unter Wahrung der notwendigen Vorsicht wurde der Obergurt schließlich um 15 mm auseinandergedrückt (Bild 6). Nach weiteren erforderlichen Zwischenschritten, wie Sanierung der gebrochenen Zugdiagonale, Nagelverstärkungen, Stabilisierung der Druckstäbe usw., baute man den havarierten Obergurt aus und ersetzte ihn durch einen neuen, seitlich ausreichend ausgesteiften. Gleichzeitig machte sich mit einer beiderseits gleichnigen Verbretterung (Bild 7) eine Neugestaltung des Binders im Auflagerbereich erforderlich, da Nachrechnungen gezeigt hatten, daß hier die ursprünglich gewählte Verbindung der einzelnen Stäbe völlig unzureichend war. Nachdem der Binder stabilisiert und voll lastaufnahmefähig war, wurden die Pressen mit Druckstäben einschließlich Hilfskonstruktionen abgebaut, der Drempel wieder aufgebaut und das Dach geschlossen. Die Sanierung war in diesem Bereich abgeschlossen, eine neue material- und finanzökonomische Art der Stabilisierung havariierter Ingenieurholzbinder erfolgreich erprobt worden.

Ökonomische Betrachtungen

Insgesamt umfaßten die Sanierungsmaßnahmen 33 Binderkonstruktionen, d. h. eine Dachfläche von rd. 650 m².

Ein vollständiger Abbruch der Dachkonstruktion wäre mit außerordentlich großen Schwierigkeiten verbunden gewesen. Aufgrund der baulichen Gegebenheiten hätten die Demontage und die Montage nur mit einem schweren Autokran erfolgen können. Außer der Dachkonstruktion hätte zwangsläufig die raumabschließende Unterhangdecke abgebrochen und die von der Dachkonstruktion getragene Exhaustoranlage demontiert werden müssen. Ebenfalls wäre ein Abbruch des Drempels einschließlich des Ringankers erforderlich geworden. Erst nach Durchführung dieser Maßnahmen wäre eine Rekonstruktion der Binder, d. h. deren Abbau, Sanierung und erneute Montage, möglich gewesen. Mit der erneuten Errichtung der Dachkonstruktion einschließlich aller Folgearbeiten wäre ein Verlust an Nutzholz von rd. 50 % entstanden. Der Material- und Arbeitszeitaufwand hätte ein Vielfaches von dem der durchgeführten Variante betragen.

Durch Anwendung der ausgeführten Sanierungskonzeption war es nach geringen Anfangsschwierigkeiten möglich, je Tag mit

4 Arbeitskräften einen Binder zu sanieren. Außerdem konnten die Folgearbeiten auf ein Minimum begrenzt werden, da sowohl die Unterhangdecke einschließlich Exhaustoranlage und Drempel als auch der Ringanker völlig erhalten blieben. Lediglich die auf 3 m Breite aufgenommene Dachschalung war mit geringen Materialverlusten wieder aufzubringen. Auch ohne einen in exakter Form nicht möglichen finanz- und materialökonomischen Variantenvergleich wird anhand der bei beiden Varianten durchzuführenden Arbeiten deutlich, daß die Entscheidung zugunsten dieser bisher einmaligen Sanierungskonzeption fallen mußte.

Durch exakte und sehr ausführliche statische Nachweise wurde das Risiko eines eventuellen Fehlschlages sehr niedrig gehalten. Der hier erreichte hohe volkswirtschaftliche Nutzen rechtfertigt das Abweichen von bisherigen konstruktiven Normen und zeigt, vorrangig im Bereich der Rekonstruktion, neue Wege auf.

(Fortsetzung von Seite 117)

sche Systeme und verschiedene Laststufen (Verkehrslast) entnommen werden. Bandbrücken können mit dem Brückensystem in einer Breitenvariabilität von 1,2 m als Einfeldträger bis 22 m und als Kragarmträger bis zu einer Gesamtlänge von 30 m ausgeführt werden. Die Ausführung als Rohrbrücke ist im Bereich von 12 bis 30 m möglich. Beim Einsatz als Fußgängerbrücke liegen die maximalen Spannweiten zwischen 12 und 30 m. Weitere Informationen können von Interessenten der „Anwenderinformation“ [4] entnommen werden.

Schlußbetrachtung

Es sollte beachtet werden, daß der Schwerpunkt des Einsatzes dieser Brückenkonstruktionen bei den Bandbrücken liegen wird und hier wiederum unter solchen Umweltbedingungen, unter denen sich durch das günstige Dauerstandverhalten und den geringen Erhaltungsaufwand gegenüber herkömmlichen Lösungen in Stahlbauweise ein hoher volkswirtschaftlicher Nutzen ergibt. Unter diesem Aspekt ist die Neuentwicklung eine ökonomische, für die serienmäßige Produktion und den großtechnischen Einsatz als Vorzugslösung für die Rekonstruktion von Bandbrücken geeignete Ingenieurholzkonstruktion, die einen Beitrag zur gezielten Substitution von Konstruktionen aus Walzstahl im Bauwesen darstellt.

Literatur

- [1] Rug, W.: Einsatz von geklebten Holzkonstruktionen für Bandbrücken. Bauinformation. Wissenschaft und Technik, 23 (1980) 5, S. 5-8.
- [2] Hildebrand, Ch.: Versuchsbericht über Brandversuche an KAS-beauftragten Holzelementen. Bauakademie der DDR, Institut für Baustoffe. Leipzig 1981, unveröffentlicht.
- [3] Kreißig, W.: Bandbrücken in Holzklebebauweise. Bauakademie der DDR, Institut für Industriebau, Forschungsbericht. Berlin 1982, unveröffentlicht.
- [4] Anwenderinformation: Brücken aus Brettschichtträgern. Bauakademie der DDR, Institut für Industriebau, VEB Kombinat Bauelemente und Faserbaustoffe. Berlin/Leipzig 1983.