

Bauschäden an verbretterten Holzbindern eines Industriegebäudes

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

Ein altes eingeschossiges Magazingebäude wurde vor etwa 48 Jahren mit einer hölzernen Konstruktion überdacht Bild 1. Das Dach mit einer Neigung von 5% ist ungedämmt und besteht aus 24 mm Rauhspundschalung mit 6 Lagen Dachpappe, Pfetten und Bindern. Die Binder lagern im Abstand von 5830 mm (Normalfeld) und 6450 mm (Randfeld) auf den gemauerten Außenwänden auf.

Die maximale Spannweite der Schalung ergibt sich aus dem Pfettenabstand, der 900 mm beträgt Bild 2. Jeder der insgesamt 22 Pfettenstränge ist ein Gerbergelenkträger mit Einhangpfette.

Die Gelenkausbildung erfolgt über eine Schraube M 20. Der Stabilisierungsverband besteht aus gekreuzten Diagonalen (Querschnitt 100 mm × 100 mm).

Bei dem Dachbinder handelt es sich um einen einsinnig verbretterten Kastenträger.

Der namhafte deutsche Holzbauforscher *Wilhelm Stoy* entwickelte dieses Konstruktionsprinzip Ende der 30er Jahre. Derartige Träger wurden in den 40er Jahren zunehmend verwendet, als Stahl infolge des Krieges knapp war. Sollte ein Stahlträger gleicher Tragfähigkeit und Steifigkeit ersetzt werden, mußte der Holzträger die 1,5fache Höhe des Stahlträgers aufweisen. Der Vorteil dieser Träger bestand darin, daß selbst für hohe Lasten (z. B. Brückenträger) leistungsfähige Träger aus relativ kleinen Kantholzquerschnitten und sägerauhen

Brettern von mindestens 20 mm Dicke oder von Bohlen mit und ohne Waldkante in kurzen Längen hergestellt werden konnten.

Gegenüber Fachwerkträgern wurde damit sogar eine höhere ästhetische Wirkung und eine geringere Trägerhöhe erreicht. Dagegen mußte ein höherer Holzverbrauch als beim Fachwerkträger in Kauf genommen werden. Der höhere Arbeitsaufwand konnte durch einen maschinellen Abbund wieder wettgemacht werden.

Die für das Magazingebäude verwendeten satteldachförmigen Holzvollwandbinder überspannen eine Weite von 19,6 m. Die Höhe der Binder am Auflager beträgt 1000 mm, die Höhe am First 1500 mm. Der Fußpunkt wird durch einen Stahlschuh gebildet. Der Schuh ist über zwei Maueranker mit dem Mauerwerk verbunden. Die Verbindung zwischen Stahlschuh und Binder erfolgt über einen Bolzen. In halber Höhe wird der Steg des Binders durch den Ringanker gegen Kippen gehalten (Bild 2).

Der Kastenträger besteht aus Vollholzgurten und -pfosten, auf die im Winkel von 45° beiderseitig Bretter aufgenagelt wurden. Ober- und Untergurt haben beiderseitig noch je ein Deckbrett von 30 mm Dicke.

Der Abstand der Pfosten ist unterschiedlich über die Trägerlängen verteilt. Den größten Abstand hat der erste Pfosten vom Auflager mit 2,7 m. Dann folgen die Pfosten in Abständen

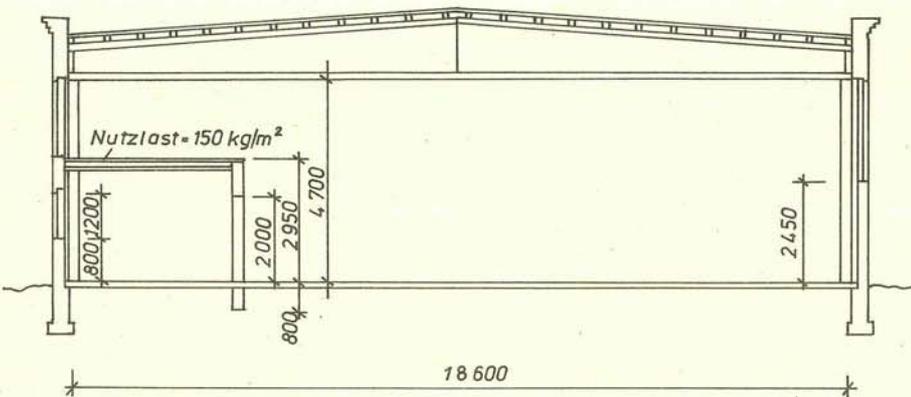


Bild 1 Querschnitt der Halle

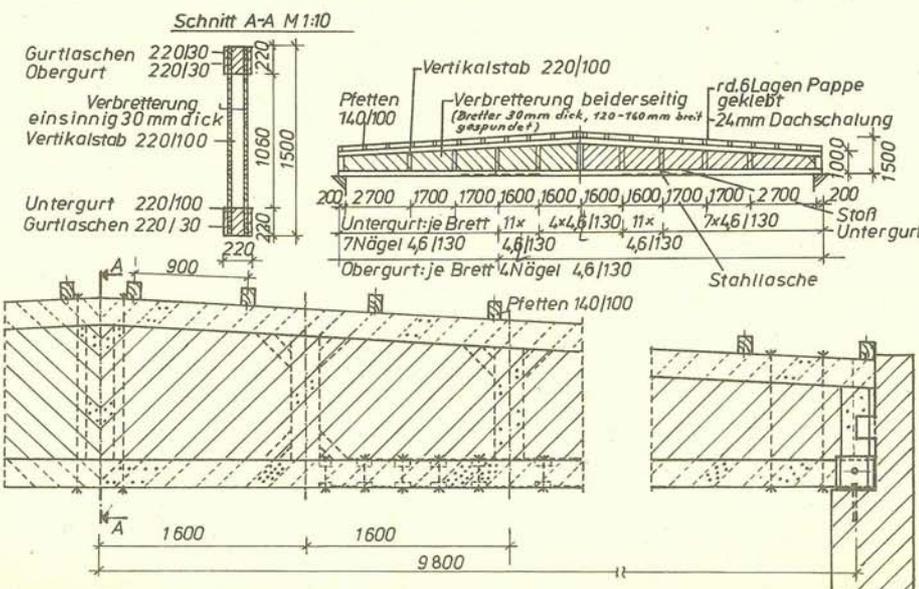


Bild 2 Dachbinder; Details

den von 1,7 bis 1,6 m. Gurte und Pfosten wurden auf beiden Seiten mit gespundeten Brettern (Dicke 30 mm, Breite 120 bis 160 mm) beplankt. Die Bretter wurden über die gesamte Binderlänge an den Obergurt gleichmäßig mit je 4 Nägeln 4,6/130 je Brett angenagelt. Die Befestigung der Bretter auf dem Untergurt erfolgte nicht gleichmäßig über die Binderlänge.

An den Binderauflagern (bis zum 3. Pfosten $1/3$ der Trägerlänge = 6,1 m) ist jedes Brett mit 7 Nägeln 4,6/130 befestigt. Im mittleren Drittel der Trägerlänge beträgt die Nagelanzahl 11 Stück je Brett (Bild 2).

Die Untergurte sind im ersten Drittel der Trägerlänge gestoßen. Die Untergurtkräfte werden von 2 Stahllaschen mit angeschweißten Stahlrechteckdübeln aufgenommen. Die Spannschrauben bestehen aus Bolzen M 16.

Schadensanalyse

Sämtliche Konstruktionselemente aus Holz wurden sowohl einer holzbautechnischen als auch einer holzschutztechnischen Analyse unterzogen.

Während bei der Schalung, den Pfetten und den Stabilisierungsverbänden keine Schäden festgestellt wurden (Bauzustandsstufe 1 nach [1]), zeigten die Binder schwere Bauschäden, die die Funktions- und Standsicherheit in Frage stellten.

Die Bauzustandseinschätzung ergab folgende Feststellungen:

– Alle Dachbinder weisen große Durchbiegungen auf (138 mm bis 181 mm). Die gemessenen Durchbiegungswerte betragen das 1,5- bis 1,95fache des zulässigen Wertes ($zul f = 1/200 = 97$ mm).

Ein Binder ist im Bereich einer Querschnittsschwächung, verursacht durch Verbindungsmittel, gebrochen Bild 3 und wurde durch den Betreiber notdürftig abgestützt.

– Wie eine näherungsweise Nachrechnung der Konstruktion ohne Berücksichtigung der Stege und unter Berücksichtigung der Nachgiebigkeit der Verbindungsmittel ergab, liegen die Spannungen in den Gurten beim 2,2fachen des zulässigen Wertes ($zul \sigma = 8,5$ N/mm²). Berücksichtigt man die örtliche Biegung, die durch die Flächendiagonalen in den Gurten erzeugt wird, so steigt dieser Wert auf das 2,5fache.

Bei vorhandenen Querschnittsschwächungen steigt die Spannung auf das 3,3fache des zulässigen Wertes. Damit werden Werte erreicht, die im Bereich der Bruchfestigkeit bei Zugbeanspruchung von NSH der Güteklasse III liegen.

– Die Holzbinder sind nicht mehr funktionssicher, und die Standsicherheit ist wegen der beträchtlichen Überlastung der Konstruktion nicht mehr gewährleistet. Nach [1] erfolgt eine Einstufung in die Bauzustandsstufe 4.

Eine genaue Nachrechnung der Binder bestätigt die Ergebnisse der Näherungsberechnung. Ein exaktes Aufmaß der Zuggurtschwächung zeigte eine noch größere Schwächung als bisher angenommen.

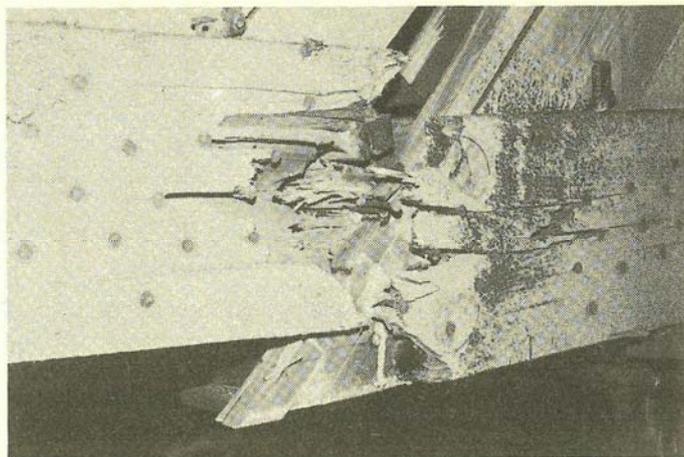


Bild 3 Gebrochener Binder im Bereich einer Querschnittsschwächung

Berücksichtigt man den neuen Wert für die Schwächung, so ergibt sich eine 3,6fache Überschreitung der zulässigen Spannung. Dabei blieb bei diesem Wert die örtliche Biegung unberücksichtigt. Mit örtlicher Biegung erhöht sich der Wert auf das 3,8- bis 4fache. Damit werden Zugspannungen erreicht, die im Bereich der Zugfestigkeit von NSH der Güteklasse I bis II liegen.

Aufgrund des großen Pfostenabstandes im 2. Feld vom Auflager sind in diesem Bereich sämtliche Nägel überbeansprucht. Die rechnerische Durchbiegung liegt ohne Berücksichtigung der Nachgiebigkeit der Verbindungsmittel bei 160 mm und mit Berücksichtigung der Nachgiebigkeit bei 176,2 mm, was recht gut mit den gemessenen Werten übereinstimmt. Dabei wurde eine 20%ige Abnahme des E-Moduls infolge Kriechens berücksichtigt.

Schadensursachen

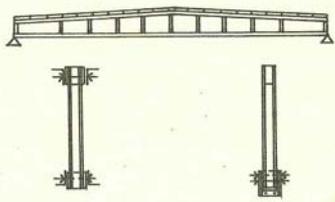
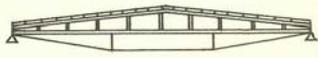
Die Ursachen für die eingetretenen Schäden liegen im Entwurf der Binder. Es lassen sich die folgenden Projektierungsfehler nennen:

- ungenügender Pfostenabstand
- ungenügende Steg- und Trägerhöhe
- Reduzierung des Querschnitts im Zuggurt.

Trotz der erheblichen Spannungsüberschreitung bei den Bindern wurde eingeschätzt, daß eine Instandsetzung der Binder möglich ist und ein Abriß vermieden werden kann.

Schadensbehebung

Es wurden drei Instandsetzungsvarianten statisch untersucht Tabelle:

Tabelle 1: Varianten zur Verstärkung der Binder			
Variante	1	2	3
Skizze			
Verstärkung	4 Γ 100×65×8	2 Spannglieder 60/90	Rundstahl ST50
Befestigung	30 M 24 (über Binder verteilt)	14 M 24 (am Auflager)	24 M 24 (am Auflager)

Variante 1: Stahlverstärkte Gurte
 Variante 2: Vorgespannte Untergurte
 Variante 3: Unterspannter Binder.

Die Untersuchung zeigte folgendes Ergebnis:
 Gegenüber Variante 1 erfordern die Varianten 2 und 3 einen hohen Aufwand bei der Verankerung am Binderende.
 Variante 1 erfordert einen verträglichen Montageaufwand der Gurtwinkel mit einer noch zulässigen Schwächung der Holzgurte. Variante 1 wurde aufgrund ihrer relativ einfachen Ausführung und Montage zur Anwendung empfohlen.
 Variante 2 erfordert am Binderende eine Schraubenhäufung, die örtlich zu einer beträchtlichen Schwächung des Holzquerschnitts und einer Überlastung der Nägel führt.

Außerdem werden im Holz durch die Vorspannung Kriechvorgänge ausgelöst, die zum Abbau der Vorspannung über der Zeit führen. Die Spannglieder müßten laufend nachgespannt werden.

Literatur

- [1] Erler, K.: Bauzustandsanalyse, Instandsetzung und Erhöhung der Tragfähigkeit von Holzkonstruktionen (Entwurf einer KDT-Richtlinie). Mitteilung Nr. 2/85 des Fachausschusses Ingenieurholzbau und des Instituts für Industriebau, Berlin, März 1986.
- [2] Gesetzblatt Teil I, Nr. 32 vom 12. 12. 1985.
- [3] TGL 33 135 Holzbau; Tragwerke, Berechnung und bauliche Durchbildung, Januar 1984.
- [4] TGL 33 135. 1. Änderung, Januar 1986.

Neue Straßenbrücke über die Peene in Anklam

Dr.-Ing. Eckhart Thürmer, KDT,
 VEB Entwurfs- und Ingenieurbüro des Straßenwesens

1. Allgemeines

Im Nordosten der DDR, in der Kreisstadt Anklam, befindet sich die einzige Straßenbrücke über die Peene zwischen Jarmen und Oderhaff. Über sie führen die Fernverkehrsstraßen F109 nach Greifswald und F110 nach Usedom. Das bestehende Bauwerk ist eine Behelfsbrücke aus Stahl, die über einer ursprünglichen Klappbrücke errichtet wurde. Bauzustand und sichtbehindernde Kuppenausrundung bedingten einen Neubau. Dieser kommt etwa 250 m weiter oberstrom in einer neuen und verkehrstechnisch günstigeren Trasse zur Ausführung. Es handelt sich dabei um eine über drei Felder durchlaufende Spannkonkretbrücke. Mit den Gründungsarbeiten wurde 1989 begonnen. Nachfolgend wird in erster Linie über den Entwurf des Überbaus berichtet.

2. Konstruktion

Der neue Straßenzug kreuzt die Peene unter einem Winkel von 50° Bild 1. Die tragende Konstruktion des Überbaus ist im Grundriß gerade. Eine sich stadtseitig anschließende Straßenkrümmung muß im Brückenbereich nur bei der Bordführung beachtet werden. Alle Unterstüütungen einschließlich der Gründungen stehen rechtwinklig zur Achse. Dies ist möglich, da die Fließgeschwindigkeit des Wasserlaufs praktisch Null ist. Es liegen damit ideale Verhältnisse für die Entwurfsbearbeitung und die Baudurchführung vor. Unter Beachtung des geforderten Lichtraumprofils für die Schifffahrt, der Abmessungen der Unterbauten und von Sicherheitsabständen ergab sich die Stützweite der Hauptöffnung mit 65 m. Zur Minimierung der Brückenlänge und zur Vermeidung einer Krümmung des

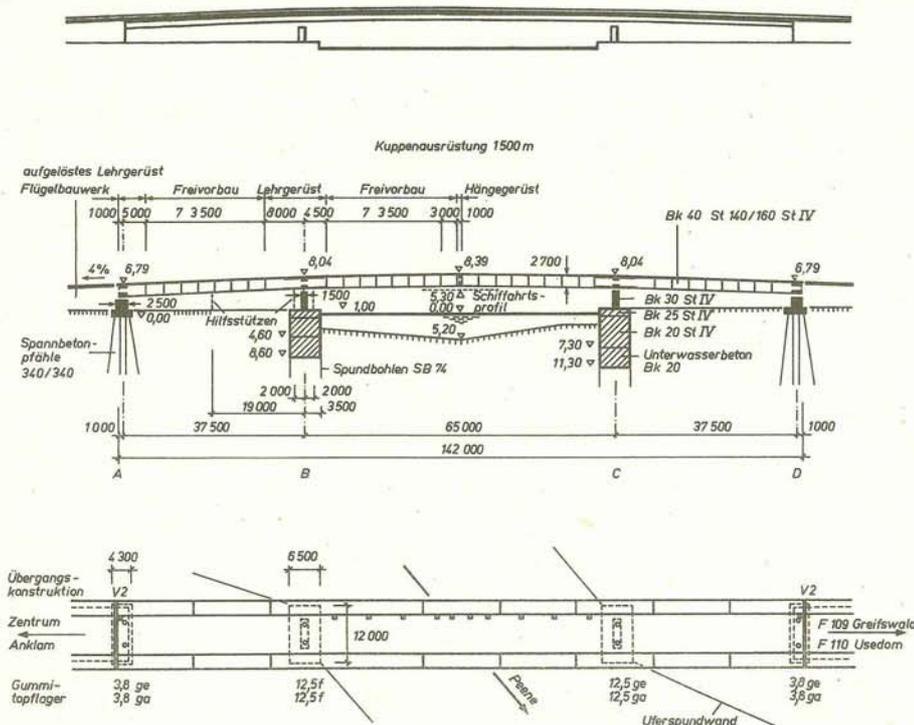


Bild 1 Ansicht, Längsschnitt, Draufsicht