

INFORMATIONSDIENST **HOLZ**

Brücken

- Planung, Konstruktion, Berechnung



Inhalt:

1.	Einführung	Seite 3
1.1	Historischer Rückblick	4
2.	Planungsunterlagen	
2.1	Rahmenbedingungen	6
2.2	Allgem. Planungsgesichtspunkte	6
2.3	Einsatzbereiche	7
2.4	Herstellung	7
2.5	Transport und Montage	8
2.6	Normen, Lichtraumprofile	8
2.7	Baulicher Holzschutz	9
2.7.1	Allgemeines	9
2.7.2	Offene Brücken	9
2.7.3	Überdachte Brücken	11
2.8	Chemischer Holzschutz	11
2.9	Korrosionsschutz	11
2.10	Pflege, Unterhaltskosten	12
3.	Konstruktive Ausbildung	
3.1	Brüstungen, Handläufe	12
3.2	Geh- und Fahrbeläge	13
3.3	Konstruktionsbeispiele überdachter Holzbrücken	14
3.4	Konstruktionsbeispiele offener Holzbrücken	18
4.	Grundlagen zur statischen Berechnung	
4.1	Haupttragsysteme in Längsrichtung	24
4.2	Tragverhalten hölzerner Brücken	26
4.3	Lastannahmen	28
4.4	Zulässige Spannungen	29
4.5	Zulässige Durchbiegungen	29
5.	Zur statischen Berechnung der Konstruktionselemente	
5.1	Belag	30
5.2	Querträger und Längsträger	30
5.3	Wind- und Aussteifungsverbände	31
5.4	Auflager	33
5.5	Rechenbeispiel	35
6.	Ausgeführte Beispiele	
6.1	Brücke in Crailsheim	37
6.2	Brücke bei Essing	38
6.3	Brücke bei Oberammergau	40
6.4	Brücke bei Münster/Westfalen	42
	Literaturangaben, Bildnachweis	43

Impressum

Der INFORMATIONSDIENST HOLZ ist eine gemeinsame Schriftenreihe von

- Arbeitsgemeinschaft Holz e.V., Düsseldorf
- Entwicklungsgemeinschaft Holzbau (EGH) in der Deutschen Gesellschaft für Holzforschung e.V., München

Herausgeber:

DGFH Innovations- und Service GmbH
Postfach 20 06 19
D-80006 München
mail@dgfh.de
www.dgfh.de
(089) 51 61 70-0
(089) 53 16 57 fax

und

HOLZABSATZFONDS
Absatzförderungsfonds der deutschen Forst- und Holzwirtschaft, Bonn

Bearbeitung:

Prof. Dipl.-Ing. H. Brüninghoff
Prof. Dipl.-Ing. B. Heimeshoff
Prof. Dipl.-Ing. D. Sengler
Dipl.-Ing. S. Samuel
Dipl.-Ing. (FH) G. Rampf

Technische Anfragen an:

Arbeitsgemeinschaft Holz e.V.
Postfach 30 01 41
D-40401 Düsseldorf
argeholz@argeholz.de
www.argeholz.de
(02 11) 47 81 80
(02 11) 45 23 14 fax

Die technischen Informationen dieser Schrift entsprechen zum Zeitpunkt der Drucklegung den anerkannten Regeln der Technik.

Eine Haftung für den Inhalt kann trotz sorgfältigster Bearbeitung und Korrektur nicht übernommen werden.

In diese Broschüre sind Ergebnisse aus zahlreichen Forschungsprojekten eingeflossen. Für deren Förderung danken wir der Arbeitsgemeinschaft industrieller Forschungsvereinigungen (AiF), der Arbeitsgemeinschaft Bauforschung (ARGE BAU), den Forst- und Wirtschaftsministern des Bundes und der Länder und der Holzwirtschaft.

Erschienen: November 1988
Überarbeiteter Nachdruck: August 1997
Unveränderter Nachdruck: August 2000
ISSN-Nr. 0466-2114

holzbau handbuch
Reihe 1, Entwurf und Konstruktion
Teil 9, Brücken
Folge 1, Planung, Konstruktion, Berechnung



Bild 1 Titelbild: Brücke über den Altrhein in Ketsch

Bild 2 Brücke über den Hochrhein zwischen Bad Säckingen und Stein, 1785–1805

1. Einführung

Schon die ersten von Menschen genutzten Brücken müssen aus Holz gewesen sein.

Waren es anfangs vielleicht nur günstig umgestürzte Bäume, die zur gefahrlosen Überquerung von Flüssen oder Geländeinschnitten gedient haben, so dürften später planmäßig Hindernisse mit Rundhölzern überbrückt worden sein, wobei die Methoden, derer man sich bediente, im Laufe der Zeit immer geschickter und aufwendiger ausfielen.

Mit dem Entstehen von Kultur und Zivilisation verloren die Brücken zunehmend ihren Charakter als reine Zweckbauten. Statt dessen zählten sie bald mit zum Kreis derjenigen Bauaufgaben, an deren Ausführung man neben den funktionalen nun auch technische, handwerkliche und immer mehr auch künstlerische Anforderungen stellte.

Diese Entwicklung hat dem Holz nicht geschadet, sondern im Gegenteil seine Bedeutung eher noch erhöht, denn es war der am vielseitigsten einsetzbare Baustoff und überall verfügbar.

Wie für andere wesentliche Bauaufgaben auch waren es die Baumeister, die mit dem Brückenbau betraut wurden, jene oft genialen Generalisten, welche Planer und Konstrukteur, Handwerker und Künstler in einem waren und die über Jahrtausende hinweg wohl den tiefgreifendsten Einfluß auf das Baugeschehen ausgeübt haben.

Als zeitlos anerkannte Leistungen haben dabei stets jene Bauten gegolten, bei denen – durchaus unterschiedlich in den Schwerpunkten – universale Fähigkeiten ihrer Erbauer zusammenfanden.

Deshalb gilt auch heute noch unverändert fort, daß sich Bauaufgaben nie einseitig, sondern stets im komplexen Zusammenhang vieler unterschiedlicher Gesichtspunkte lösen lassen. Im allgemeinen gilt das sicher ebenso wie im besonderen bei der Planung von Brücken.

Was früher die Baumeister meist allein geleistet haben, zählt heute, bei noch wesentlich erweitertem Umfang, zum gemeinsamen Aufgabenbereich von Architekten und Ingenieuren.

Beide sollten eng zusammenarbeiten, um die gestalterischen, die konstruktiven, die funktionalen und nicht zuletzt auch die wirtschaftlichen Aspekte einer Aufgabe zu klären. Keiner darf sich dabei allein entweder den rein künstlerischen oder den statisch-konstruktiven Fragen zuwenden, sondern beide müssen fachübergreifende Zusammenarbeit leisten mit dem Ziel, die unter den jeweiligen besonderen Randbedingungen und unter allen Kriterien bestmögliche Lösung zu finden.

Wohl alle wichtigen Brückenbauten aus der jüngsten Zeit sind Belege gelungener Kooperation von Architekten und Ingenieuren, wozu im erweiterten Sinn noch wesentliche Beiträge zählen, die von ausführenden Firmen und insbesondere auch von den Bauherren geleistet werden.

Der überwiegende Anteil der gemeinsam verantworteten Planungsarbeit wird in der Anfangsphase häufig beim Architekten, insgesamt aber in aller Regel beim Ingenieur liegen.

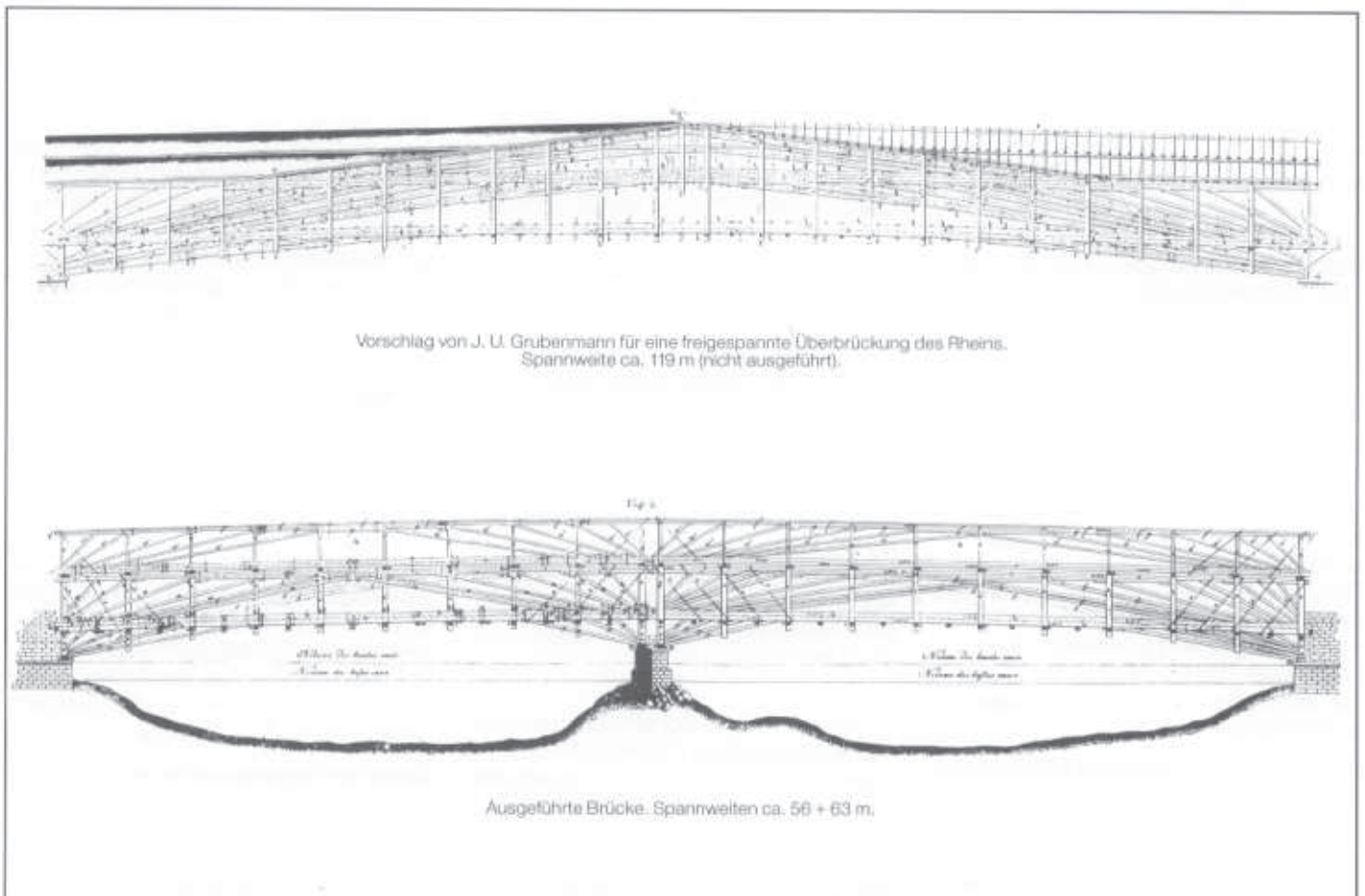


Bild 3 Brücke über den Rhein in Schaffhausen, 1756–58 nach [1/1]

1.1 Historischer Rückblick

Die Brückenbauer vergangener Zeiten waren stets in der Bautradition ihrer Zeit und ihrer Region verwurzelt. Zwar kann als sicher gelten, daß auch überregional ein Austausch von Erfahrungen stattfand, doch gebaut wurde grundsätzlich „so wie immer schon“, zumeist gut angepaßt an die landschaftlichen und klimatischen Verhältnisse des jeweiligen Standortes.

Dennoch haben einzelne immer wieder Neuerungen gewagt, wenn auch häufig erst unter dem Zwang besonderer örtlicher Gegebenheiten, gelegentlich bis an die Grenze des zur jeweiligen Zeit Machbaren.

Damit wurden bewußt oder unbewußt Risiken eingegangen und doch gleichzeitig auch Pionierleistungen vollbracht, die viel zum Verständnis der spezifischen Wirkungsweise von Holzkonstruktionen beigetragen haben. So sind auf rein empirischem Weg, aber auf der sicheren Grundlage dessen, was bekannt, bewährt und verstanden war, neue Kenntnisse gewonnen worden, die sich später auch auf die Konstruktion anderer Bauwerke haben übertragen lassen.

Einzelne Beispiele aus der mitteleuropäischen und nordamerikanischen Baugeschichte mögen solche Versuche im folgenden belegen:

1.

Julius Caesar, der im Sommer des Jahres 55 v. Chr. bei Neuwied innerhalb von nur 10 Tagen eine Brücke über den Rhein bauen ließ, benutzte Rundhölzer, die teils als Stützen schräg ins Flußbett gerammt, teils als Riegel, Streben oder Balken verwendet wurden. Die Hölzer waren in Kerben aneinandergesägt und vermutlich über Seile miteinander verbunden.

Caesars eigene Beschreibung und die Beurteilung von Resten, die noch im vergangenen Jahrhundert vorgefunden wurden, erlauben es, die Konstruktion zuverlässig zu rekonstruieren (Bild 4).

Sie war rd. 140 m lang und etwa 5–6 m breit, was sogar zweispurigen Verkehr auf der mit Schotter und Erde aufgeschütteten Fahrbahn zuließ.

Sämtliche Einzelteile müssen vorgefertigt gewesen sein, denn anders wäre die Realisierung eines so umfangreichen Bauwerkes in so kurzer Zeit nicht denkbar. Im Prinzip würde man heute kaum anders handeln.

So und ähnlich konstruierte Holzbrücken müssen überall im römischen Einflußbereich jahrhundertlang benachbarte Flußufer von Siedlungen verbunden haben.

Ihr offensichtlicher Vorteil bestand darin, daß sie schnell und mit relativ einfachen Mitteln herzustellen waren; ihr Mangel lag

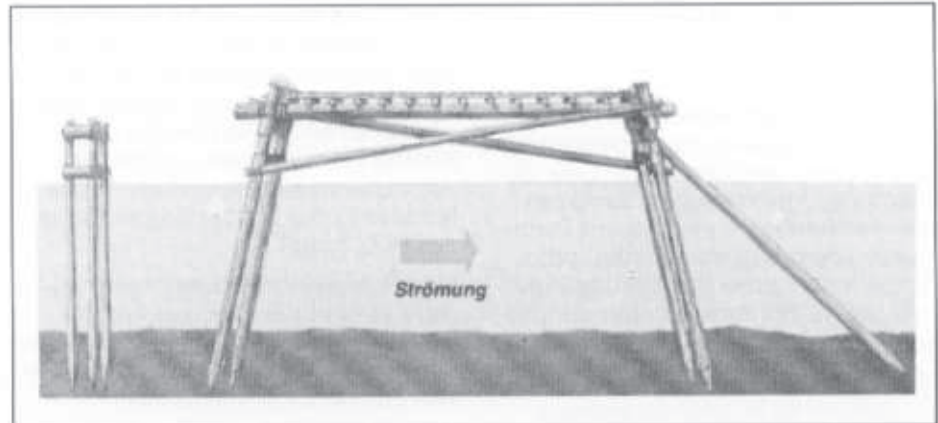


Bild 4 Caesars Rheinbrücke bei Neuwied, 55 v. Chr. Rekonstr. n. Connolly [1/2]

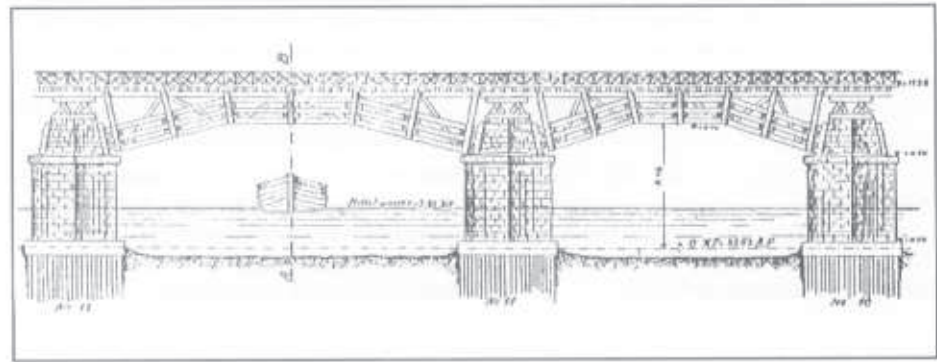


Bild 5 Holzbrücke auf Steinpfeilern über den Rhein in Köln, ca. 310 n. Chr. Rekonstr. n. Kraus in [1/3]

in der Notwendigkeit häufiger Erneuerungsarbeiten, denn Überschwemmungen und Eisgang dürften sie regelmäßig beschädigt haben. Außerdem wird der ständige Wasserkontakt verhältnismäßig rasch zu Fäulnis geführt haben.

Deshalb ging man an den wichtigeren Orten dazu über, die Rundholzpfosten durch Steinpfeiler (auf Holzpfählen) in größeren Abständen zu ersetzen und ausgefachte hölzerne Bögen oder Sprengwerke dazwischen zu spannen. In Köln entstand um das Jahr 310 n. Chr. eine solche Brücke mit Lichtweiten bis zu 26 m zwischen den Pfeilern und 420 m Gesamtlänge (Bild 5). Nun lag die Holzkonstruktion oberhalb des normalen Hochwasserbereiches, was sie wesentlich besser schützte und darüber hinaus auch hohen Schiffen die Durchfahrt erlaubte.

2.

Als im Jahr 1754 in Schaffhausen eine im Mittelalter errichtete Rheinbrücke aus Stein einstürzte, wurde beschlossen, sie durch eine überdachte Holzbrücke zu ersetzen, wofür Kostengründe den Ausschlag gaben. Den Bauauftrag erhielt Hans Ulrich Grubenmann, seinerzeit gewiß der bedeutendste Zimmermann und Brückenbaumeister.

Der schlug zunächst vor, den Rhein zwischen den noch erhaltenen Widerlagern der alten Steinbrücke mit Hilfe eines in 23 Joche untergliederten, vielfältig ausgefachten Bogensprengwerkes auf einer Länge von etwa 119 m frei zu überspannen (Bild 3, oben). Das war ein selbst aus heutiger Sicht wahrhaft mutiges, wenngleich durchaus realisierbares Unterfangen, das allerdings beim Bauherren, dem Rat der Stadt Schaffhausen, keine Zustimmung fand.

Statt dessen wurde Grubenmann genötigt, einen etwas außerhalb der Flußmitte stehengebliebenen Pfeiler als Zwischenaufleger zu nutzen.

So entstand in knapp zweijähriger Bauzeit, auf Hilfsgerüsten im Rhein, eine im Grundriß leicht abgewinkelte Brücke aus zwei gekoppelten Einfeldträgersystemen, die im Prinzip gleich denen des ersten Entwurfes waren, nur entsprechend schwächer dimensioniert (Bild 3, unten).

Jedes der Bogensprengwerke spannte sich frei vom Zwischenaufleger bis zum jeweiligen Flußufer. Daneben waren beide Brückenteile zusätzlich noch von einem dritten Sprengwerksystem durchzogen, welches den Rhein dann doch in ganzer Breite überspannte.

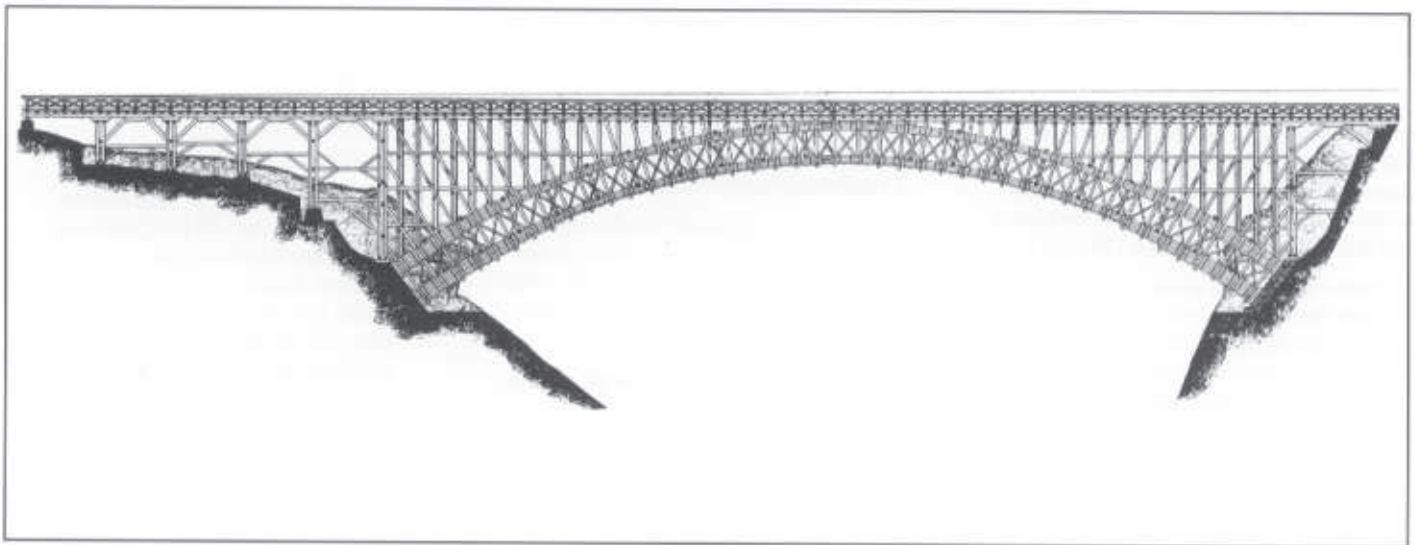


Bild 6 Cascade Bridge der Erie-Eisenbahn, USA um 1845 aus [1/4]

Wäre die Brücke nach dem ersten Vorschlag realisiert worden, ihre Spannweite hätte das bis dato riskierte Maß gleich auf mehr als das Doppelte vergrößert. Es wäre die mit Abstand weitest gespannte Holzbrücke geworden. Allerdings blieben mit rd. 56 und 63 m die Spannweiten auch so noch erheblich.

Die Konstruktionshöhe betrug für beide Abschnitte etwa 9 m, entsprechend ca. $\frac{1}{8}$ bzw. $\frac{1}{7}$ der Spannweite. Im Inneren bestand ein 4,60 m breites sowie 4,90 m hohes Lichtraumprofil für die Durchfahrt hoch beladener Fahrzeuge.

Die Schaffhauser Rheinbrücke geriet zu einem Meisterstück barocker Zimmermannskunst, das bis in alle Details werkstoffgerecht ausgeführt wurde, das in seiner Gesamtheit wohlproportioniert war und sich, trotz seiner beträchtlichen Größe, noch maßstabsgerecht in das mittelalterliche Stadtbild einfügte.

3.

Einen neuen Höhepunkt erlebte die Entwicklung des Holzbrückenbaues ab Mitte des 19. Jahrhunderts in Nordamerika. Mit dem raschen Ausbau eines großflächigen Eisenbahnnetzes entstand innerhalb kurzer Zeit Bedarf für eine schier unvorstellbar große Zahl an Brücken, Holzbrücken in den meisten Fällen.

Auf der Grundlage europäischer Vorbilder aufbauend, entstanden hier bald eine ganze Reihe neuer Bauprinzipien und Techniken, um Aufgaben zu erfüllen, die es zuvor weder inhaltlich noch in dieser Größenordnung gegeben hatte.

Am häufigsten wurde bald ein von Howe im Jahr 1840 entwickeltes Trägersystem verwendet, bei dem, zwischen parallelen

Gurten, jedes Feld über Kreuz mit Diagonalen ausgefacht wird und vorgespannte eiserne Vertikalstäbe zwischen den Knotenpunkten bewirken, daß die Diagonalen sämtlich auf Druck beansprucht werden.

Vielfach hat man diese Träger noch zusätzlich mit eingezogenen Bögen oder Sprengwerken ausgesteift, im besonderen Fall auch insgesamt zum Bogen geformt, wie bei einer der eindrucksvollsten, jemals gebauten Holzbrücken, der von Brown im Zuge der Erie-Eisenbahn konstruierten Cascade Bridge aus den Jahren um 1845 (Bild 6).

Ihre beiden nebeneinanderliegenden Bögen hatten quadratischen Kastenquerschnitt mit 3,65 m Systemmaß. Die Eckgurte waren aus jeweils 6 Eichenbalken von ca. 20/23 cm zusammengesetzt. Zu den Auflagern hin kamen nach und nach noch 6 weitere solche Balken hinzu. In Bogenmitte maß die Spannweite ca. 90 m, die Stichhöhe betrug $\frac{1}{6}$ davon, also 15 m.

Die Gleisbahn wurde von Aufständern getragen, die ihrerseits vielfach untereinander und zu den Bögen hin verstrebt waren. Über der Konstruktion, aber unterhalb der Gleise bestand eine geschlossene Abdeckung aus Brettern. Auch alle Seitenflächen waren verschalt, was einen sehr wirksamen Witterungsschutz ergab.

Nach dem Howe'schen Konstruktionsprinzip sind hemach und selbst bis in die jüngste Zeit hinein, auch in Europa zahlreiche Brücken gebaut worden.

Es handelt sich um ein sehr wirtschaftliches Bausystem, weil es aus nur wenigen einfachen Einzelbauteilen besteht, die sich zudem gut standardisieren und deshalb vorfertigen lassen. So beschränkt

sich der Aufwand an Ort und Stelle auf den Zusammenbau vorkonfektionierter Fertigteile. Außerdem lassen sich die konstruktiv notwendigen Überhöhungen durch die Anspannkraft der Zugstangen steuern.

Vielleicht erklärt dies die ungewöhnlich weite Verbreitung des Bausystems von Howe. Es wird berichtet, daß in den USA im Jahr 1890 die Gesamtlänge allein der mehr als 30 m weit gespannten Eisenbahnbrücken mit Howe'schen Trägern etwa 200 km betragen habe.

Ob sie in jedem Einzelfall mehr als nur überschlägig berechnet waren, scheint hingegen fraglich. Eher wird man sich auf realistische Belastungsversuche verlassen haben und auf Erfahrungen mit den bereits gebauten Brücken. Die heute verfügbaren genaueren Rechenverfahren sind jedenfalls erst in der Zeit danach entwickelt worden.

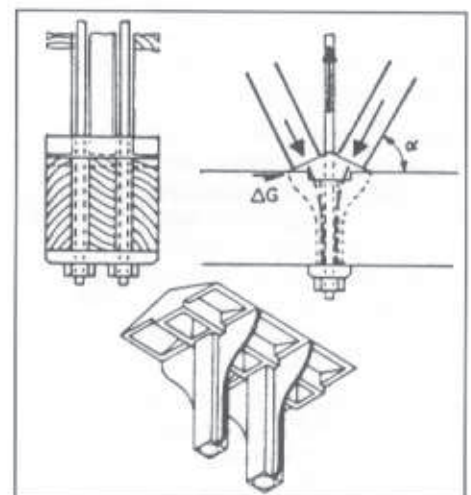


Bild 7 Verbindungsknoten aus Gußeisen beim Howe'schen Träger

2. Planungsunterlagen

2.1 Rahmenbedingungen

Wichtigste Aufgabe einer Brücke war es stets, zwei durch ein Hindernis getrennte Punkte miteinander zu verbinden. Welches Baumaterial sich dafür am besten eignen würde, war zunächst ohne Bedeutung. Darüber entschieden erst nachgeordnete Gesichtspunkte wie etwa die gestalterische Absicht des Planers, die Verfügbarkeit am Ort, wirtschaftliche Gründe u. a.

Im Kern hat sich an diesen Zusammenhängen bis heute nichts geändert. Allerdings muß berücksichtigt werden, daß früher die Auswahl an Materialien sehr beschränkt war. Noch bis ins 19. Jahrhundert hinein standen überhaupt nur zwei Baustoffe zur Verfügung, nämlich Holz und Stein (abgesehen von Bambus, den man jedoch nur im tropischen Asien benutzte).

Erst dann kam zunächst Gußeisen, später Stahl und Stahlbeton hinzu, wodurch sich die konzeptionellen Möglichkeiten ganz wesentlich erweiterten.

Seinen günstigen mechanisch-technologischen Eigenschaften verdankt Holz, daß es seit jeher zu den bevorzugten Materialien für den Brückenbau zählt. Es ist das leichteste von allen, kann dennoch erhebliche Druck- und Zugspannungen aufnehmen, vor allem aber, es blieb bis zur Einführung des Stahls das einzige, mit dem man zusätzlich auch Biegebeanspruchungen aufnehmen konnte.

Ungünstig war die oft nur begrenzte Standdauer von offenen, ungeschützten Holzbrücken. Inzwischen sind aber auch hier Möglichkeiten bekannt, um auch solche Brücken wirksam vor schädlichen Auswirkungen freier Bewitterung zu schützen, so daß sie denen mit Dach in dieser Hinsicht kaum mehr nachstehen.

Auch unter dem Aspekt eines wachsenden Verantwortungsbewußtseins der Umwelt gegenüber bietet Holz nahezu ideale Voraussetzungen für ein mit der Landschaft verbundenes Bauen bei umweltschonender Technik in allen Verarbeitungsstufen.

Dies sind Gründe, weshalb der Bau von Holzbrücken seit einigen Jahren wieder mehr und mehr an Bedeutung hinzugewinnt. Daß es sich dabei weder um Zufall noch um kurzlebige Mode handelt, sondern um einen anhaltenden, gut begründeten Trend, beweisen immer wieder neue Beispiele gelungener Gestaltung und Konstruktion.

Gerade in jüngster Zeit sind eine ganze Reihe neuer Planungskonzepte entstanden, wobei sich Tendenzen sowohl zu immer werkstoffgerechteren Lösungen als auch zu sinnvollen Verbundkonstruktionen mit anderen Materialien abzeichnen.

2.2 Allgemeine Planungsgesichtspunkte

Den Entwurf einer Holzbrücke können beeinflussen:

1. Die örtliche Geländesituation, festgehalten im Lageplan mit Höhenaufnahmen und Geländeschnitten. Charakteristische Merkmale sind:
 - Überquerung eines Geländeeinschnittes, einer niveaugleich oder evtl. höher gelegenen Straße, einer Bahnlinie, eines Gewässers oder anderer Hindernisarten;
 - Höhenlage fixierter Anfangs-, End- oder Zwischenpunkte;
 - die formale Gliederung des Baugebietes.
2. Anbindung an weiterführende Wegenetze, die entweder schon bestehen oder neu angelegt werden.
 - Hier wird man zunächst versuchen, die Hindernisse auf möglichst kurzem Wege zu überqueren. In bestimmten Situationen kann es jedoch besser sein, nicht die kürzeste Verbindungslinie zu wählen, wenn sie anders besser geführt, eingebunden oder durch niedrigere Steigungsverhältnisse bequemer ausgeführt werden kann.
 - Ferner kann es sein, daß eine längere Brücke zur kürzeren Verbindung zwischen zwei Bezugspunkten wird, wenn man den Gesamtzusammenhang eines Weges sieht.
3. Die bestehende städtebauliche oder ländliche Struktur, in die sich das Brückenbauwerk einfügen soll.
4. Die am Bauort vorgefundenen Bodenverhältnisse, aus denen sich Gründungsmöglichkeiten und, dadurch bedingt, oft auch Spannweiten und geeignete statische Systeme ableiten lassen.
5. Gültige Normen und Vorschriften, auf die im Abschnitt 2.6 näher eingegangen wird.
6. Auflagen durch die mitunter zahlreichen Genehmigungsinstanzen (z. B. Regierungspräsidium, Landratsamt, Wasserwirtschaftsamt, Wasser- und Schifffahrtsamt, Straßenbauamt, Bundesbahn, Denkmalamt, Naturschutzbehörde u. a.).
7. Besondere Wünsche der (im Regelfall öffentlichen) Auftraggeber bzw. deren Entscheidungsgremien (Bauverwaltung, Stadt-, Gemeinderat) sowie evtl. mittelbar oder unmittelbar von der Baumaßnahme betroffene Bürger.

8. Der Versuch, trotz aller unabänderlichen Einschränkungen eine wohl überlegte, ebenso unverwechselbare wie originelle und auf die jeweilige Situation im weitesten Sinn optimal zugeschnittene Lösung zu finden.

- Die Erfahrung zeigt, daß dieses Bemühen, das viel Engagement von allen Beteiligten erfordert, bei den meisten Bauherren Zustimmung findet und zwar selbst dann, wenn deshalb die Baukosten etwas höher ausfallen als bei der billigsten, dafür aber weniger optimierten und formal nicht befriedigenden Lösung.

Als Ziel muß allerdings gelten, in diesem Sinne gut und kostengünstig zu bauen.



Bild 8 Einspur-Strassenbrücke (Brückenklasse 30) über die B 295 in Stuttgart

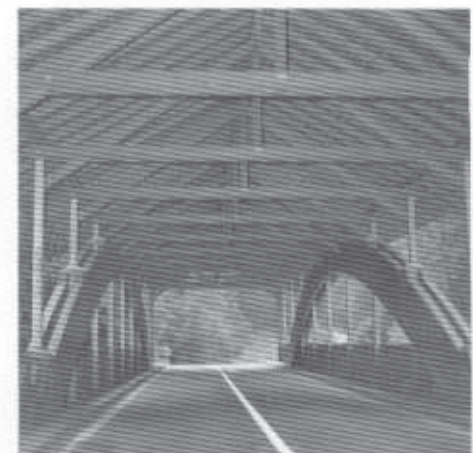


Bild 9 Straßenbrücke über die Sense bei Albingen

Als ein übergeordneter, auf die Umwelt bezogener Gesichtspunkt sei schließlich noch angeführt, daß das Bauen mit Holz natürlich auch bedeutet, den einzigen auch bei uns nachwachsenden Rohstoff zu nutzen. Erst durch diese Nutzung kann die Forstwirtschaft rentabel werden und damit der Erhalt und die Pflege der einheimischen Wälder möglich.

2.3 Einsatzbereiche

Neue Brücken aus Holz werden derzeit überwiegend für Fußgänger und Radfahrer errichtet. Sie werden überall dort gebraucht, wo im Zuge von innerorts oder in freier Landschaft angelegten Fuß- und Radwegenetzen entweder natürliche Hindernisse oder andere Verkehrswege (Straße, Bahn) überbrückt werden müssen, um niveaugleiche Kreuzungen und die damit verbundenen Gefahren zu vermeiden.

Daneben wurden neuerdings auch mehrere Straßenbrücken aus Holz gebaut. Einige offen, mit seitlich oder unterhalb der Fahrbahn angeordnetem Tragwerk, andere in der traditionellen Form mit Dach und geschoßhohen Trägern in den Seitenwänden (Bilder 8+9).

Insgesamt gesehen ist die Anzahl neuer Beispiele aber noch gering, bei jedoch deutlich zunehmender Tendenz.

Bislang sind solche Brücken für 30-, im Einzelfall auch für 60-Tonnen-Fahrzeuge bemessen. Noch höhere Lastannahmen wären möglich. Technisch und mit den heute verfügbaren Baumethoden bestünden keine unüberwindbaren Probleme, um dauerhafte Straßenbrücken für jede der üblichen Belastungsarten zu bauen. Probleme liegen nicht im Machbaren, sondern allenfalls in der Akzeptanz durch die zuständigen Planungsträger. In den USA, wo langjährige Erfahrungen mit Schwerlastbrücken vorliegen, werden auch Autobahnen über Brücken in Holzkonstruktion geführt (Bild 10).

2.4 Herstellung

Holzbrücken lassen sich auf zu unterschiedliche, oft ganz unkonventionelle Art und Weise herstellen, als daß daraus allgemeingültige Regeln abzuleiten wären. Vielmehr muß man auch hier in jedem Einzelfall nach dem methodisch, technisch und im Ablauf günstigsten Verfahren suchen. Das sollte in engem Einvernehmen zwischen Planern und Bauherrn einerseits sowie ausführender Firma andererseits geschehen. Verschieden strukturierte Hersteller werden dabei häufig zu sehr unterschiedlichen Ergebnissen gelangen.

Allerdings, in einem Punkt sind alle Firmen sich einig: Sie werden stets versuchen, den größtmöglichen Leistungsanteil in die Werkstatt vorzuverlegen, um den Aufwand an der Baustelle soweit als möglich zu reduzieren.

Dies trifft um so mehr zu, je komplexer die Bauaufgabe und je größer die Entfernung zwischen Herstellerbetrieb und Bauort ist.

Als Ansprechpartner für die Ausschreibung und spätere Ausführung von Holzbrücken kommen in erster Linie Zimmereibetriebe in Frage, bei großem Leistungsumfang auch Arbeitsgemeinschaften, insbesondere aber die Holzleimbaubetriebe, welche ihrerseits dann mit örtlich oder überregional tätigen Holzbaufirmen zusammenarbeiten.

Als weiterer wichtiger Arbeitspartner kommt meistens noch ein Bauunternehmer hinzu, da Gründungen und Wider-

lager in der Regel aus Stahlbeton hergestellt werden.

Für die Durchführung ist es zweckmäßig, wenn zum Zeitpunkt der Ausschreibung die zeichnerische (und möglichst am Modell überprüfte) Planung weitestgehend abgeschlossen ist, also mehr als nur die grundsätzlichen Entscheidungen getroffen sind. Gerade bei Holzkonstruktionen ist es notwendig, wenn der Bieter von allen Einzelheiten Kenntnis hat und damit in der Lage ist, sein spezifisches Herstellungskonzept zu entwickeln, aber auch Risiken oder Ersparnisse abzuschätzen sowie insgesamt den genau umrissenen Leistungsumfang in seinem Angebot zu erfassen. Auseinandersetzungen über später vorgebrachte Nachforderungen sind dann weitgehend ausgeschlossen.

Die Ausschreibung nach einem rein funktional zu beschreibenden Leistungskatalog hat sich, unter den besonderen Bedingungen des Holzbrückenbaues, insbesondere wegen der fast immer geforderten individuellen, „maßgeschneiderten“ Lösung, nur in Ausnahmefällen bewährt.

Bei richtigem Ablauf erhält die Ausführungsfirma parallel zum Auftrag auch die vollständigen, vom Prüflingenieur freigegebenen und vom Bauherren genehmigten Ausführungsunterlagen der Planer. Darüber hinaus zählen Werkstattzeichnungen nach HOAI § 64.5 häufig und Auftritte stets zu den Leistungen des Unternehmers.



Bild 10 Autobahnbrücke bei Mount Rushmore in South Dakota, USA 1968

2.5 Transport und Montage

Aus dem Bestreben der Firmen nach möglichst weitgehender Vorfertigung im Werk folgt die Notwendigkeit des Transportes großer, oft schwerer und sperriger Teile.

Bis zu welcher Größe der Transport von Einzelbauteilen äußerstenfalls noch sinnvoll oder möglich ist, hängt weitgehend von den Straßenverhältnissen zwischen Hersteller- und Bauort ab. Die Grenzen werden hier insbesondere von den Radien bei Straßenkurven mit angrenzenden Hindernissen (Bäume, Verkehrszeichen, Gebäude) sowie durch die lichten Durchfahrtsmaße unter Brücken markiert. Im allgemeinen wird man jedoch davon ausgehen können, daß für Bauteile mit Längen von 30–40 m und Höhen von (einschließlich Fahrzeug) max. 4,50 m noch keine besonderen Transportprobleme bestehen.

Die meisten Holzbrücken lassen sich also als Ganzes herstellen, transportieren und montieren. Wo dies nicht möglich ist, unterteilt man zweckmäßigerweise an Stellen, wo entweder gar keine Biegemomente auftreten (Fugen, Gelenke), oder nur geringe (z. B. bei Durchlaufträgern).

Wegen des niedrigen Raumgewichtes führt die Last von Holzbauteilen praktisch nie zur Größenbegrenzung einzelner Segmente.

Wenn allerdings die Baustelle für Hebezeuge nicht zugänglich ist, oder deren Tragkraft lediglich deshalb überdimensional hoch ausgelegt sein muß, weil sich die Brückenteile nur bei extrem großen Ausladungen in ihre Auflager versetzen lassen, dann kann (im Ausnahmefall) auch allein der Montagevorgang, und zwar unter wirtschaftlichen Gesichtspunkten, zu einer Begrenzung von Einzelgrößen führen.

2.6 Normen, Lichtraumprofile

Als Grundlage für die Planung von Holzbrücken gelten die Bestimmungen der DIN 1052 Teil 1 (4.88) Holzbauwerke; Berechnung und Ausführung und DIN 1052 Teil 2 (4.88) Holzbauwerke; Mechanische Verbindungen. Für Fragen, die bei hölzernen Brücken abweichend vom übrigen Holzbau geregelt sind, gilt DIN 1074 (5.91) Holzbrücken; Berechnung und Ausführung.

Hinsichtlich der Qualitätsmerkmale von Bauholz sind DIN 4074 Teil 1 Sortierung von Nadelholz nach der Tragfähigkeit (Nadelschnittholz) und, soweit zutreffend, DIN 4074 Teil 2 Bauholz für Holzbauteile, Gütebedingungen für Baurundholz (Nadelholz).

Werden für Aussteifungsscheiben, zur Kraftübertragung an Verbindungspunkten o. ä. Holzwerkstoffe eingebaut, so müssen Sperrhölzer DIN 68 705 Teil 3 (12/81) Sperrholz; Bau-Furniersperrholz bzw. Teil 5 (10.80) Sperrholz; Bau-Furniersperrholz aus Buche entsprechen

In Bezug auf den Holzschutz wird grundsätzlich nach baulichen und chemischen Maßnahmen unterschieden, die in der DIN 68 800 festgelegt sind (s. Abschnitte 2.7 und 2.8).

Für Lastannahmen gilt DIN 1072 (12.85) Straßen- und Wegebrücken; Lastannahmen in Verbindung mit DIN 1055 Teil 1+2 Lastannahmen für Bauten. Brückenkontrollen unterliegen den Vorschriften der DIN 1076 (3.83) Ingenieurbauwerke im Zuge von Straßen und Wegen; Überwachung und Prüfung.

Für die Bemessung der Lichtraumprofile von Brücken für Fußgänger-, Radfahr- und Kfz-Verkehr gelten derzeit in allen Bundesländern die „Richtlinien für die Anlage von Straßen (RAS) Teil: Querschnitte (RAS-Q)“, Ausg. 9/82 [2.1].

Darin werden den jeweiligen Verkehrsräumen (Ausgangsmaß + Bewegungsspielraum) noch seitlich wie nach oben hin Sicherheitsräume hinzugeschlagen, wonach sich für die häufigsten Planungsfälle die in Tabelle 1 zusammengefaßten Lichtraumprofile ergeben.

Sie gelten als Mindestmaße, die sowohl bei der Brücke selbst als auch bei der Überquerung eines entsprechend anderen Verkehrsweges freigehalten werden müssen. Gleichzeitig wird festgelegt, daß die Vorderkante von Stützen zwar unmittelbar neben Fußwegen, aber erst in 0,45 m Entfernung von Radwegen und in 1,25 m Abstand von Straßen für mehr als 70 km/h Fahrgeschwindigkeit stehen dürfen.

Ein weiterer Sicherheitszuschlag von 20 cm wird in vielen Fällen auch für die lichte Höhe über Straßen verlangt, die dann 4,70 m betragen muß.

Die Lichtraumprofile über Bahnhöfen richten sich nach der Betriebsart und der planmäßigen Fahrgeschwindigkeit auf einer zu überbrückenden Strecke. Die Höhen betragen mindestens 4,90 m über Schienen-Oberkante (bei nicht elektrifizierten Strecken) und 7,90 m (bei elektrif. Strecken für $V > 200$ km/h). Seitlich müssen Abstände zwischen 3,50 m (in Geraden auf Strecken mit $V \leq 200$ km/h) und bis zu 4,80 m (an der Bogenaußenseite von Krümmungen auf Strecken mit $V > 200$ km/h) von der benachbarten Gleismitte eingehalten werden.

Genauere Maße für den jeweiligen Einzelfall sind in Abstimmung mit den Bauämtern der zuständigen Bundesbahndirektion festzulegen. Ergänzend gelten die Vorschriften in [2/2].

Über schiffbaren Binnengewässern gelten, auf den jeweiligen höchsten schiffbaren Wasserstand bezogen, sehr unterschiedliche Lichtraumhöhen. Sie können unter 6,0 m, aber auch mehr als 9,0 m betragen. Es empfiehlt sich deshalb, die jeweiligen Anforderungen bei dem zuständigen Wasser- und Schifffahrtsamt zu erfragen.

Über anderen Gewässern muß bei höchstem Hochwasser (Jahrhunderthochwasser) unterhalb der Brücken noch ein Freibord von mindestens 50 cm verbleiben. Die gültigen Hochwassermarken werden von den Wasserwirtschaftsämtern festgelegt.

Tabelle 1 Mindestmaße des lichten Raumes nach [2/1]

Verkehrsart	Lichtraumbreite [m] (Verkehrsraumbreite + seitl. Sicherheitsraum)	Lichtraumhöhe [m] (Verkehrsraumhöhe + ober. Sicherheitsraum)
Radverkehr, einspurig	$1,00 + 2 \times 0,25 = 1,50$	$2,25 + 0,25 = 2,50$
Radverkehr, zweispurig	$2,00 + 2 \times 0,25 = 2,50$	$2,25 + 0,25 = 2,50$
Fußgängerverkehr, zweispurig ¹⁾	$2 \times 0,75 + 0,00 = 1,50$	$2,25 + 0,25 = 2,50$
Kfz-Verkehr, z. B. einspurig ohne Gegenverkehr, $V_{zul} = 50$ km/h	$2,50 + 2 \times 0,75 = 4,00$	$4,20 + 0,30 = 4,50$
Kfz-Verkehr, z. B. zweispurig mit Gegenverkehr, $V_{zul} \leq 70$ km/h	$2 \times 3,25 + 2 \times 1,00 = 8,50$	
Kfz-Verkehr, z. B. zweispurig mit Gegenverkehr, $V_{zul} \geq 70$ km/h	$2 \times 3,35 + 2 \times 1,25 = 10,00$	

¹⁾ Für Brücken, die von Fußgängern und Radfahrern gemeinsam genutzt werden, ist der Lichtraum wie für Radverkehr zu planen.

2.7 Baulicher Holzschutz

2.7.1 Allgemeines

Vernachlässigter Holzschutz, der teils auf Unkenntnis, teils auf fehlerhafter Planung beruht, gilt als Ursache von immer wieder auftretenden, in jedem Fall aber vermeidbaren Bauschäden an Brücken.

Daher ist es eines der wichtigsten Anliegen dieser Schrift, detailliert auf solche Fragen hinzuweisen und gleichzeitig Lösungen aufzuzeigen, mit denen sich Schäden sicher verhindern lassen.

Zu den kennzeichnenden Merkmalen des Holzes zählt, daß es, in einem in sich geschlossenen Kreislauf der Natur, einerseits beständig nachwächst, andererseits aber, unter dem Einfluß andauernder Feuchte, verrottet, um sich wieder zum Nährstoff für neues Holz zurückzuverwandeln.

Diesen Kreislauf gilt es aufzuhalten, solange Holzbauten sicher und beständig ihre Funktion erfüllen sollen, wozu im wesentlichen nichts anderes nötig ist, als das Holz trocken zu halten.

Bei Holzbrücken geschieht das am wirksamsten mit dem einfachen Mittel des Daches, das Regen von der tragenden Konstruktion fernhält.



Bild 11 Kapellenbrücke in Luzern, um 1300

Wegen des Daches, nur deshalb, sind heute noch so viele alte Holzbrücken erhalten, vor allem in Mitteleuropa und in Nordamerika. Als ältestes Beispiel gilt die Kapellenbrücke in Luzern, die um 1300 als Teil der damaligen Stadtbefestigung gebaut wurde und immer noch – nach fast 700 Jahren – als Fußgängerbrücke genutzt wird (Bild 11) aus [2/3].

In vielen Fällen ist eine Überdachung aber weder möglich, etwa wegen unzureichender Lichtraumhöhe, noch sinnvoll, beispielsweise aus städtebaulichen Gründen oder vom Bauherren gewünscht, weil die Baukosten solcher Brücken zumeist höher liegen als bei offenen Brücken. Dann muß mit anderen baulichen Mitteln ein Schutz vor schädigenden Witterungseinflüssen erreicht werden.

2.7.2 Offene Brücken

Nicht überdachte Holzbrücken bedürfen insbesondere an folgenden Stellen baulicher Schutzmaßnahmen:

1. Bei über Kreuz verlegten Hölzern.

Am häufigsten geschieht das mit Bohlen, die quer zur Laufrichtung auf Längshölzern flächig aufgelegt und befestigt sind (Bild 12a).

Bestehen Fugen zwischen den Bohlen, so bilden sich an den Kreuzungspunkten mit den Auflagerhölzern rasch Schmutzkegel, die Feuchtigkeit speichern und an die angrenzenden Holzflächen abgeben. Außerdem dringt Wasser kapillar in die Auflagerfläche unter den Bohlen ein.

So kann in diesem Bereich Fäulnis entstehen, was dazu führt, daß außer den Bohlen auch noch die Längshölzer zu Verschleißteilen werden, die mittelfristig zu erneuern wären.

Diese Gefahr läßt sich durch Verringerung der Auflagerfläche abmildern, etwa durch Abschrägung der Träger-Oberseiten oder durch zwischengelegte Leisten.

Noch günstiger wäre, gespundete anstelle von glattkantigen Bohlen zu verwenden. Dann kann die erwähnte Schmutzsammmlung nicht auftreten, wobei zwar immer noch etwas Regenwasser durchdringt, aber doch wesentlich weniger als bei offenen Fugen (s. Abschnitt 3.2).

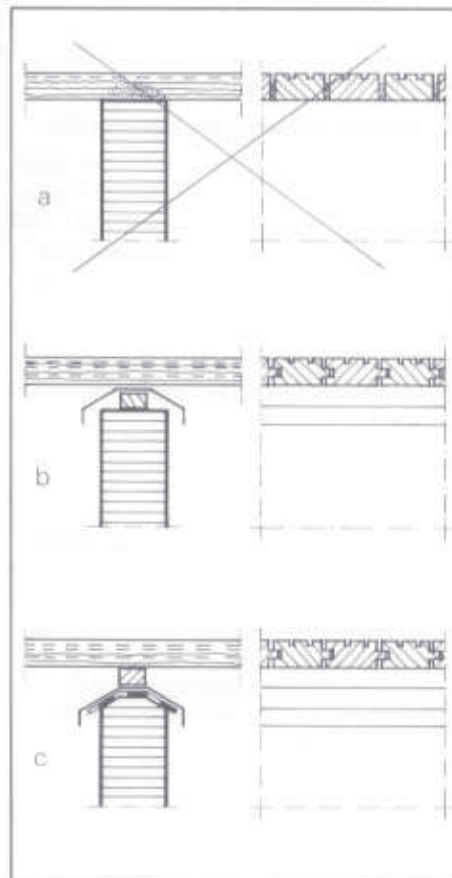


Bild 12 Bohlenlagerung auf Längshölzern

Nahezu ausgeschlossen sind Schäden, wenn die Längshölzer zusätzlich noch zumindest mit Streifen aus Bitumenpappe oder Folie, besser mit Blech abgedeckt sind. Allerdings dürfen solche Abdeckungen nicht horizontal enden, um den Rücklauf von Wassertropfen an die Unterseite zu vermeiden (Bilder 12b und c).

2. Anschlußbereich von Geh- und Fahrbahnen an seitlich aufsteigende Hölzer.

Dies ist insbesondere bei allen Trogbriicken der Fall, wo ein Bohlenbelag auf seitlich an den Hauptträgern entlanggeführten Längshölzern aufliegt.

Für diesen Eckbereich sind, bezogen auf den baulichen Holzschutz, nur zwei ganz unterschiedliche Ausführungsarten möglich:

Entweder, wie bei durchlässigen Belägen üblich, wird die horizontale Ebene vollständig von der vertikalen getrennt, so daß kein direkter Kontakt zwischen Gehbahn und Trogträger besteht, oder sie werden kraftschlüssig miteinander verbunden, dann aber in der Übergangzone sorgfältig abgedichtet, wie im Regelfall bei geschlossenen Belägen. Prinziplosungen für beide Möglichkeiten zeigen die Bilder 13 und 14.

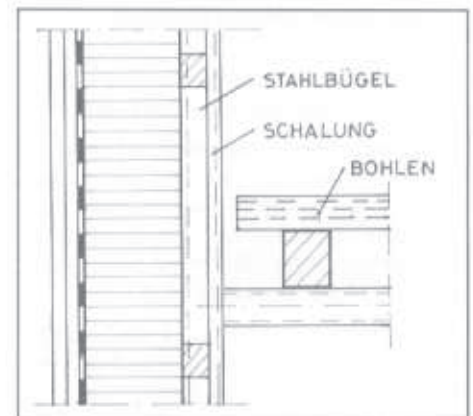


Bild 13 Eckausbildung mit offenem Belag



Bild 14 Eckausbildung mit geschlossenem Belag

2.7.2 Offene Brücken (Fortsetzung)

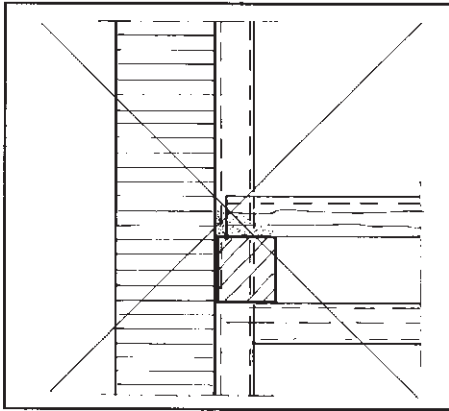


Bild 15

Eine Lösung nach Bild 15 ist ungeeignet, da hier dieselben Probleme auftreten, wie unter 1. beschrieben: In den Fugen zwischen den Bohlen sowie zwischen Bohlenenden und Trogträger wird sich Schmutz ansammeln und überdies Nässe in die Kontaktfugen eindringen.

An solchen dauernd feucht gehaltenen Stellen beginnen Holzschäden, deren Ausbreitung oft kaum bemerkt wird, die auch für Holzschutzmittel nur schwer erreichbar sind, deren Folgen unter ungünstigen Bedingungen aber durchaus gravierend sein können.

3. Nebeneinandergestellte Holzträger unter offenen Belägen.

Obwohl dies eine sinnvolle Lösung ist, wenn es gilt, an Konstruktionshöhe zu sparen, so birgt sie doch Gefahren.

Berühren sich die Seitenflächen ohne geschlossenen Verbund und gibt es keine Abdeckungen, dringt Regenwasser zwischen die Träger ein, was sie unter Umständen sogar gleich von zwei Seiten her schädigen kann (Bild 16a).

Auf die Dauer gesehen sind hier Schäden nur dann mit Sicherheit vermeidbar, wenn auch dieser Bereich mit geeigneten baulichen Mitteln trocken gehalten wird.

Es bieten sich an:

- Abgeschrägte Abdeckungen der Träger-Oberseiten (Bild 16b+c) mit oder ohne
- Verleimung der Träger-Seitenflächen (Bild 16c)
- Auseinanderrücken der Träger (Bild 16d).

Werden mehrere Träger unterhalb der Belageebene nebeneinandergestellt (Konstruktionsbeisp. 3.4.5) oder zum Block verleimt (Konstruktionsbeisp. 3.4.6), so ist eine durchgehende Abdichtung der gesamten Oberseite unbedingt erforderlich.

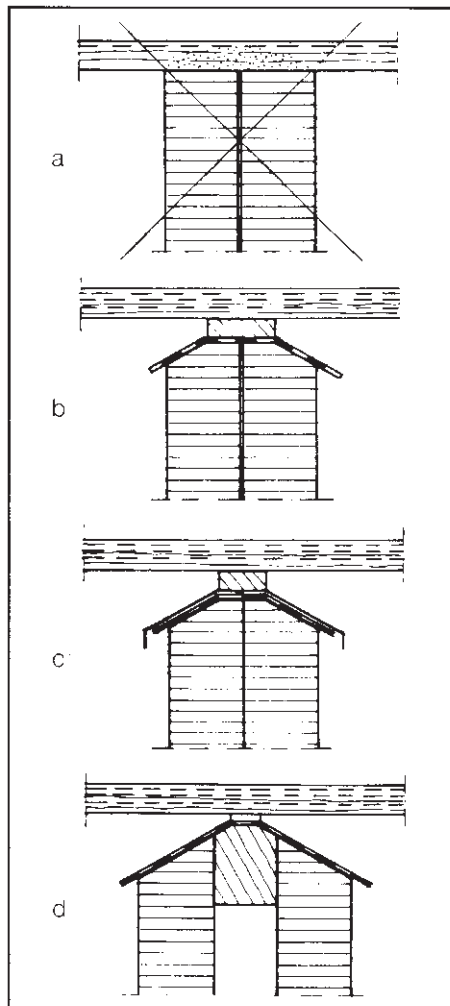


Bild 16 Bohlenauflieger auf Doppelträgern

4. Große, freiliegende Holzprofile.

Es gibt zweifellos gute Gründe, die dafür sprechen, Holzkonstruktionen als Gestaltungselemente sichtbar zu belassen. Fast alle Planer teilen diese Auffassung und handeln danach. So ist der architektonische Wert, der wirtschaftliche Nutzen, aber auch die vom Innenraum ausgehende Atmosphäre vieler und sehr unterschiedlicher Holzbauten positiv beeinflusst worden.

Holzbrücken sind jedoch ein Sonderfall. Hier wird man prinzipiell von vollständig exponierten Konstruktionen abraten und statt dessen Verkleidungen bzw. Abdeckungen als bauliche Mittel empfehlen, mit denen zumindest die direkten Witterungseinflüsse von den tragenden Holzbauteilen ferngehalten werden. Deshalb sind bei allen Konstruktionsbeispielen des Abschnittes 3.4 entsprechende Vorkehrungen dargestellt.

Schräg angeschnittene Oberseiten für sich allein behindern die mögliche Rissebildung nicht.

Ohne Schutz sind Hölzer der ständig wechselnden Beanspruchung durch Regen und Sonneneinstrahlung (direkte

Bewitterung) ausgesetzt, als deren Folge nach einiger Zeit Risse entstehen. Dabei sind große, kompakte Querschnitte gefährdeter als kleine, waagerechte Flächen anfälliger als senkrechte, Risse, die zum Inneren des Holzes nach unten geneigt sind, problematischer als andere.

In statischer Hinsicht sind diese Risse unbedeutend. Wenn sie es aber ermöglichen, daß Regenwasser in tieferliegende Holzschichten eindringt und dort nicht wieder abfließen kann, dann wird auch an solchen Stellen die unkontrollierbare Fäulnisbildung begünstigt.

Neben der konsequenten Abdeckung lassen sich noch drei weitere Schutzmaßnahmen als Ergänzung, aber nicht als Ersatz, empfehlen:

- Herstellung von Brettschichtholz mit Brettlamellen von ≤ 2 cm Dicke;
- Verwendung des von Natur aus resistenten Kernholzes der Eiche, Kiefer oder Lärche (alle drei als Vollholz, Kiefer und Lärche auch als Brettschichtholz). Auch Bauteile aus diesen Holzarten dürfen nicht ständig der freien Bewitterung ausgesetzt sein;
- regelmäßige, sorgfältig aufgebrachte Anstriche mit chemischen Holzschutzmitteln (s. Abschnitt 2.8). Die Maßnahmen müssen den Gefährdungsklassen nach DIN 68 800 Teil 3 angepaßt sein. Am zweckmäßigsten erfolgen solche Anstriche im Sommer nach einer Reihe von trockenen Tagen, wo evtl. Risse offen sind und Holzschutzmittel bis in die gleichen Tiefen vordringen kann wie das Regenwasser, um dort möglichen Schäden vorzubeugen.

5. Bereiche von Auflagern, Stößen und Gelenkpunkten.

Hier gelten sinngemäß die vorgenannten baulichen Schutzmaßnahmen, die stets darauf abzielen, Dauerfeuchte von Holzbauteilen abzuhalten.

Holz darf nicht mit Erde in Berührung kommen und nicht ohne Zwischenlager auf Betonflächen aufliegen oder daran anstoßen. Günstig ist die klare Trennung verschiedener Bauteile mit großen Fugen, wobei evtl. noch Rinnen zur Ableitung von Oberflächenwasser einzubauen sind.

Besondere Sorgfalt erfordert dabei der Schutz von Hirnholzflächen. Ferner muß man bei der Detailsbildung jener Punkte ggf. noch beachten, daß in einigen Fugen planmäßige Horizontalverschiebungen auftreten, die sich aus den (meist sehr geringen) Längenänderungen hölzerner Brückenbauteile unter Belastung (z. B. bei Abbau von Überhöhungen) oder Temperatur- und Feuchteschwankungen ergeben.

2.7.3 Überdachte Brücken

Wie eingangs erwähnt, ist das Dach schon für sich allein genommen das wirksamste aller baulichen Holzschutzmittel. Folgende Bauregeln sollten aber beachtet werden, um die gegebenen Möglichkeiten voll zu erschließen:

- Dächer müssen seitlich und über die Brückenden weit genug überstehen, damit nicht schon leichter Schlagregen die Seitenflächen – in der Regel also das Brückentragwerk – erreicht.

Als Richtwert wird hier ein Winkel von max. 60° empfohlen, über den hinaus, vom Handlauf aus gemessen, die Dachkante nicht zurückstehen sollte (Bild 17).

- Unterhalb des Handlaufes sollten Verkleidungen bestehen, die den unteren Teil des Haupttragwerkes mit abdecken und damit gleichzeitig auch die Geh- und Fahrbahn vor direkter Bewitterung schützen. Sofern nicht die gesamte Seitenfläche geschlossen ist, wird man trotzdem damit rechnen müssen, daß gelegentlich Schlagregen oder Schnee ins Brückeninnere gelangen. Diese Nässe kann normalerweise aber rasch wieder abtrocknen, bedeutet daher keine Gefahr. Im Winter verhindern zudem die Klimabedingungen das Entstehen von Fäulnis im Holz.
- Für die Sicherung von Stößen und von Anschlußbereichen am Brückenwiderlager gelten die Ausführungen im Abschnitt 2.7.2, Punkt 5, entsprechend.
- Für die Neigungen der Dachflächen sind 0° (Flachdach) bis ca. 45° empfehlenswert. Steiler geneigte Dächer reduzieren zwar die anrechenbare Schneelast, bieten gleichzeitig jedoch zu große Angriffsflächen für Wind, was die Horizontalaussteifung erschwert und außerdem das äußere Erscheinungsbild der Brücke meist ungünstig beeinflusst.

Als Materialien für die Dachdeckung werden Ziegel, Falzblech, Trapezblech, Glas oder Schindeln aus Lärche, Eiche, Zeder (aber jeweils nur Kernholz) verwendet.

Im Abschnitt 3.3 sind einige Konstruktionsbeispiele überdachter Holzbrücken dargestellt und erläutert. Zusammen mit den nicht überdachten Beispielen mögen sie den breit gefächerten Entwicklungsstand dokumentieren und neue Ideen vermitteln.

2.8 Chemischer Holzschutz

Für den vorbeugenden chemischen Schutz tragender Holzbauteile gilt die DIN 68 800 Teil 3 Holzschutz.

Danach fallen nur die tragenden Bauteile, die der direkten freien Bewitterung ausgesetzt sind, in die Gefährdungsklasse 3. Das heißt, diese Hölzer müssen nach dem Abbund vorschriftsmäßig mit einem öligen oder wasserlöslich-fixierendem Holzschutzmittel gegen Insekten und holzerstörende Pilze imprägniert werden.

Das verwendete Fabrikat benötigt ein gültiges Prüfzeichen des Deutschen Institutes für Bautechnik, Berlin, mit den Prädikaten Iv, P und W.

Als zusätzliche Schutzschicht wird ein farbiger Lasuranstrich empfohlen, welcher je nach Bewitterungsintensität in Abständen von 2–5 Jahren erneuert wird. Die erste Nachbehandlung bewitterter Holzflächen sollte jedoch im Spätsommer des auf die Fertigstellung folgenden Jahres empfohlen.

Für nur indirekt bewitterte Holzbauteile genügen z. T. wesentlich längere Erneuerungsintervalle, vollständig abgedeckte Hölzer brauchen in aller Regel überhaupt keine Nachpflege.

Sollten im Einzelfall (beispielsweise für Stützen), Hölzer mit Erd- oder mit Wasserkontakt verwendet werden, dann gelten die Anforderungen nach Schutzklasse 4, wonach diese Hölzer mit einem wasserlöslich-, fixierenden, für diese Gefährdungsklasse zugelassenen (Prüfprädiikat Iv, P, W, E) Holzschutzmittel im Kessel-druckverfahren imprägniert sein müssen.

Ansonsten gilt generell der Grundsatz, daß der bauliche Holzschutz entscheidender wichtiger ist als der chemische.

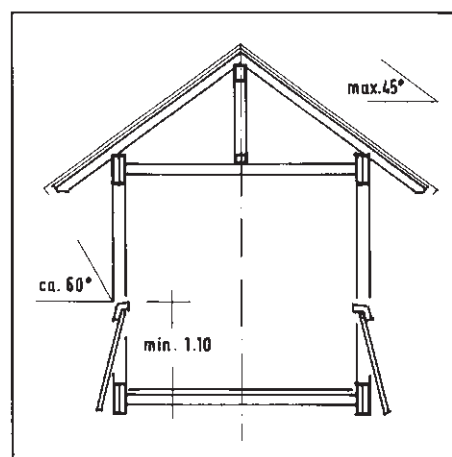


Bild 17

2.9 Korrosionsschutz

Um eine lange Lebensdauer der Brückenbauwerke sicherzustellen, ist dem Korrosionsschutz der Stahlteile besondere Aufmerksamkeit zu widmen. Für alle Stahlteile, die nicht zum Haupttragwerk¹⁾ der Brücke gehören – i. allg. z. B. Dachtragwerke –, ist der Korrosionsschutz nach DIN 1052 Teil 2 Tabelle 1, ausreichend. Aber auch das Haupttragwerk sollte so ausgebildet werden, daß hierfür ein darüber hinausgehender Korrosionsschutz nach Möglichkeit vermieden wird; vor allem ist aus wirtschaftlichen Gründen anzustreben, die Verwendung von rostfreien Stählen tunlichst einzuschränken.

Bestehen die Stahlteile nicht aus rostfreiem Material, so ist deren Korrosionsschutzschicht bei den Brückenprüfungen (s. Abschn. 2.10.) zu kontrollieren. Dabei erscheint es nicht ausreichend, daß nur die von außen sichtbaren Oberflächen der Stahlteile überprüft werden können, sondern auch für die Rückseiten der Stahlteile, die am Holz anliegen (z. B. bei Nagelblechen), sowie für innenliegende Stahlbleche sollte eine mindestens stichprobenartige Kontrolle gewährleistet sein. Hierzu können beispielsweise „Inspektions-Bohrungen“ vorgesehen werden (Konstr. Beisp. 3.3.4).

Sollte sich herausstellen, daß der Korrosionsschutz nicht mehr ausreicht, so ist er auszubessern oder zu erneuern –, ggf. muß das entsprechende Stahlteil ausgewechselt werden, damit die Standsicherheit der Brücke auch weiterhin gewährleistet ist.

Beim Entwurf und der Konstruktion des Brückentragwerks ist ein möglichst guter, konstruktiver Korrosionsschutz aller Stahlteile anzustreben, dem die gleiche Bedeutung zukommt wie dem baulichen Holzschutz. Vor allem die Einwirkung von Streusalz, Spritzwasser und Regen, ferner auch die Kondensatbildung sind schädlich und korrosionsfördernd. Durch eine dichte Abdeckung des Brückentragwerks kann ein wesentlicher und wirksamer Schutz der Stahlteile erreicht werden. Korrosion kann dann nur noch infolge der feuchten Atmosphäre und durch Kondensation eintreten. Allerdings ist bei einer Brücke, die über eine Straße hinwegführt, zu beachten, daß Streusalz durch den Fahrverkehr i. allg. stark mit der Atmosphäre verwirbelt wird und daß diese Salzatmosphäre in den meisten Fällen auch das Brückenbauwerk erreicht.

¹⁾ Zum Haupttragwerk zählen alle Bauteile einschließlich der zugehörigen Aussteifungsverbände, die planmäßige Lasten nach DIN 1072 aufzunehmen haben, insbesondere Verkehrs-Riegelastlasten und Windlasten.

2.9 Korrosionsschutz (Fortsetzung)

Wenn die Stahlteile nicht überprüft werden können und wenn ihr Korrosionsschutz, falls er nicht mehr ausreichen sollte, nicht zu erneuern ist oder die Teile dann nicht ausgewechselt werden können, ist die Verwendung rostfreier Stähle zu empfehlen. Nach DIN 1074, 2.3 gilt der Nachweis einer ausreichenden Korrosionsbeständigkeit als erbracht, wenn molybdänlegierte Chrom-Nickel-Stähle, z.B. Stahl DIN 17440-1.4571, für nichtgeschweißte Bauteile auch Stahl DIN 17440-1.4401 verwendet werden oder wenn Stahlteile 4 mm dicker als statisch erforderlich ausgeführt werden und als Korrosionsschutz eine Zinkauflage von mindestens 610 g/m² mit einer geeigneten Chromatierung (z.B. Farbchromatierung) vorgesehen wird.

Die mechanischen Verbindungsmittel sollen hinsichtlich des Korrosionsschutzes grundsätzlich die gleichen Anforderungen erfüllen wie die Stahlteile.

Dementsprechend ist der Korrosionsschutz nach DIN 1052, Teil 2, Tab. 1, ausreichend für

- Klemmbohlen für rechteckige Dübel aus Hartholz oder Stahl, zweiseitige Ringkeildübel (Dübeltyp A), Rundholzdübel aus Eiche (Dübeltyp B), zweiseitige Einpreßdübel (Dübeltyp D), zwei- und einseitige Einlaß-Einpreßdübel (Dübeltyp E),
- rechteckige Dübel aus Stahl,
- Stabdübel, Paßbolzen, Bolzen, Nägel, Holzschrauben, jeweils bei Holz-Holz-Verbindungen.

Hierbei wurde davon ausgegangen, daß kein Wasser (z. B. Regen, Spitzwasser) in die Fuge zwischen den zu verbindenden Hölzern eindringt und daß Klemmbohlen erforderlichenfalls ausgewechselt werden können, andernfalls sollte rostfreier Stahl verwendet werden.

Ebenso wird der Einsatz von rostfreiem Stahl (Werkstoffnr. s. o.) empfohlen für

- Bolzen (zur Kraftübertragung) für einseitige Einpreßdübel (Dübeltyp D),
- Stabdübel, Paßbolzen, Bolzen, Nägel, Holzschrauben, jeweils in Verbindung mit innenliegenden Blechen aus rostfreiem Stahl (Vermeidung von Spannkorrosion).

Bei Brücken, die vorübergehenden Zwecken dienen (temporäre Brücken), soll sich der Korrosionsschutz an der zu erwartenden Nutzungsdauer orientieren.

Auch für Stahlteile, deren Beanspruchung relativ gering ist ($\sigma \ll \sigma_{zul}$), braucht i. allg. kein rostfreier Stahl verwendet werden, meist genügt statt dessen z. B. eine Zinkauflage von 440 g/m² als Korrosionsschutz.

2.10 Pflege, Unterhaltskosten

Nach DIN 1076 sind für alle Straßen- und Wegebrücken regelmäßige Kontrollen vorgeschrieben und zwar durch einfache Prüfungen jährlich und Hauptprüfungen in Abständen von 6 Jahren.

Notwendige Pflegemaßnahmen erstrecken sich zumeist auf die Schwerpunkte:

- Erneuerung von Schutzanstrichen auf bewitterten Holzoberflächen;
- Erneuerung von Verschleißbelägen;
- Säuberung von Schmutzstellen.

Nur bei fehlerhafter Planung, mangelhafter Ausführung oder unterlassener (rechtzeitiger) Pflege wird man weitergehende Maßnahmen durchführen müssen.

Über die relative Höhe von Unterhaltskosten von Holzbrücken liegt erst seit einer im Auftrag der Entwicklungsgemeinschaft Holzbau in den Jahren 1985/86 bundesweit durchgeführten und von der Forschungs- und Materialprüfungsanstalt Baden-Württemberg ausgewerteten Untersuchung konkretes Zahlenmaterial vor [2/4].

Die Ergebnisse belegen eindeutig, daß die tatsächlichen Unterhaltskosten weit niedriger liegen als bislang vermutet oder in den Ablöserichtlinien des Bundesministeriums für Verkehr [2/5] angegeben.

Bei überdachten Brücken lagen die Kosten erwartungsgemäß niedriger als bei offenen.

Im Durchschnitt wurden jährliche Unterhaltungskosten von 0,9% bei offenen und 0,75% bei überdachten Holzbrücken ermittelt. Rechnet man zu diesen Anteilen noch die Personalkosten für die laufenden Kontrollen mit 0,3% pro Jahr bei überdachten und 0,5% bei offenen Brücken hinzu und räumt für letztere noch weitere Sicherheitsmargen ein, so ergeben sich realistische Unterhaltskosten von höchstens

- 1,0% pro Jahr bei Brücken mit Dach und
- 1,8% pro Jahr bei Brücken ohne Dach.

(Die angegebenen Prozentzahlen beziehen sich auf die aufs Maßnahmejahr hochgerechneten Baukosten (ursprüngliche Baukosten \times Baupreisindex).

Die Untersuchung hat ferner gezeigt, daß die Kosten für den Brückenunterhalt um so niedriger lagen, je regelmäßiger gepflegt wurde, vor allem aber, je umfassender bauliche Schutzmaßnahmen bestanden haben.

Die Unterhaltskosten gut gebauter Holzbrücken liegen demnach gleich niedrig wie bei vergleichbaren Bauten aus anderen Materialien.

3. Konstruktive Ausbildung

3.1 Brüstungen und Handläufe

Beides sind Bauteile, an die besondere funktionale, statische, aber auch gestalterische Anforderungen gestellt werden.

Außerdem sind sie mit die am meisten der Witterung ausgesetzten Teile.

Sämtliche Anforderungen bezüglich Funktion und Tragfähigkeit orientieren sich an der Sicherheit von Brüstungen und Handläufen als seitliche Begrenzung der Geh- und Fahrbahn.

So müssen Handläufe Horizontallasten von 0,8 kN/m aufnehmen können mit entsprechender Verankerung über die Pfosten in der Tragkonstruktion.

Ferner werden Geländerhöhen gefordert, die mit 1,10 – 1,20 m (im Ausnahmefall auch 1,30 m) über Oberkante Brückenbelag heute deutlich höher liegen als früher üblich. Begründet wird dies mit der zunehmenden Nutzung durch Radfahrer, die sich nicht nur schneller fortbewegen, sondern deren Schwerpunkt gegenüber Fußgängern etwas höher liegt, so daß bei zu niedrigem Geländer die Gefahr des Überkippen besteht.

Für den Brüstungsbereich zwischen Handlauf, Pfosten und Belag eignen sich Holzstaketten (Querschnitt $\geq 4/4$ cm), Metallgitter und Sicherheitsglas (ESG, VSG, Drahtglas).

Die lichten Abstände vertikal angeordneter Teile dürfen 12 cm nicht überschreiten. Horizontal verlaufende Teile sollten (vor allem Kindern) das Übersteigen der Brüstung erschweren, also entweder außen oder tief unten an der Innenseite angebracht sein.

Um einen guten baulichen Holzschutz zu erreichen, sollte man alle Detail- und Verbindungspunkte so konstruieren, daß Wasser überall rasch abfließen kann und ausschließlich Kernholz der Kiefer oder der Lärche, alternativ auch auf Salzbasis kesseldruckimprägniertes Kiefernholz verwenden.

Werden Verleimungen vorgesehen, so müssen diese wetterfest sein.

In einigen Fällen dient der Bereich von Handlauf und Brüstung auch zur Befestigung von Lampen für die Brückenbeleuchtung (bei verdeckter Kabelzuführung). In anderen Fällen, z. B. bei Kfz-Verkehr, muß man ihn durch Schrammborde am Fahrbahnrand vor möglichen Beschädigungen schützen (s. Konstruktionsbeisp. 3.4.7).

3.2 Geh- und Fahrbeläge

Von allen verwendeten Materialien haben sich insbesondere zwei am besten bewährt: Holzbohlen und Gußasphalt.

Bohlen sind häufig Trag- und zugleich Verschleißschicht. Ihre Dicke wird dementsprechend über das statisch notwendige Maß hinaus um zumindest 2 cm größer bemessen. Die Verlegung erfolgt gewöhnlich quer zur Laufrichtung mit offenen Fugen. Die Breite solcher Fugen darf nicht zu gering sein, weil sonst Zwängungen beim Brandgefahr besteht durch Zigarettenkippen, die darin hängenbleiben, aber auch nicht zu groß, damit sich weder Schuhabsätze noch Spazierstöcke darin verfangen. Die günstigste Fugenbreite beträgt 6–8 mm.

In vielen Fällen kann es jedoch zweckmäßiger sein, gespundete Bohlen zu verwenden (vgl. Abschnitt 2.7.2), die gegenüber offen verlegten Bohlen folgende Vorteile aufweisen:

- Es können sich keine Schmutzkegel über den Auflagerhölzern bilden;
- Regenwasser dringt in weit geringerem Umfang durch;
- gegenseitige Verwerfungen und unterschiedliche Durchbiegungen von Bohlen sind ausgeschlossen (Stolpergefahr).

Bei Verlegung in der Diagonalen kommen weitere Vorteile hinzu:

- Praktisch alles Regenwasser kann in den Nuten (und Rillen) zur Seite hin abfließen, sofern ein Gefälle in Längsrichtung der Brücke besteht;
- sie könnten zusätzlich noch als Teil eines horizontalen Windverbandes mitwirken;
- es fährt sich mit dem Fahrrad wesentlich geräuscharmer darüber.

Um die **Rutschsicherheit** auf Bohlen, insbesondere bei Nässe und im Winter zu verbessern, sollten sie oberseitig Längsrillen von ca. 7–8 mm Breite und rd. 10 mm Tiefe in Abständen von 10–20 mm erhalten. Wird dann noch Splitt gestreut, der sich in die Rillen einlagert, so erhöht dies die Griffigkeit des Belages und damit die Rutschsicherheit weiterhin beträchtlich.

Die Breite von Bohlen liegt zweckmäßigerweise zwischen ca. 10 und 18 cm.

In gespundeter Ausführung sollten die Nuten einen Bewegungsspielraum von etwa 4% der Bohlenbreite haben, damit diese sich ungehindert den wechselnden Klimabedingungen anpassen können.

Es eignen sich insbesondere Kiefer, Eiche, Lärche und Douglasie (alle nur Kernholz). Einen sehr dauerhaften Schutz haben kesseldruckimprägnierte Bohlen aus Kiefer.

Die Konstruktion unterhalb der Bohlenlage sollte entweder möglichst offen (Konstruktionsbeispiele 3.4.1 u.a.) oder ganz dicht sein (Konstruktionsbeispiele 3.4.2 u.a.). Geschlossen vor allem dort, wo Bohlen nicht gleichzeitig auch die Tragschicht sind. Die dann zu diesem Zweck eingesetzten Lagen aus Brettern oder Bau-Furniersperrholz brauchen unbedingt eine geschlossene Abdichtung entweder aus Blech, wenn Fugen im Bohlenbelag bestehen, durch die hindurch Schädigungen möglich sind, sonst auch aus gewebeverstärkten Kunststofffolien bzw. Bitumenpappe.

Unter solchen Bedingungen sind Bohlenlagen nur noch (pflegearme) Verschleißschichten. Wichtig ist dabei aber zweierlei: An keiner Stelle darf sich Regenwasser stauen, und die (möglichst wenigen) Befestigungsstellen durch die Dichtungsebene hindurch müssen sorgfältig gedichtet sein.

Einen Sonderfall stellt die im Konstruktionsbeispiel 3.4.3 gezeigte Lösung dar. Hier sind die beiden liegend eingebauten Brettschichtholzträger zugleich Tragschicht, Aussteifungsscheibe und weitgehend auch Verschleißschicht. Wegen des multifunktionalen Nutzens, den ein so einfaches Bauteil bietet, ist dies eine sehr preisgünstige Ausführungsart. Sie widerspricht jedoch den oben aufgeführten Regeln des baulichen Holzschutzes.

Deshalb muß man die Träger insgesamt als Verschleißteile betrachten und sie früher oder später erneuern, was deren Kostenvorteile allerdings kaum beeinträchtigt. Zudem läßt sich dieser Zeitpunkt lange hinauszögern, wenn regelmäßig alle 2–3 Jahre (nach einigen trockenen Tagen und nur auf der Oberseite) mit Holzschutzmittel nachimprägniert wird.

Verwerfungen der Platten entstehen nach bisheriger Erfahrung nicht.

Verzinkte Querrahmen aus Stahl sollten entweder durch geeignete Anstriche oder mit aufgelegten Pappstreifen vor Korrosion durch ausgewaschene Holzschutzmittel und Tausalz geschützt werden.

Empfohlen wird ferner, die Platten etwas über die Rahmen abzuheben sowie die beiden Seitenträger, als die wichtigsten

Konstruktionselemente, durch Verkleidungen zu schützen.

Deckschichten aus **Gußasphalt** ergeben in sich geschlossene, griffige und dichte Beläge, sind allerdings nur auf Druck belastbar und deutlich schwerer als Bohlen. Die nötigen Tragschichten bestehen zumeist aus wetterfestem Bau-Furniersperrholz (BFU 100G) nach DIN 68 705 Teil 3 oder aus Furnierschichtholz (mit Zulassung).

Alternativ genügt auch eine Schalung aus gespundeten Brettern, jedoch nur, wenn keine Fahrzeuge über die Brücke fahren dürfen, was zu örtlichen Brüchen im Asphaltbelag führen kann.

Der Schichtaufbau des Belages wird folgendermaßen vorgeschlagen:

- Dichtungsschicht: Bitumenschweißbahn mit hochliegender Trägereinlage aus Polyestervlies, eventuell auf eine Unterlage vollflächig geklebt.
- Schutz- und Deckschicht aus zwei Lagen Gußasphalt, je ca. 3 cm dick. Bei der oberen Lage sollte Polymerbitumen als Bindemittel verwendet und Splitt 0,4 mm eingewalzt werden.

Für Geh- und Radwegbrücken hat sich folgender Aufbau bewährt:

- Unterlage: Glasvlies-Bitumenbahn V13, fein besandet, auf die Tragschicht verdeckt genagelt (Bewegungsausgleich).
- Dichtungsschicht: Bitumenschweißbahn mit hochliegender Trägereinlage aus Polyestervlies, auf die Unterlage vollflächig geklebt.
- Schutzschicht und Deckschicht aus 2 Lagen Gußasphalt, je ca. 3 cm dick. Bei der oberen sollte Polymerbitumen als Bindemittel verwendet und Splitt $\frac{2}{5}$ mm eingewalzt werden.

Einige der Möglichkeiten für den Einbau von Gußasphaltbelägen auf Holzbrücken zeigen die Konstruktionsbeispiele 3.4.2, .6, .8, .10 und .12.

Steigungsverhältnisse von Fußgänger- und Radwegbrücken:

Brücken mit Steigungen von mehr als 6% sind unbequem zu begehen bzw. mit dem Fahrrad zu befahren. Für Behinderte sind 8% das äußerst zulässige Maß. Noch größere Steigungen, bei denen auch die Rutschsicherung immer wichtiger wird, sollte man nur bauen, wenn keine andere Wahl besteht oder wenn z. B. im Verlauf eines bergigen Wanderweges ohnehin Neigungen in dieser Größenordnung bestehen.

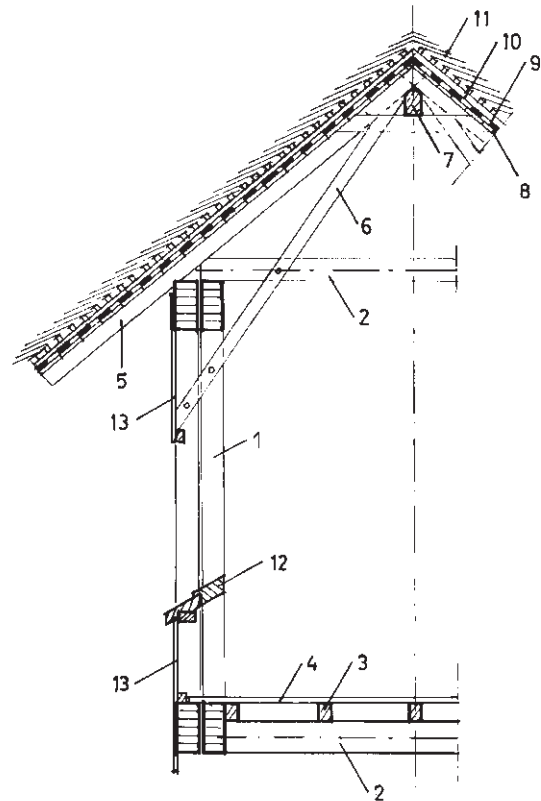
3.3 Konstruktionsbeispiele für überdachte Holzbrücken

Beispiel 3.3.1

Haupttragwerk: Fachwerkträger in den Seitenwänden mit ein- oder zweiteiligen Gurten bzw. Diagonalhölzer.

Windaussteifung: Diagonalverbände in den Ebenen der Ober- und Untergurte.

Aufbau: 1 Haupttragwerk, Fachwerkträger, 2 horizontale Aussteifungsverbände, 3 Längs-Auflagerhölzer, 4 Holzbohlen, gespundet oder mit offenen Fugen, quer oder diagonal verlegt, 5 Dachsparren, 6 Streben, 7 Firstpfette, 8 Schalung, 9 Dachdichtung mit Bitumenpappe, 10 Konterlattung, 11 Schindeldeckung, 3-lagig auf Lattung, 13 Bekleidung mit Holzschalung.



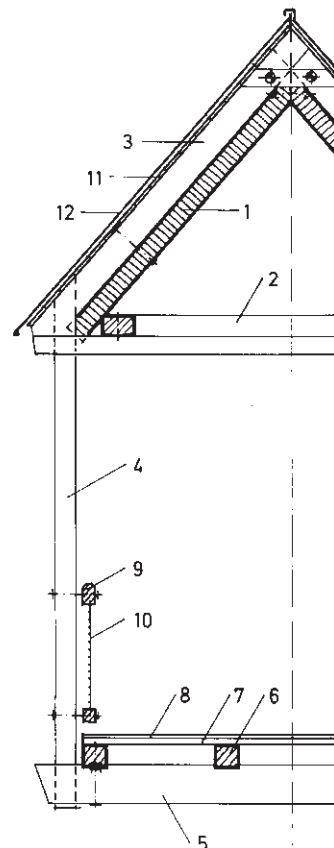
Beispiel 3.3.2

Haupttragwerk: Winkelförmiger Träger in der Dachebene. Abgehängte Geh- und Fahrbahn.

Windaussteifung: In der Ebene des Daches durch den Winkelträger und einen Horizontalverband.

In Gehbahnebene erfolgt die Windaussteifung durch einen Verband aus Längs-Auflagerhölzern, Diagonal- und Querschalung.

Aufbau: 1 Dachträger aus BSH, 2 Diagonalverband, 3 Dachsparren, 4 Hängestützen, 5 Querzangen, 6 Längs-Auflagerhölzer, 7 Diagonalschalung, 8 Querschalung (als Verschleißbelag), 9 Handlauf, 10 Stahlgitter, 11 Bretter-schalung, 12 Blechdeckung.

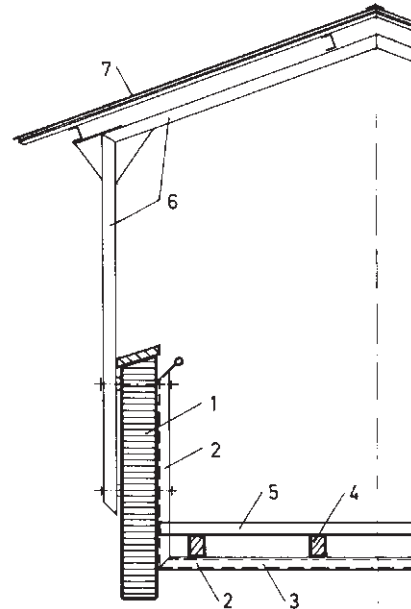


Beispiel 3.3.3

Haupttragwerk: Längsträger aus Brettschichtholz mit aufgeständertem Dach.

Windaussteifung: über die Stahlrahmen des Dachtragwerkes (Rundrohr), Querrahmen zwischen den Seitenträgern (Vierkantrrohr) und einem Aussteifungsverband (z. B. aus Rundstahl) unterhalb der Geh-/Fahrbahn.

Aufbau: 1 Trogträger aus BSH, 2 Querrahmen aus Stahlrohr, verzinkt, 3 Aussteifungsverband, 4 Längs-Auflagerhölzer, 5 Holzbohlen, offene Fugen, 6 Stahlrohrrahmen, verzinkt, gleichzeitig Unterkonstruktion für die Dachdeckung, 7 Sicherheitsglas (z. B. Drahtglas).

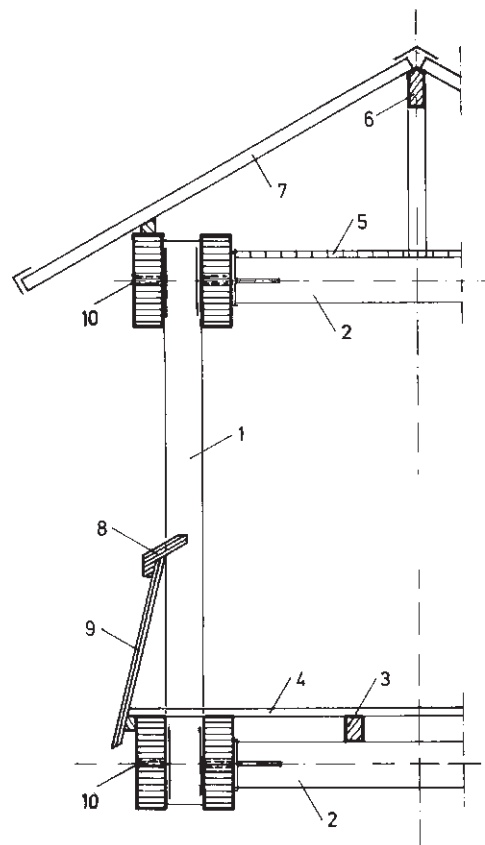


Beispiel 3.3.4

Haupttragwerk: Doppelgurtige Fachwerkträger in den Seitenwänden.

Windaussteifung: Diagonalverbände in den Ebenen der Ober- und Untergurte.

Aufbau: 1 Haupttragwerk aus BSH, 2 horizontale Aussteifungsverbände, 3 Längs-Auflagerhölzer, 4 Bohlen, 5 Schalung (Staubboden), 6 Firstpfette auf Pfosten, 7 Dachdeckung aus Trapezblech, 8 Handlauf, verleimt, 9 Deckelschalung, Brettdicke ca. 2 cm, 10 Inspektionslöcher (s. Abschnitt 2.9).



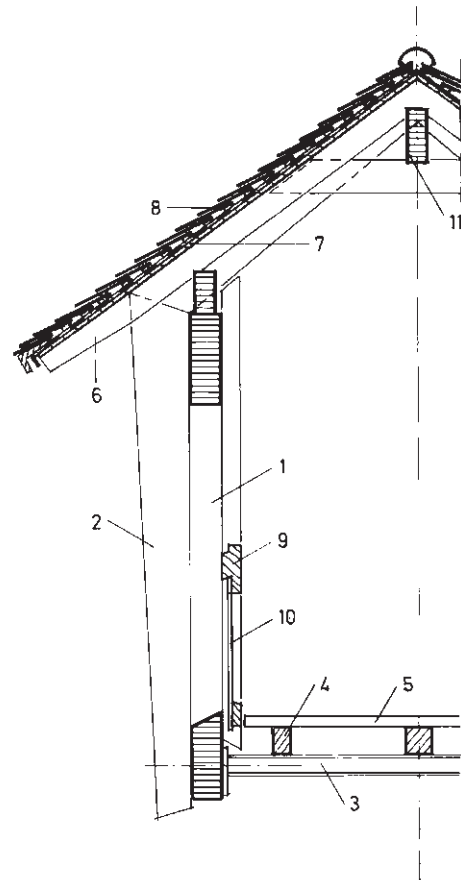
3.3 Konstruktionsbeispiele für überdachte Holzbrücken (Fortsetzung)

Beispiel 3.3.5

Haupttragwerk: Fachwerkträger in den Seitenwänden. Gurte und Füllstäbe sind einteilig.

Windaussteifung: Querrahmen aus Brettschichtholz zur Aufnahme der Windlasten in Dachebene und zur Kippsicherung der Fachwerkträger. Diagonalverband unterhalb der Geh- und Fahrbahn.

Aufbau: 1 Haupttragwerk aus BSH, 2 Aussteifungsrahmen, 3 Diagonalverband aus Profilstahl, verzinkt, 4 Längs-Auflagerhölzer, 5 Bohlenbelag, 6 Dachsparren, 7 Schalung, 8 Dachdeckung mit Ziegel (z. B. Biberschwänze, doppellagig), 9 Handlauf, 10 Holzstaketten, 11 Firstpfette.

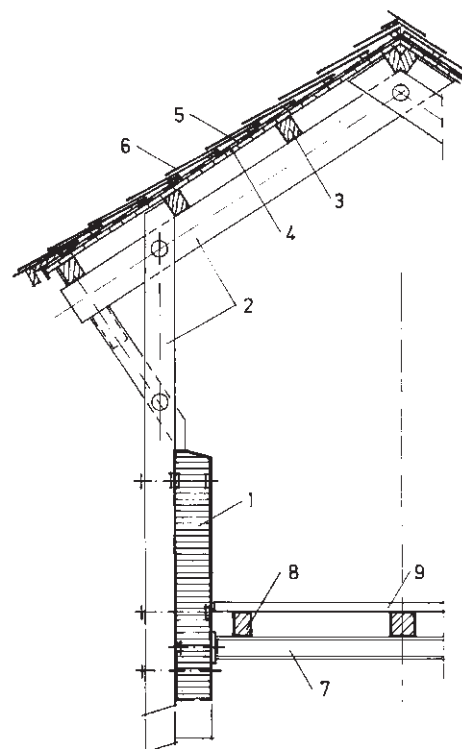


Beispiel 3.3.6

Haupttragwerk: Längsträger aus Brettschichtholz mit aufgeständertem Dach.

Windaussteifung: über die Holzrahmen des Dachtragwerkes und einen Diagonalverband aus Profilstahl unterhalb der Geh- und Fahrbahn.

Aufbau: 1 Seitenträger aus BSH, 2 Querrahmen aus BSH, zugleich Auflager für die Dachbalken, 3 Dachbalken, 4 Schalung aus gespundeten Brettern, 5 Bitumpappe, 6 Dachdeckung aus Holzschindeln, doppellagig auf Lattung, 7 Querträger und horizontaler Aussteifungsverband aus Profilstahl, verzinkt, 8 Längs-Auflagerhölzer, 9 Bohlenbelag mit offenen Fugen.

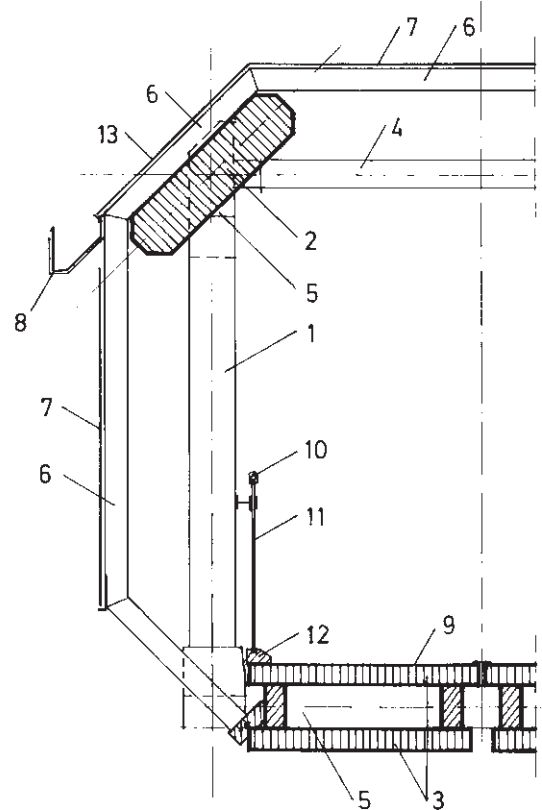


Beispiel 3.3.7

Haupttragwerk: Fachwerkträger in den Seitenwänden. Obergurte einteilig, diagonal gestellt. Untergurt als Kastenträger, außermittig angeschlossen und zugleich Geh- und Fahrbahn. Verbindung der Fachwerkstäbe über Stahlbeton-Fertigteile.

Windaussteifung: Diagonalverband in Obergurtebene. Kastenträger in Ebene der Geh- und Fahrbahn.

Aufbau: 1 Vertikal- und Diagonalstäbe des Haupttragwerkes aus BSH, 2 Obergurt, 3 Kastenträger (Untergurt), 4 horizontaler Aussteifungsverband, 5 Stahlbeton-Fertigteile, 6 Glasrahmen, 7 Sicherheitsglas (z. B. ESG oder VSG), 8 Entwässerungsrinne, 9 Belag (Noppengummi), 10 Handlauf, 11 Brüstung aus Sicherheitsglas (ESG), 12 Schrammbord, 13 Deckung aus Faserzementplatten.

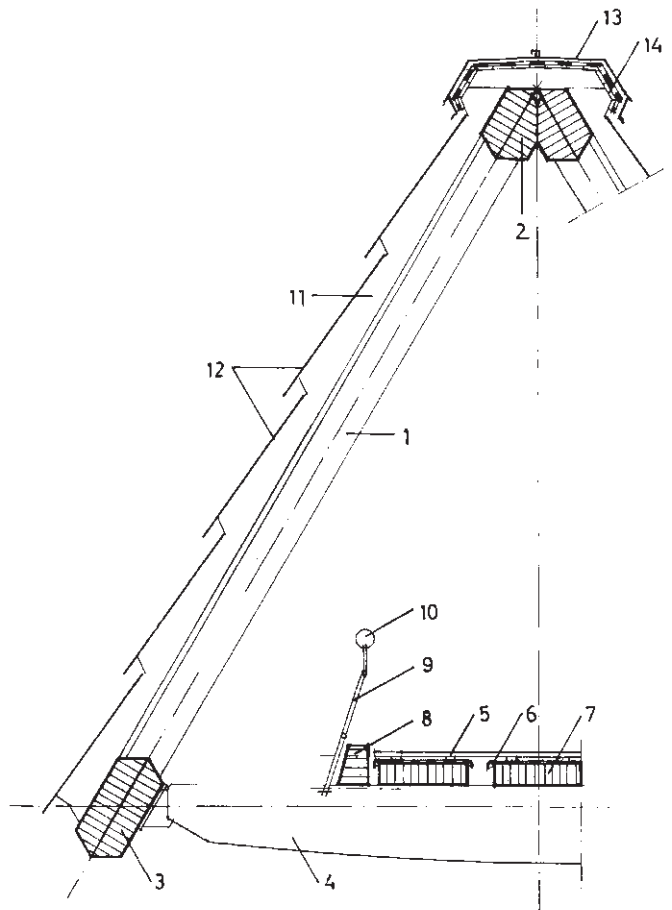


Beispiel 3.3.8

Haupttragwerk: Räumlicher Kastenträger mit dreieckigem Querschnitt aus drei über die Gurte miteinander verbundenen Fachwerkträgern (zwei Dachflächen, eine Grundseite). Die Geh- und Fahrbahn verläuft im Inneren des Kastenträgers auf der Grundseite.

Windaussteifung: durch den verwindungssteifen Kastenträger, hier insbesondere über das Fachwerk der Grundseite.

Aufbau: 1 Vertikal-, Diagonal- und Horizontalstäbe des Haupttragwerkes aus BSH, 2 Obergurt, 3 Untergurt, 4 Querholz (als Teil des Fachwerkes), Auflager für die Geh-/Fahrbahn, 5 Bohlen, gespundete, diagonal (z. B. im Fischgrätmuster) auf Lagerhölzern verlegt, 6 Dichtungsschicht aus gewebeverstärktem Kunststoff, 7 liegend eingebaute Träger aus BSH (Tragschicht für den Belag), 8 Anschlagholz für das Geländer, 9 Pfosten u. Riegel aus Stahlrohr, Füllungen mit Stahlgitter, verzinkt, 10 Handlauf aus Rundholz, 11 Glassparren, abgetreppt, 12 Sicherheitsglas (ESG), schuppenförmig auf den Sparren befestigt (dazwischen Lüftungsschlitze), 13 Firstabdeckung mit Blech auf Papplage, 14 gespundete Schalung.



3.4 Konstruktionsbeispiele für offene Holzbrücken

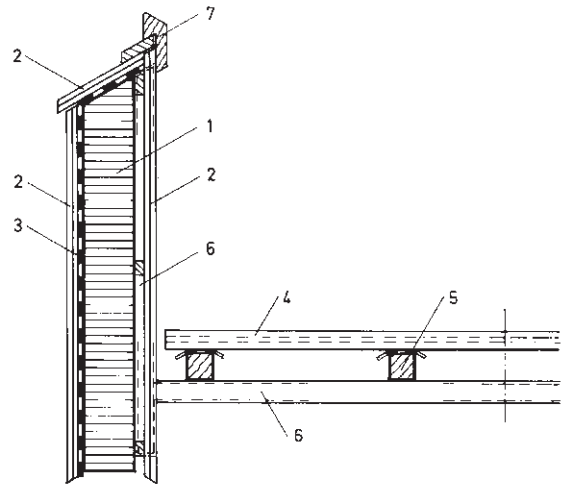
Beispiel 3.4.1

Haupttragwerk: Seitlich angeordnete Träger aus Brettschichtholz (Trogkonstruktion). Verbindung mit Querrahmen aus Stahlrohr.

Belag: Holzbohlen, gespundet, auf Längshölzern.

Windaussteifung: Horizontaler Diagonalverband aus Profilstahl unterhalb der Belagebene.

Aufbau: 1 Träger aus BSH, 2 Deckelschalung, Brettdicke ca. 2 cm, 3 diffusionsoffene Papplage, 4 Bohlen, gespundet, 5 Längshölzer, mit Pappstreifen abgedeckt, 6 Querrahmen, aus Stahlrohr, verzinkt mit Schutzanstrich, 7 zweiteiliger Handlauf, zugleich Eckverbindung der Schalungen.



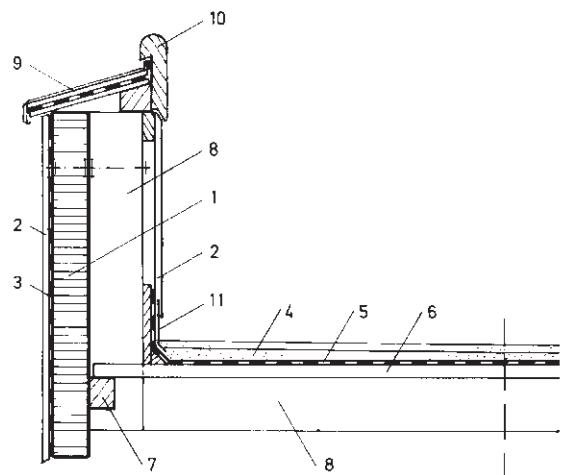
Beispiel 3.4.2 (s. Rechenbeispiel in Abschnitt 5.5)

Haupttragwerk: Seitlich angeordnete Träger aus Brettschichtholz. Verbindung mit U-förmig ausgebildeten Querrahmen aus hochkant verleimten Brettlamellen.

Belag: Gußasphalt entsprechend Abschnitt 3.2

Windaussteifung: Platten aus Bau-Furniersperrholz auf den Querrahmen und auf seitlich an die BSH-Träger angeschlossenen Hölzern. Zugleich Tragschicht für den Belag.

Aufbau: 1 Träger aus BSH, 2 Bretterschalung, gespundet, Dicke ca. 2 cm, 3 diffusionsoffene Pappe, 4 Gußasphalt, 2-lagig, untere Lage mit Innengefälle, 5 Abdichtung, 6 Bau-Furnier-Sperrholz 100 G, 7 Auflagerhölzer, 8 Querrahmen aus Holz, 9 Blechabdeckung auf Schalung und Papplage, 10 Handlauf, 11 Schutzstreifen aus Blech.

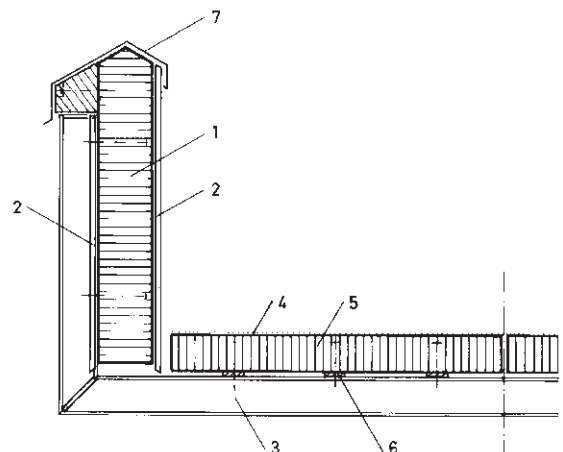


Beispiel 3.4.3 (s. Erläuterungen im Abschnitt 3.2)

Haupttragwerk: Einfache Trogkonstruktion aus Brettschichtholz. Verbindung der Seitenträger mit unter- und außerhalb angeordneten, U-förmigen Rahmen aus Profilstahl.

Geh-/Fahrbahn, Belag, Windaussteifung: Liegend eingebaute Träger aus Brettschichtholz.

Aufbau: 1 Träger aus BSH, 2 Schalung, gespundet. Brettdicke ca. 16–22 mm, 3 Querrahmen, Profilstahl, verzinkt mit Schutzanstrich, 4 Rutschsicherungsbelag, z. B. Epoxydharz mit Quarzsand, 5 Träger aus BSH, liegend, als Verschleißteil einfach austauschbar, 6 Abstandhalter, 7 Blechabdeckung.



Beispiel 3.4.4

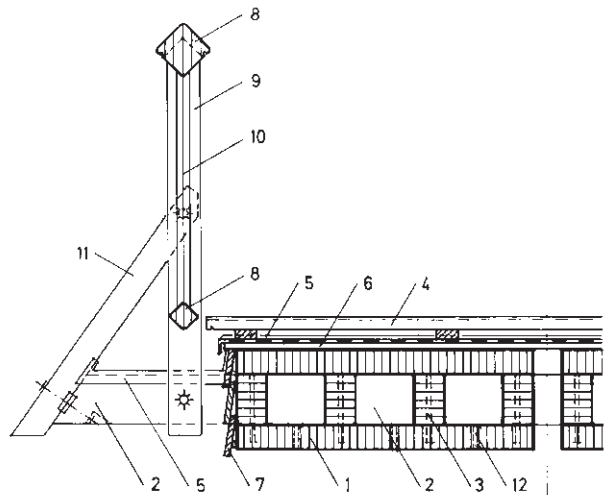
Haupttragwerk: Untenliegende, 4-stegige Kastenträger aus Brettschichtholz, verleimt. Verbindung mit quer durchlaufenden Hölzern.

Belag: Holzbohlen, gespundet, quer auf Latten verlegt.

Windaussteifung: über die Kastenträger.

Geländer: Abgestrebte Doppelpfosten, seittl. an die durchlaufenden Querträger angeschlossen. Handlauf, Riegel und Staketen aus Quadrathölzern, z. T. verleimt.

Aufbau: 1 Kastenträger aus BSH, 2 quer durchlaufende Hölzer, zugleich Tragkonstruktion des Geländers, 3 eingeleimte Gewindestangen neben den Querträgern, 4 Bohlen auf Latten mit Ablauföffnungen (möglicherweise als Rost vorgefertigt), 5 Blechabdeckung, 6 Querschalung (mit Außengefälle), 7 Stülpschalung, 8 Handlauf ca. 15/15 u. Riegel ca. 8/8 verleimt, 9 Doppelpfosten ca. 10/14, 10 Staketen, 11 Streben, 12 Bohrungen zur Lüftung der Innenräume.



Beispiel 3.4.5

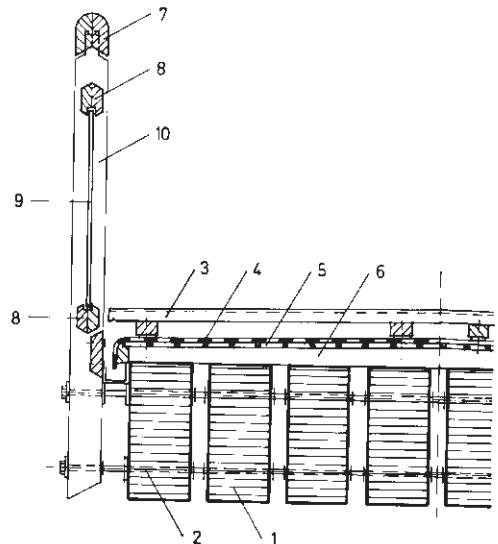
Haupttragwerk: Unterhalb der Geh-/Fahrbahn, nebeneinanderliegende Einzelträger aus Brettschichtholz. Verbindung durch versetzt eingedrehte Gewindestangen.

Belag: Holzbohlen, gespundet, quer oder diagonal auf Längshölzern verlegt.

Windaussteifung: durch die Beanspruchung aller Einzelträger über die lotrechten Achsen.

Geländer: Pfosten ca. 14/14 (an auskragende Gewindestangen befestigt). Handlauf, oberseitig abgerundet. Brüstung aus Sicherheitsglas (ESG, VSG, Drahtglas).

Aufbau: 1 Träger aus BSH, 2 Gewindestangen, versetzt eingedreht, 3 Bohlen, gespundet, auf Längshölzern, 4 Dichtung (z. B. Bitumenpappe, 2-lagig oder gewebeverstärkte Dachfolie), 5 Längsschalung, 6 Querhölzer, satteldachförmig nach außen abgeschrägt, 7 Handlauf, 8 horizontale Glasrahmen, 9 Sicherheitsglas, 10 Pfosten.



Beispiel 3.4.6

Haupttragwerk: Blockträger aus liegenden Brettschichtholzplatten verleimt.

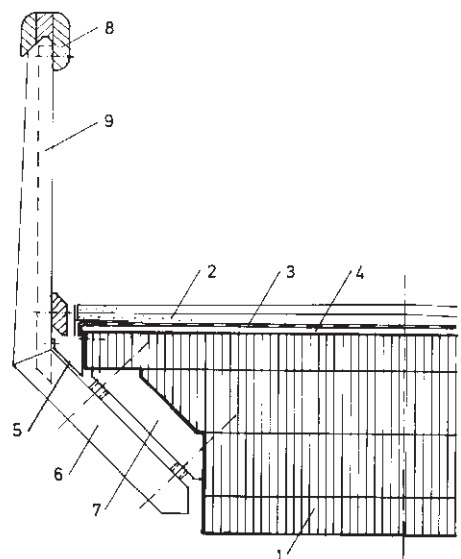
Belag: Gußasphalt.

Windaussteifung: durch den Blockträger.

Geländer: Biegesteif abgewinkelte Pfosten; verleimter Handlauf; Riegel; Holzstaketen.

Besonderes Merkmal: Blockträger in dieser Ausführung lassen sich vertikal und horizontal gekrümmt herstellen.

Aufbau: 1 Blockträger aus BSH, 2 Gußasphalt, 2-lagig, untere Lage mit Außengefälle, 3 Dichtung, 4 Bau-Furniersperrholz-Platten 100 G, 5 Regen-Ablaufrinne, 6 Pfosten ca. 16/16, 7 Füllhölzer aus BSH, 8 Handlauf ca. 18/22, 9 Holzstaketen.



3.4 Konstruktionsbeispiele für offene Holzbrücken (Fortsetzung)

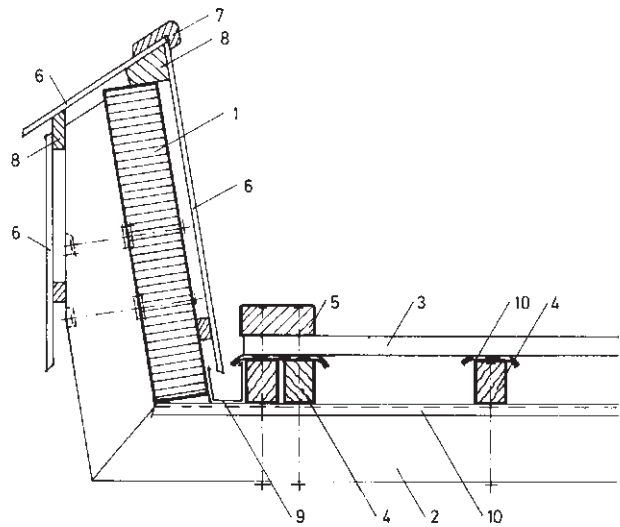
Beispiel 3.4.7

Haupttragwerk: Schräggestellte Seitenträger (Trogkonstruktion), durch U-förmige Querrahmen verbunden.

Belag: Holzbohlen mit offenen Fugen.

Windaussteifung: Diagonal verlegte Bohlen in Verbindung mit den Längshölzern und Querrahmen.

Aufbau: 1 Träger aus BSH, 2 Querrahmen aus BSH, 3 Holzbohlen, 4 Längshölzer, 5 Schrammbord (nur bei Kfz-Verkehr), 6 Nut- und Feder-Schalung, Brettdicke ca. 19–22 mm, 7 Eckbohle, zugleich Handlauf, 8 Anschlaghölzer f. d. Schalung, 9 Entwässerungsrinne, 10 Abdeckstreifen aus Bitumenpappe, überstehend und abgebogen.



Beispiel 3.4.8

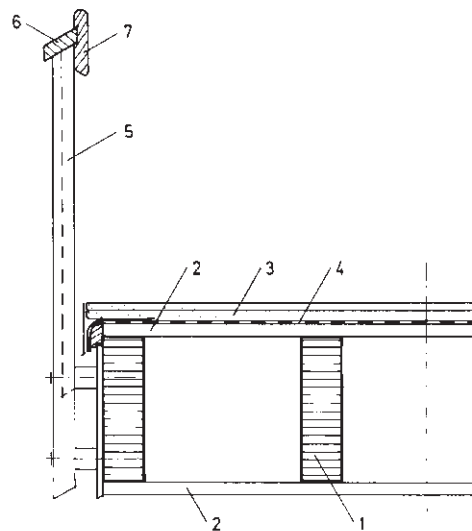
Haupttragwerk: Kastenträger mit Stegen aus Brettschichtholz und Gurtplatten aus Bau-Furniersperrholz. Verbindung mit Nagelpressleimung.

Belag: Gußasphalt gemäß Abschnitt 3.2.

Windaussteifung durch den Kastenträger.

Geländer: Pfosten, am Außenträger befestigt, engstehend (mit Lichtabständen ≤ 12 cm bzw. im Wechsel mit Zwischenbrettern); Abdeckbohlen (zur Abdeckung der Hirnholzflächen); Handlaufbohlen.

Aufbau: 1 Stegträger aus BSH, 2 Gurtplatten, Bau-Furniersperrholz 100 G, 3 Gußasphalt, 2-lagig, 4 Dichtung, 5 Pfosten, evtl. mit Zwischenbrett, 6 Abdeckbohle, durchlaufend, 7 Handlaufbohle, durchlaufend.



Beispiel 3.4.9

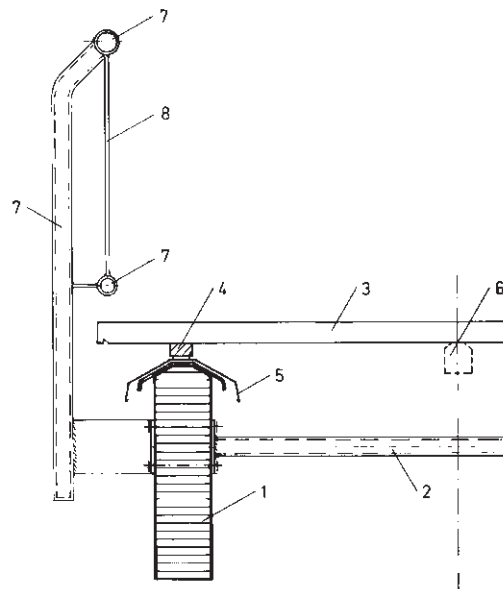
Haupttragwerk: Seitlich untenliegende Träger aus Brettschichtholz. Alternativ: Doppelträger nach Abschnitt 2.7.2, Punkt 3.

Belag: Holzbohlen mit offenen Fugen.

Windaussteifung: Zwischen den Trägern liegender Diagonalverband z. B. aus Stahlrohren, zugleich Verbindungselement für die Träger.

Geländer: Stahlrohre, gebogen, mit Stegblechen an der Träger-Außenseite angeschlossen; Handlauf und unterer Riegel aus Stahlrohr; Staketen aus Rundstahl.

Aufbau: 1 Träger aus BSH, 2 Windverband aus Stahlrohr, verzinkt, 3 Holzbohlen, 4 Abstandshölzer, 5 Blechabdeckung mit Pappunterlage, überstehend, 6 Verbindungsholz (um Verwerfungen der Bohlen zu verhindern), 7 Stahlrohre (Pfosten, Handlauf, Riegel), verzinkt, 8 Staketen aus Rundstahl, verzinkt.



Beispiel 3.4.10

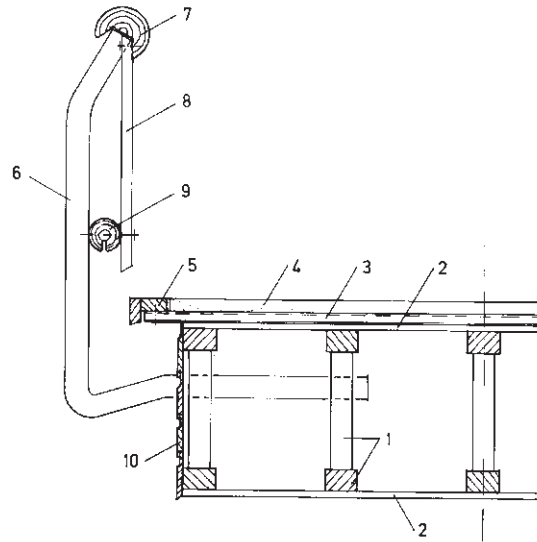
Haupttragwerk: Nebeneinanderliegende, parallelgurtige Dreieckstrebenträger (DSB).

Belag: Gußasphalt auf Trapezblechen.

Windaussteifung: Scheiben aus Bau-Furniersperrholz auf den Gurten und im Verbund mit den DSB-Trägern.

Geländer: Pfosten, gebogen bzw. geschweißt aus Stahlrohr; Handlauf und unterer Riegel aus Rundholz (eingeschnitten, zur Abminderung der Rissebildung); Holzstaketen.

Aufbau: 1 DSB-Träger, 2 Bau-Furniersperrholzplatten 100 G, 3 Trapezbleche, 4 Gußasphalt, 5 Randhölzer, 6 Pfosten aus Stahlrohr, verzinkt, 7 Handlauf, Rundholz Ø ca. 20 cm, 8 Holzstaketen, 9 unterer Riegel, Rundholz Ø ca. 12 mm, 10 seitliche Bekleidung mit Stülpschalungsbrettern.



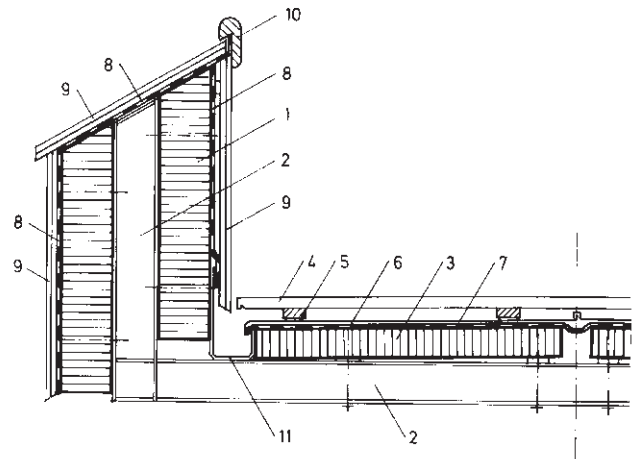
Beispiel 3.4.11

Haupttragwerk: Seitlich angeordnete Doppelträger aus Brettschichtholz (Trogkonstruktion). Verbindung mit zwischen den Trägern und unterhalb der Geh-/Fahrbahn geführten Querrahmen aus Profilstahl.

Belag: Holzbohlen, gespundet, quer oder diagonal auf Latten verlegt.

Windaussteifung über liegend auf den Querrahmen eingebauten Brettschichtholzträgern. Zugleich Tragkonstruktion für den Belag.

Aufbau: 1 Doppelträger aus BSH, OK abgeschrägt, 2 Querrahmen aus Profilstahl, verzinkt, 3 Träger aus BSH, mit ca. 1–2% Außengefälle eingebaut, 4 Bohlen, gespundet auf Lattung, 5 Abstandstreifen (z. B. aus Neoprene), 6 Blechabdeckung, 7 Papplage, 8 diffusionsoffene Pappe, 9 Deckelschalung, 10 Handlauf, zugleich Eckverbindung der Deckelschalung, 11 Entwässerungsrinne.



Beispiel 3.4.12

Haupttragwerk: Seitlich angeordnete Gurträger mit Beplankungen aus Bau-Furniersperrholz, verbunden und ausgesteift mit Vertikal- und Querhölzern, die über Keilzinkung biegesteif und über Eck mit einem Sperrholzblock verleimt sind.

Belag: Gußasphalt nach Abschnitt 3.2.

Windaussteifung: Scheibe aus Bau-Furniersperrholz, zugleich Tragschicht für den Belag.

Aufbau: 1 Gurte aus BSH, 2 Beplankung mit Bau-Furniersperrholz 100 G, 3 Vertikalhölzer, 4 Querhölzer, 5 Block aus Buchensperrholz, breitengleich mit 3 und 4, 6 Keilzinkenverbindung, 7 diffusionsoffene Papplage, 8 Nut- und Federschalung, 9 Gußasphalt, 2-lagig, 10 Aussteifungsscheibe aus Bau-Furniersperrholz, 11 seittl. Auflagerholz, auf die Beplankung der Gurträger geleimt, 12 Gefälleholz, 13 Blechabdeckung.

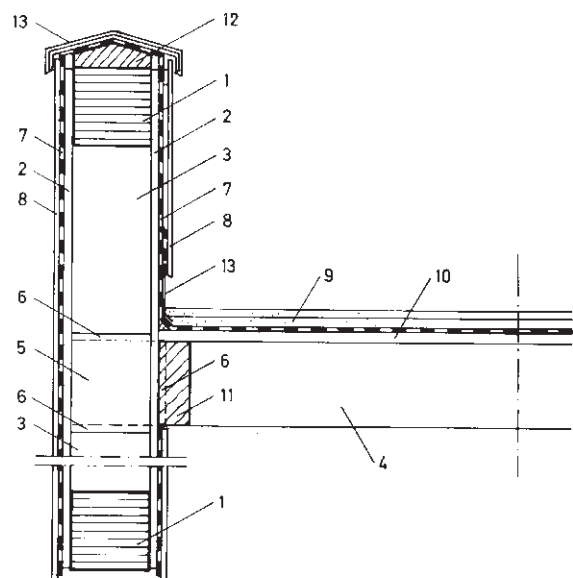




Bild 18 Straßenbrücke über die Sense bei Ablingen, Schweiz 1977

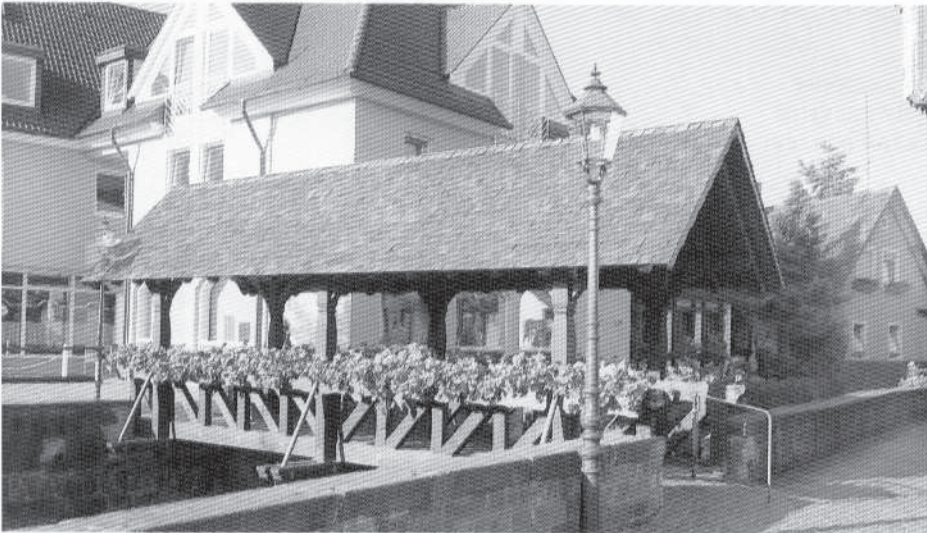


Bild 19 Fußgängerbrücke über die Bühlot in Bühl, 1984



Bild 20 Brücke über die Paar in Hügelsart, 1986



Bild 21 Kurparkbrücke in Waldbronn, 1986



Bild 22 Brücke über die N 13 beim San Bernadinopass, Schweiz 1986



Bild 23 Straßenbrücke über den Kocher (Brückenknl. 30) in Fach, 1988



Bild 24 Autobrücke über die Murr in Backnang, 1987



Bild 25 Straßenbrücke f. ca. 60 t Nutzlast in Eggwil, Schweiz 1984

4. Grundlagen zur statischen Berechnung

4.1 Haupttragssysteme in Längsrichtung

Das Haupttragssystem fast jeder Brücke kann mit den im folgenden aufgeführten Grundformen oder einer Mischung aus ihnen beschrieben werden.

Zusätzlich zur Einteilung in verschiedene Längssysteme ergibt sich eine prinzipielle Einteilung in Brücken mit oberliegender und mit unterliegender Verkehrsbahn (siehe Abschnitt 4.2).

Ein- und Mehrfeldträger:

Im wesentlichen bieten sich als Ausführungsmöglichkeiten an:

- Rundholzträger
- Einteilige Träger aus Vollholz oder Brettschichtholz
- Zusammengesetzte Profile, z. B. I- oder Kastenquerschnitte
- Fachwerkträger
- Faltwerke

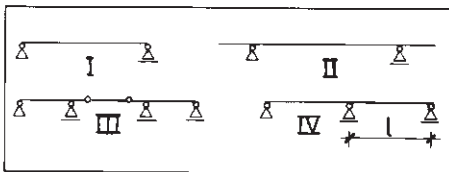


Bild 26 Mögliche statische Systeme: I) gerader Einfeldträger, II) Einfeldträger mit Kragarmen, III) dreifeldiger Gerberträger mit Schleppträger im Mittelfeld, IV) zweifeldiger Durchlaufträger

Rundholzträger werden als Einfeldträger verwendet. Wegen der nicht angeschnittenen Fasern hat Rundholz eine höhere Festigkeit als Schnittholz.

Die Verwendung von einteiligen Trägern aus Vollholz bleibt wegen der begrenzten Kantholzquerschnitte auf kleinere Stützweiten beschränkt.

Biegeträger für Brücken werden meistens aus Brettschichtholz hergestellt.

Vielach werden auch zusammengesetzte Querschnitte verwendet. Die Gurte werden meist aus Brettschichtholz hergestellt, die Stege aus mehrlagigen stehenden Brettern, die miteinander verleimt sind (Kreuzlagenholz). Auch Stege aus Bau-Furniersperrholz können in Verbindung mit angeleimten BSH-Gurten eingesetzt werden.

Mit Fachwerkträgern können bei geringem Materialverbrauch weitere Spannweiten überbrückt werden als mit Biegeträgern. Hierzu sind allerdings größere Systemhöhen als bei Vollwandträgern erforderlich.

Syst.	Spannweiten	Systemh. h / Spannwl.
a.)	bis ca. 10 m	ca. 1/15 bis 1/25
b.)	bis ca. 8 m bzw. ca. 40 m	ca. 1/15 bis 1/20
c.)	bis ca. 50 m	ca. 1/15 bis 1/20
d.)	bis ca. 100 m	ca. 1/10 bis 1/15
e.)	bis ca. 50 m	ca. 1/8 bis 1/12

Unterspannte Systeme

Durch Unterspannung kann die Tragfähigkeit von biegebeanspruchten Trägern erheblich gesteigert und damit die freie Spannweite vergrößert werden.

Ein Versteifungsträger erhält durch die Unterspannung ein oder mehrere elastische Zwischenaufleger.

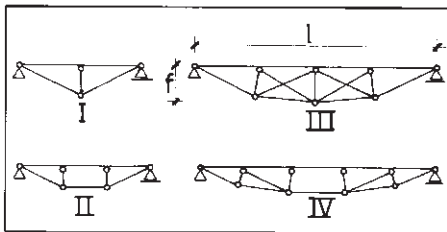


Bild 27 Mögliche statische Systeme: einfach bis vierfach unterspannte Träger

Das statische System ist zwischen dem einteiligen Biegeträger und dem Fachwerkträger einzuordnen. Die Unterspannung erhält ausschließlich Zugkräfte; sie kann aus Rund- oder Flachstäben, Hohlprofilen oder auch aus Holzstäben gebildet werden. Der auf Biegung und Druck beanspruchte Obergurt (= Versteifungsträger) wird je nach Abmessungen aus Schnitt- oder Brettschichtholz hergestellt.

Der Druckgurt und die beiden Enden der unterstützenden Pfosten sind gegen seitliches Ausweichen zu sichern (siehe hierzu [4/1] und [4/2]).

Der Temperaturlastfall ist bei Unterspannungen aus Stahl zu beachten.

Spannweiten	Stich f / Spannwl.
10 m bis 50 m	1/8 bis 1/12

Hängewerk:

Das Hängewerk ist ein Tragsystem, bei dem der Streckbalken durch Pfosten, die an Druckstreben aufgehängt sind, elastische Zwischenaufleger erhält.

Seitlich neben der Verkehrsbahn wird jeweils ein solches Tragelement (siehe Bild 28) angeordnet, in dessen Streckbalken die Lasten aus der Verkehrsbahn

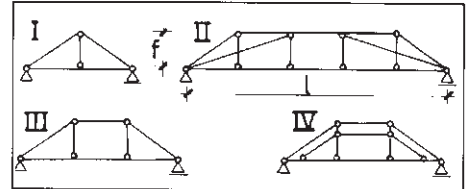


Bild 28 Mögliche statische Systeme: I) einfaches Hängewerk, II) vierfaches Hängewerk mit 4 Streben, III) zweifaches Hängewerk (Trapezhängewerk), IV) zweifaches Hängewerk mit doppelten Streben und Spannriegeln

eingeleitet werden. Das Hängewerk ermöglicht eine geringe Verkehrsbahnhöhe bei großem Lichtraumprofil unter der Brücke.

Nach der Anzahl der Hängepfosten unterscheidet man einfache oder mehrfache Hängewecke. Die Streckbalken müssen biegesteif und durchlaufend sein.

Die Aussteifung der Druckgurte erfolgt sinngemäß wie bei Bogenbrücken.

Spannweiten	Stich f / Spannwl.
10 m bis 50 m	1/8 bis 1/12

Sprengwerk:

Werden die Hauptträger durch schräge Druckstreben oder Böcke abgestützt (siehe Bild 29), so spricht man von einem Sprengwerk. Je nach Anzahl der Unterstützungspunkte unterscheidet man einfache und mehrfache Sprengwerke.

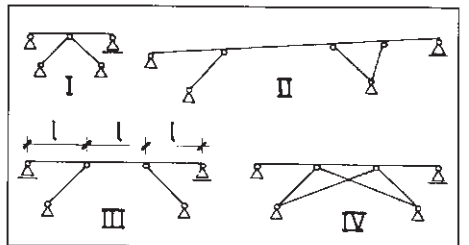


Bild 29 Mögliche statische Systeme: I) einfaches Sprengwerk, Versteifungsträger mit Gelenk, II) unsymm. dreifaches Sprengwerk, III) und IV) Trapezsprengwerke

Beim einfachen Sprengwerk wird der Versteifungsträger in der Mitte durch einen Zweibock unterstützt. Der Träger kann im Knoten gelenkig oder durchlaufend ausgebildet werden.

Beim doppelten oder Trapezsprengwerk muß der Versteifungsträger über die gesamte Stützweite biegesteif ausgeführt

werden, damit das System unter unsymmetrischer Belastung nicht instabil wird.

Spannweiten	Trägerh. h / Spannwl. l
bis ca. 40 m	1/15 bis 1/20

Rahmensysteme

Riegel als:

- Fachwerkträger
- Vollwandträger aus Vollholz oder Brettschichtholz

Rahmenbrücken werden für große Spannweiten häufig als Fachwerkkonstruktion ausgebildet. Vollwandträger aus Brettschichtholz werden für kleinere Spannweiten verwendet.

Zur Vergrößerung des Hebelarms bei der Aufnahme der Eckmomente werden Rahmenecken bevorzugt aufgelöst ausgebildet.

Durch die biegesteifen Rahmenecken ergibt sich, im Vergleich zum Durchlaufträger, eine Verringerung der Feldmomente im Brückentragwerk.

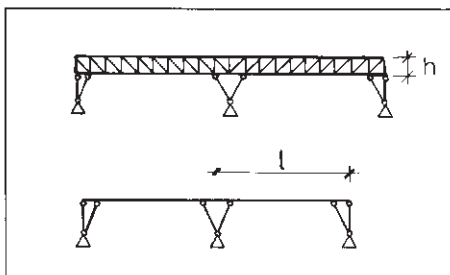


Bild 30 Rahmen über zwei Felder

An den Auflagern entstehen infolge vertikaler Belastung auch Horizontalkräfte, die von den Fundamenten aufzunehmen sind.

Syst.	Spannweiten	Systemh. h / Spannwl. l
a.)	30 m bis 75 m	1/12 bis 1/18
b.)	20 m bis 50 m	1/20 bis 1/30

Bogenbrücken

Man unterscheidet:

- Bögen mit aufgeständerter Verkehrsbahn
- Bögen mit abgehängter Verkehrsbahn
- Brücken mit Verkehrsbahn in Bogenform

Die Bögen werden meist aus Brettschichtholz hergestellt. Sie werden in Querrichtung durch Verbände oder Scheiben verbunden und stabilisiert. Bei Bögen mit

abgehängter Verkehrsbahn werden zur Freihaltung des Lichtraumprofils im Bereich der Auflager Portalrahmen angeordnet, die die Kräfte aus den Verbänden weiterleiten.

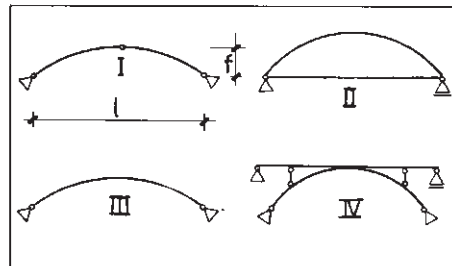


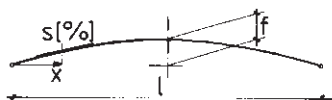
Bild 31 Mögliche statische Systeme: I) Dreigelenkbogen, II) Zweigelenkbogen mit Zugband, III) Zweigelenkbogen, IV) Dreigelenkbogen mit aufgeständerter Verkehrsbahn

Aus Transport- und Fertigungsgründen werden häufig bei großen Spannweiten 3-Gelenkbögen ausgeführt. Die Herstellung biegesteifer Montagegestöße auf der Baustelle ist ebenfalls möglich. Bei kleineren Spannweiten können die Bögen in einem Stück als 2-Gelenkbögen gefertigt werden. Diese statisch unbestimmten Systeme erhalten allerdings verglichen mit den statisch bestimmten Systemen zusätzliche Beanspruchungen aus Widerlagerverschiebungen.

Horizontale Auflagerkräfte müssen durch die Längsträger (= Zugband) aufgenommen oder in die Widerlager geleitet werden.

Verläuft die Verkehrsbahn in der Form des Bogens, so ist zur Vermeidung großer Steigungen nur ein kleiner Stich ausführbar. Bei einem Bogen mit dem Stich f und der Spannweite l errechnen sich die im Verlauf des Bogens vorhandenen Steigungen s in Prozent zu

$$s = 400 \frac{f}{l} \left(1 - 2 \frac{x}{l}\right)$$



Syst.	Spannweiten	Stich f / Spannwl. l
a.)	20 m bis 50 m	1/4 bis 1/6
b.)	20 m bis 30 m	1/4 bis 1/6
c.)	10 m bis 60 m	1/25

Hänge- und Schrägkabelbrücken

Diese mit Kabeln oder Zugstangen an Pylonen abgehängten Konstruktionen eignen sich zur Überbrückung großer Spannweiten.

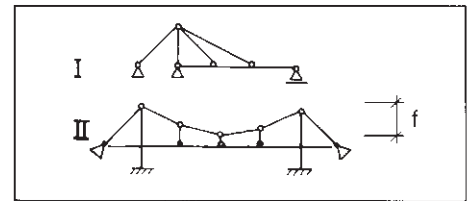


Bild 32 Mögliche statische Systeme: I) abgespannter Balken, Bodenverankerung mit Mast, II) Hängebrücke, im Versteifungsträger verankert

Die Versteifungsträger können gerade oder gekrümmte Vollwandträger mit einfachen oder zusammengesetzten Querschnitten sein. Auch Fachwerkträger sind möglich. Die Träger werden durchlaufend ausgebildet.

Bei der Hängebrücke werden die Horizontalkräfte aus dem Haupttragkabel in der Regel in die Widerlager geleitet. Bei der Schrägkabelbrücke werden die H-Kräfte auch als Druckkräfte von den Versteifungsträgern aufgenommen.

Der Temperaturlastfall ist bei unterschiedlichem Dehnungsverhalten von Kabel und Versteifungsträger zu beachten.

Spannweiten	Stich f / Spannwl. l
20 bis 100 m	1/4 bis 1/8

Spannbandkonstruktion

Der Formenverlauf in Längsrichtung ist der Seillinie für den maßgebenden Lastfall angenähert. Infolgedessen wird das Brückenband hauptsächlich auf Zug beansprucht.

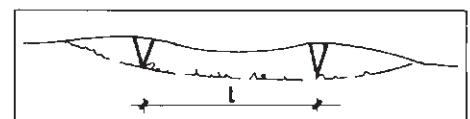


Bild 33

Zusätzlich ergeben sich Biegemomente, weil der Querschnitt, anders als beim Seil, biegesteif ist, außerdem durch die Abweichung von der Seillinie und durch unsymmetrische Belastung.

Von den Widerlagern müssen große Horizontalkräfte aufgenommen werden.

Längenänderungen infolge Temperatur, Schwinden und Quellen sind wegen ihres Einflusses auf den Schnittkraftverlauf zu beachten.

Spannweiten	Spannbandh. h / Spannwl. l
20 bis 100 m	bis ca. 1/120

4.2 Tragverhalten hölzerner Brücken

Die Gesamtheit technisch sinnvoller Holzbrücken läßt sich je nach Anordnung der Geh- oder Fahrbahn in zwei Haupttypen aufgliedern:

- Brücken mit obenliegenden Geh- oder Fahrbahnen,
- Brücken mit untenliegenden Geh- oder Fahrbahnen.

Dies gilt in gleicher Weise für historische und neuzeitliche Brücken, wenn auch im Laufe der Jahrhunderte mannigfache Formen entwickelt wurden. Bei der sachlichen Analyse der scheinbaren Konstruktionsvielfalt kristallisieren sich nämlich für beide Typen wenige Konstruktionselemente heraus, die, sinnvoll zusammengefügt, das eigentliche Brückenbauwerk ergeben, siehe auch [4/3].

Erst wenn ein horizontaler Aussteifungsverband (Horizontalscheibe) nach Bild 34 e in der oberen Ebene des Brückensteiges eingebaut wird, ist ein seitliches Ausweichen nicht mehr möglich. Zugleich ist der Brückensteg nun in der Lage, auch horizontale Windlasten aufzunehmen und zu den End- und Zwischenauflagern weiterzuleiten, siehe Bild 34 f.

Die Brückenbreite läßt sich durch Anordnung mehrerer Hauptträger beliebig vergrößern. Die Quer- und Horizontalscheiben, welche die Stabilität des Brückensteiges sichern, sind Aussteifungsverbände oder Scheiben nach DIN 1052 Teil 1, Abschnitt 10. Sie werden meist auch zur Aufnahme der Windkräfte herangezogen (siehe Abschnitt 5.3).

Brücken mit untenliegenden Geh- oder Fahrbahnen.

Der Brückensteg mit untenliegenden Geh- oder Fahrbahnen besteht wie der vorherbeschriebene Grundtyp aus den Konstruktionselementen

Belag,
Querträger,
Hauptträger und
Aussteifungsverband,

und er bildet mit den End- und ggf. Zwischenauflagern die Brücke, siehe Bild 35 a. Der Belag überträgt wiederum

Brücken mit obenliegenden Geh- oder Fahrbahnen.

Der Brückensteg besteht hierbei i. allg. aus den Konstruktionselementen

Belag,
Querträger,
Hauptträger und
Aussteifungsverband.

Er bildet mit den End- und ggf. Zwischenauflagern die Brücke, siehe Bild 34 a. Der Belag überträgt dabei die Lasten q auf die Querträger, diese geben ihre Auflagerkräfte als Einzellasten P an die Hauptträger ab, die Hauptträger wiederum die Summe der Einzellasten an die End- und Zwischenauflager, siehe Bild 34 b. Entfallen die Querträger, weil der Hauptträgerabstand relativ gering ist, so werden die Hauptträger unmittelbar vom Belag belastet; an die Stelle der Einzellasten P tritt die Gleichlast q .

Beschränkt man sich auf die Elemente nach Bild 34 b, so erkennt man, daß der Brückensteg nicht stabil ist: Die Hauptträger können umkippen, siehe Bild 34 c. Erst durch den Einbau von Querscheiben an den Auflagern der Hauptträger kann das Umkippen verhindert werden. Ein soweit ausgebildeter Brückensteg trägt sich bei geringer Stützweite und Eigenlast wohl selbst; er ist aber nicht in der Lage, z. B. größere Verkehrslasten zu tragen, weil auf Druck belastete Obergurte schlanker Hauptträger seitlich ausweichen können, siehe Bild 34 d.

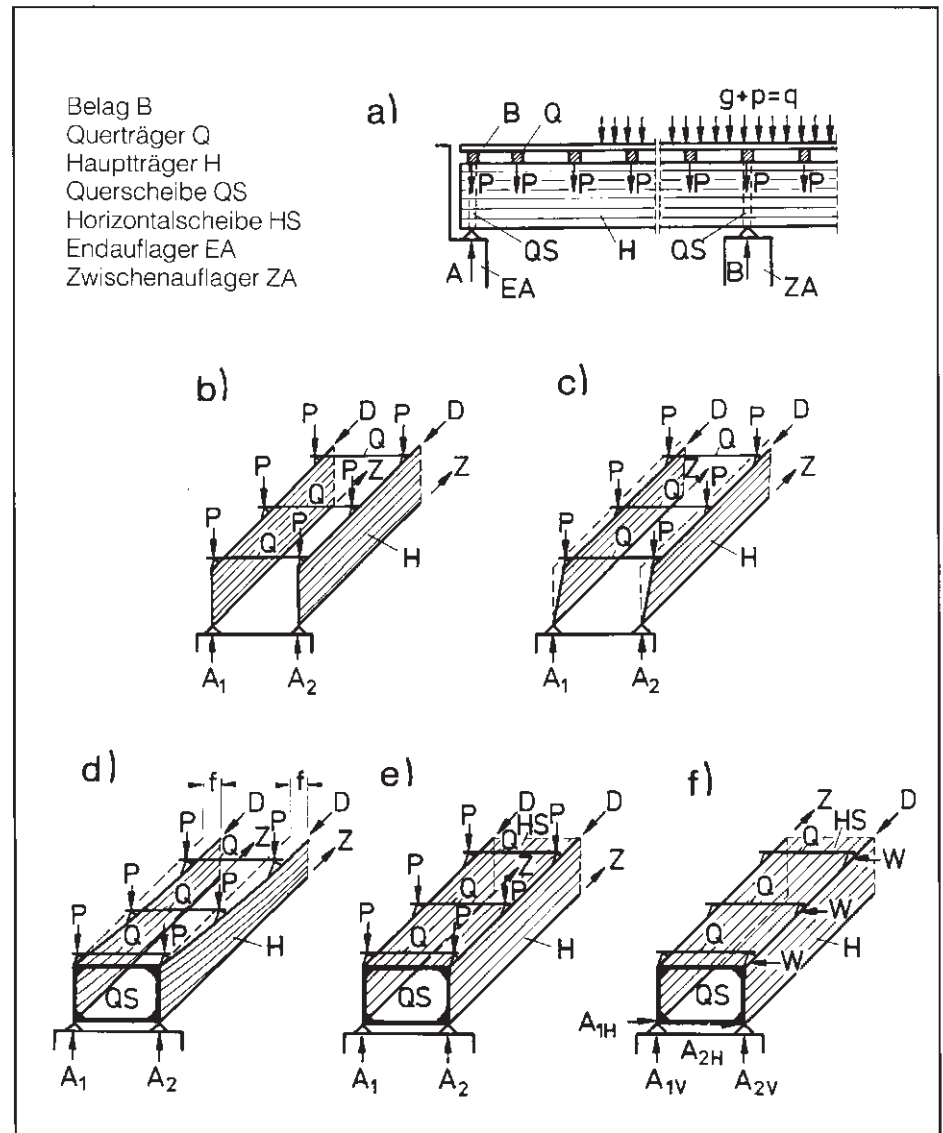


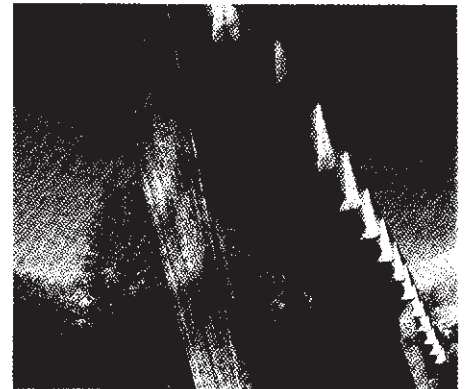
Bild 34 Brücke mit obenliegender Geh- oder Fahrbahn

- Übersicht (Horizontalscheibe nicht dargestellt)
- Vertikale Lasten P am Brückensteg
- Umkippen der Hauptträger
- Nicht stabiler Brückensteg trotz Endquerscheiben
- Stabiler Brückensteg durch zusätzliche Horizontalscheibe
- Aufnahme auch der Windlasten W durch Querscheiben und eine Horizontalscheibe

die Lasten q auf die Querträger, und diese geben ihre Auflagerkräfte an die Hauptträger als Einzellasten P ab, deren Summe von den Hauptträgern auf die End- und Zwischenauflager übertragen wird, wie aus Bild 35 b zu ersehen ist. Bei nur geringem Hauptträgerabstand können die Querträger entfallen, so daß die Hauptträger direkt vom Belag belastet werden. An die Stelle der Einzellasten P tritt dann die Gleichlast q , und an die Stelle



a)



b)

Bild 36 Brücke bei Münster
a) Ansicht
b) Mittelstützrahmen

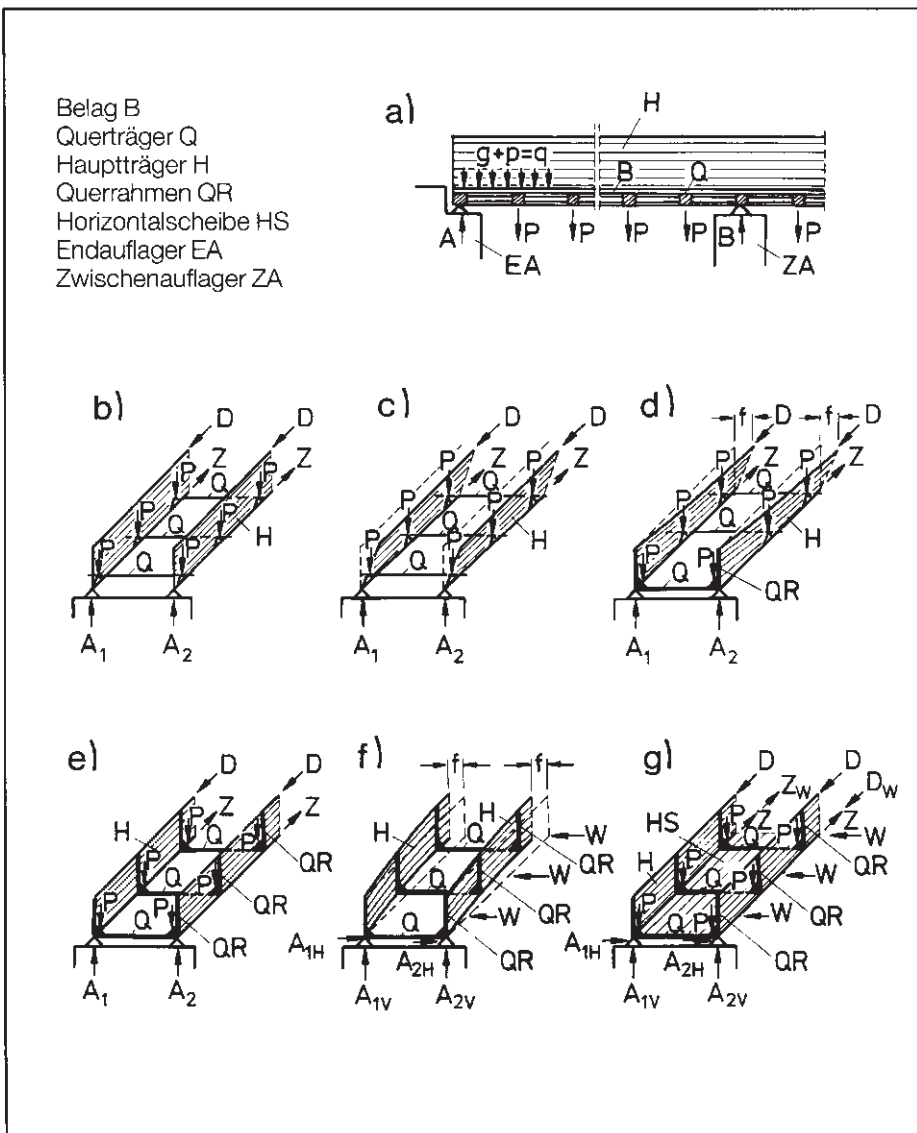


Bild 35 Brücke mit **untenliegender** Geh- oder Fahrbahn

- Übersicht (Querrahmen und Horizontalscheibe nicht dargestellt)
- Vertikale Lasten P am Brückensteg
- Umkippen der Hauptträger
- Nicht stabiler Brückensteg trotz Endquerrahmen
- Brückensteg versteift durch weitere Querrahmen
- Brückensteg ohne Horizontalscheibe ungeeignet zur Aufnahme der Windlasten W
- Stabiler Brückensteg, Aufnahme auch der Windlasten W durch Querrahmen und Horizontalscheibe

der Querträger treten die Riegel der Querrahmen.

Ohne Anordnung von Querrahmen können die Hauptträger umkippen, siehe Bild 35 c. Das Umkippen wird durch den Einbau von Endquerrahmen nach Bild 35 d und das seitliche Ausweichen der auf Druck belasteten Hauptträger durch Anordnung von weiteren Querrahmen nach Bild 35 e verhindert.

Ein soweit zusammengesetzter Brückensteg ist jedoch erst nach Hinzufügen eines Horizontalverbandes oder einer Horizontalscheibe in der Lage, die anfallenden Windlasten aufzunehmen und in die End- und Zwischenauflager der Brücke weiterzuleiten, siehe Bilder 35 f und 35 g.

Die Synthese einer hölzernen Geh- und Fahrwegbrücke – das gilt gleichermaßen für beide Konstruktionstypen – ist somit von der Art der Bauweise, nämlich der traditionellen Zimmermanns-, der Fachwerk- oder Vollwandbauweise unabhängig. Auch die in Zimmermannsbauweise errichteten historischen Holzbrücken zeigen den klaren Aufbau aus Belag, Querträgern, Hauptträgern, Aussteifungsverbänden (i. allg. zugleich Windverbände) sowie End- und eventuell Zwischenauflagern. Die häufig diskutierte Unklarheit ihres Tragverhaltens muß man auf die Hauptträger und Aussteifungsverbände beschränken. Mit der Entwicklung und dem Bekanntwerden statischer Gesetzmäßigkeiten, der Elastizitätstheorie und Festigkeitslehre sowie neuzeitlicher mechanischer Verbindungsmittel konnten diese Konstruktionselemente als Fachwerke ausgebildet werden, nachdem zuverlässige und dauerhafte Verklebungen mit Kunstharzleimen entwickelt wurden, auch als verleimte Vollwandkonstruktionen.

4.3 Lastnahmen

Zur Berechnung von Geh- und Radwegbrücken sind die Lastannahmen nach DIN 1072 (12.85) – Straßen- und Wegbrücken – anzusetzen. Unterschieden werden Haupt-, Zusatz- und Sonderlasten.

Hauptlasten sind ständige Lasten, Verkehrs-Regellasten, Wirkungen aus Quellen und Schwinden des Holzes, Zwängungen aus wahrscheinlichen Baugrundbewegungen.

Zusatzlasten sind Windlasten, Schneelasten, Lasten auf Geländer, Lasten aus Temperatureinfluß.

Sonderlasten sind Lasten aus Bauzuständen und Ersatzlasten für den Anprall von Straßenfahrzeugen, Zwängungen aus möglichen Baugrundbewegungen.

Maßgebend für die Bemessung ist jeweils der ungünstigste Lastfall.

Zu den **ständigen Lasten** sind die Eigenlasten der Bauteile zu zählen, nämlich das Gewicht des Verkehrsbahnbelages, der Quer- und Hauptträger, der Verbände, Widerlager, Pfeiler, Stützen und der Versorgungsleitungen, falls vorhanden.

Die **Eigenlasten** aller Bauteile sind nach den einschlägigen Normen und Vorschriften zu bestimmen. Für gegen Witterung und Feuchtigkeit geschützte Bauhölzer sind in DIN 1055 Teil 1 (7.78), als Berechnungsgewicht die in **Tabelle 2** zusammengestellten Werte angegeben.

Tabelle 2. Berechnungsgewicht von Bauholz

Holzart	Berechnungsgewicht kN/m ³
Nadelholz allgemein	6,0
Fichtenholz im Holzleimbau	5,0
Laubholz	8,0

Zuschläge für kleine Stahlteile (z. B. Nägel, Bolzen, Dübel, Stabdübel), Hart-

holzteile und Anstrich oder Tränkung sind in diesen Werten enthalten. Die Lasten für stählerne Zugglieder, Knotenbleche u. dgl. sind gesondert zu berücksichtigen.

Als **Verkehrs-Regellasten** sind für Geh- und Radwegbrücken nach DIN 1072 die in **Tabelle 3** angegebenen Werte anzunehmen. Zwischenwerte sind gegebenenfalls geradlinig einzuschalten.

Tabelle 3. Verkehrs-Regellasten für Geh- und Radwegbrücken

Bauteil	Stützweite m	Verkehrs-Regellast kN/m ²
Belag		5,00
Längsträger Querträger	≤ 10	5,00
	15	4,75
	20	4,50
	25	4,25
	≥ 30	4,00

Die durch **Quellen und Schwinden** entstehenden Formänderungen und (bei behinderten Verformungen) auftretenden Spannungen sollten gegebenenfalls berechnet werden. In DIN 1052 (4.88) sind hierzu Schwind- und Quellmaße für Holz angegeben. Sie werden, anders als in der bisher gültigen Norm, jeweils als Mittel aus den Werten tangential und radial zu den Jahrringen bzw. zur Zuwachszone zusammengefaßt. Schwinden und Quellen des Holzes in Faserrichtung braucht nur in Sonderfällen berücksichtigt zu werden. Bei Holzwerkstoffen kann Schwinden und Quellen rechtwinklig zur Plattenebene vernachlässigt werden, in Plattenebene ist es nur in Sonderfällen zu berücksichtigen.

Als **wahrscheinliche Baugrundbewegungen** gelten Verschiebungen oder Verdrehungen, die eine Stützung unter dem Einfluß der dauernd wirkenden Lasten bei den vorliegenden Baugrundverhältnissen voraussichtlich erleiden wird. Über Zwängungen aus wahrscheinlichen Baugrundbewegungen siehe DIN 1072.

Die Windlasten sind nach DIN 1072, Tabelle 4, in Abhängigkeit von der Höhenlage der Windangriffsfläche über Gelände anzusetzen. Die Windrichtung ist i. allg. waagrecht anzunehmen.

Als vom Wind getroffene Flächen bei Lastfällen **ohne** Verkehrslasten sind anzunehmen:

1. bei vollwandigen Hauptträgern die Ansichtsflächen des vorderen Hauptträgers, der darüber hinausragenden Teile der anderen Hauptträger und des etwa darüber hinausragenden Verkehrsbahnbandes (siehe Bild 37),
2. bei gegliederten Hauptträgern die Ansichtsflächen des Verkehrsbahnbandes und der über und unter dem Verkehrsbahnband liegenden Teile sämtlicher Hauptträger. (Max. Fläche vgl. DIN 1072. 4.2.2).

Als vom Wind getroffene Flächen bei Lastfällen **mit** Verkehrslasten sind anzunehmen:

1. bei vollwandigen Hauptträgern die Ansichtsflächen des vorderen Hauptträgers, der darüber hinausragenden Teile der anderen Hauptträger und des etwa darüber hinausragenden Verkehrsbahnbandes und des Verkehrsbandes (siehe Bild 37),
2. bei gegliederten Hauptträgern die Ansichtsflächen des Verkehrsbahn- und Verkehrsbandes und der darüber- und darunterliegenden Teile sämtlicher Hauptträger. (Max. Fläche vgl. DIN 1072. 4.2.2).

Die Höhe des Verkehrsbandes ist bei Geh- und Radwegbrücken mit 1,80 m (s. Bild 37) und bei Straßenbrücken mit 3,50 m anzunehmen.

Schneelasten als Verkehrslasten brauchen i.allg. nicht angesetzt zu werden, solange die Schneelast nach DIN 1055 Teil 5, geringer ist als die Verkehrs-Regellast. Für überdachte Brücken gilt DIN 1055 Teil 5.

Die Holme der **Geländer** sind mit einer waagerechten **Seitenlast** $p = 0,80 \text{ kN/m}$, die nach innen und außen wirken kann, zu

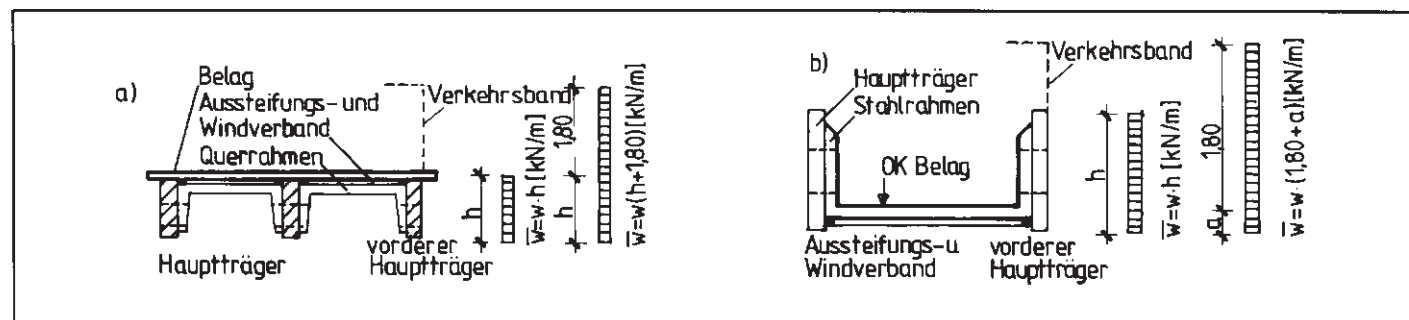


Bild 37 Windangriffsflächen und Windlasten für Geh- und Radwegbrücken
a) bei Brücken mit oberliegender Verkehrsbahn
b) bei Brücken mit unterliegender Verkehrsbahn

4.4 Zulässige Spannungen

belasten. Auflagerjoche und Fundamente werden dadurch nicht beansprucht, es entstehen ausschließlich innere Kräfte.

Tragende Stützen, Rahmenstiele oder dgl. sind in der Regel bei Brücken über Straßen für **Fahrzeuganprall** zu bemessen und durch besondere Maßnahmen (s. u.) zu sichern.

Stehen sie in oder neben Straßen innerhalb geschlossener Ortschaften mit Geschwindigkeitsbeschränkung auf 50 km/h, müssen sie ebenso für Fahrzeuganprall bemessen werden, besondere Zusatzmaßnahmen sind nicht erforderlich.

Sie müssen weder für Fahrzeuganprall bemessen noch durch besondere Maßnahmen gesichert werden, wenn sie durch ihre Lage gegen die Gefahr eines Anpralls geschützt sind oder wenn es sich um Betonbauteile handelt, die DIN 1075 (4.88) Abschnitt 10.2 entsprechen.

Für Fahrzeuganprall sind nach DIN 1072 neben den ungünstig wirkenden Hauptlasten folgende waagerechten Ersatzlasten in 1,2 m Höhe über Fahrbahnoberfläche anzusetzen:

- in Fahrtrichtung $\pm 1000 \text{ kN}$
- rechth. zur Fahrtrichtung 500 kN

Eine gleichzeitige Wirkung beider Ersatzlasten braucht nicht angenommen zu werden.

Als besondere Maßnahmen (s. o.) gelten abweisende Schutzeinrichtungen, die in mindestens 1 m Abstand zwischen der Vorderkante der Schutzeinrichtung und der Vorderkante des zu schützenden Bauteils auszuführen sind, oder Betonsockel neben den zu schützenden Bauteilen mit mindestens 0,8 m Höhe, die parallel zur Verkehrsrichtung mindestens 2 m und rechtwinklig dazu mindestens 0,5 m über die Außenkante dieser Bauteile hinausragen.

Stützen können auch durch ihre Lage gegen Anprall von Straßenfahrzeugen gesichert werden, indem sie z. B. mehrere Meter vom Fahrbahnrand entfernt entweder ausreichend hoch in die Böschung gestellt oder durch einen wirkungsvollen Graben von der Fahrbahn getrennt werden.

Als **mögliche Baugrundbewegungen** gelten die Grenzwerte der Verschiebungen oder Verdrehungen, die eine Stützung im Rahmen der Unsicherheiten, die mit der Vorhersage von Baugrundbewegungen verbunden sind, erleiden kann. Über Zwängungen aus möglichen Baugrundbewegungen siehe DIN 1072.

Die zulässigen Spannungen für **Voll- und Brettschichtholz** werden unter nachstehenden Voraussetzungen in DIN 1052 Teil 1, Tab. 5, für den Lastfall H festgelegt. Für den Lastfall HZ dürfen diese Werte um 25% erhöht werden, für Transport- und Montagezustände um 50% (für mech. Verbindungsmittel 25% s.u.).

Die Werte der zulässigen Spannungen sind abzumindern:

- um $1/6$ bei Bauteilen, die der Witterung allseitig ausgesetzt sind, oder bei denen mit einer Gleichgewichtsfeuchte von mehr als 18 % zu rechnen ist,
- um $1/3$ bei Bauteilen, die dauernd im Wasser stehen.

Nadelschnittholz der Sortierklasse S7 nach DIN 4074 Teil 1 sowie Baurundholz aus Nadelholz der Güteklasse III nach DIN 4074 Teil 2 dürfen für tragende Bauteile nicht verwendet werden. Bei Verwendung von visuell sortiertem Holz der Sortierklasse S13 muß sichergestellt sein, daß die Sortierkriterien nach DIN 4074 eingehalten werden!

In Bauteilen aus **Holzwerkstoffen** sind im Lastfall H die Spannungen nach DIN 1052, Teil 1, Tabelle 6, zulässig.

Bei Verwendung von Bau-Furniersperrholz BFU 100 G und von Flachpreßplatten V 100 G, in denen eine Feuchte von mehr als 18 %, jedoch nicht über 21 %, über mehrere Wochen zu erwarten ist, sind zur Berücksichtigung der Feuchteeinwirkungen die zulässigen Spannungen für Bau-Furniersperrholz BFU 100 G um $1/4$ und für Flachpreßplatten V 100 G um $1/3$ abzumindern.

Für tragende Konstruktionsteile aus Stahl gilt bei Straßen- und Wegebrücken grundsätzlich DIN 18 809.

Im Lastfall HZ und für Transport- und Montagezustände dürfen die zulässigen Belastungen der Verbindungsmittel um 25 % erhöht werden.

Bei Feuchteeinwirkungen sind für die Verbindungsmittel die zulässigen Belastungen, wenn nichts anderes bestimmt ist, entsprechend den Angaben für Holz und Holzwerkstoffe (s. o.) abzumindern.

Für die Berechnung **stählerner Lagerteile** gilt DIN 18 800, Teil 1. Zusätzlich ist DIN 18 809 zu beachten. Für die Bemessung von massiven Pfeilern und **Widerlagern** gilt DIN 1075.

4.5 Zulässige Durchbiegungen

Um die Gebrauchsfähigkeit der Konstruktion und der Bauteile zu sichern, sind Grenzwerte für die Durchbiegungen aus Verkehrslasten (einschließlich Wind- und Schneelast; ohne Schwing- und Stoßbeitrag) einzuhalten.

Bei der Berechnung der Durchbiegung muß neben der elastischen Formänderung des Holzes erforderlichenfalls auch die Nachgiebigkeit der Verbindungen, das Quellen und Schwinden sowie das Kriechen des Holzes berücksichtigt werden (siehe DIN 1052 Teil 1, 8.5).

Bei der Durchbiegung von Fachwerkträgern ist zu unterscheiden zwischen einer Näherungsberechnung, bei der nur die elastische Verformung der Gurtstäbe berücksichtigt wird, und einer genaueren Berechnung, bei der die elastische Verformung sämtlicher Stäbe und die Nachgiebigkeit aller Anschlüsse und Stöße zu berücksichtigen sind. Dies gilt auch für einsinnig oder kreuzweise verbretterte Vollwandträger.

Bei Trägern mit Vollholz- oder Plattenstegen ist der Durchsenkungsanteil aus Schubverformung zu berücksichtigen. Bei Vollwandträgern genügt es dabei i. allg., wenn kein genauere Nachweis geführt wird, die rechnerische Durchsenkung aus der Schubverformung näherungsweise unter Annahme einer stellvertretenden, gleichmäßig verteilten Last zu ermitteln. Für Vollwandträger auf zwei Stützen mit gleichbleibendem Querschnitt darf diese Durchsenkung in Balkenmitte zu

$$\max f_1 = \frac{q \cdot l^2}{8G \cdot A_{\text{Steg}}}$$

angenommen werden mit G als Schubmodul des Stegmaterials.

Planmäßig gerade Hauptträger von Brücken sind parabelförmig zu überhöhen (DIN 1052 Teil 1, Abschn. 8.5.5).

Zulässige Durchbiegungen (nach Tab. 1 DIN 1074):

	Last	Kantholzträger, BSH-Träger, Vollwandträger	Fachwerkträger ¹⁾	
			Näherungsberechnung ²⁾	genauere Berechnung ²⁾
Längsträger Querträger	Verkehrslast	l/400	l/1200	l/400
Aussteifungs- u. Windverbände	Gesamtlast	Bei Berechnung nach DIN 1052, Teil 1, Abs.10 l/1000 Bei genauerer Berechnung des Gesamtsystems nach DIN 1052, Teil 1, Abs. 9.6 (Th.II.O) l/300		

¹⁾ Einschließlich verbretterter Vollwandträger
²⁾ Nach DIN 1052, Teil 1, Abs.8.5.3
³⁾ Nur für Brücken mit Spannweiten bis 12 m

5. Zur statischen Berechnung der Konstruktionselemente

5.1 Belag

Der Belag setzt sich aus der **Tragschicht** und der **Verschleißschicht** zusammen. Zur konstruktiven Ausbildung siehe Abschnitt 3.2.

Tragschicht:

Die Berechnung der Tragschicht darf nach DIN 1074 als Träger auf zwei Stützen mit gelenkiger Auflagerung erfolgen. Als Stützweite gilt in der Regel der lichte Abstand der Unterstützungen (Quer- oder Längsträger) zuzüglich 10 cm. Die Bohlenenden müssen gegen Abheben gesichert werden.

Ist die Tragschicht gleichzeitig horizontaler Verband, so sind die Spannungen aus der Vertikalbelastung mit denen aus der Horizontalbelastung zu überlagern.

Lastannahmen siehe 4.3.

Bohlen:

Tragschichten aus Bohlen leiten die anfallenden Eigen- und Verkehrslasten an die Unterkonstruktion weiter. Bei diagonaler Verlegung können sie auch zur Aufnahme von Verbandskräften herangezogen werden (siehe hierzu Ausführungen unten und die Bilder 38 und 39).

Brettschichtholz (BSH):

Liegende Träger aus BSH können ebenfalls gleichzeitig als Tragbelag und Aussteifungsscheibe wirken. Querzugspannungen aus eventuellen Radlasten sind zu beachten. Zur Aufnahme der Spannungen quer zur Faser haben sich Quervorspannungen bewährt.

Bau-Furniersperrholz (BFU):

Auch Tragschichten aus BFU können vertikale und horizontale Lasten abtragen.

Verschleißschicht:

Tragbohlen, die unmittelbar begangen oder befahren werden, sind mit Rücksicht auf die Abnutzung um 10 bis 20 mm dicker (DIN 1074, 4.4.3) auszuführen als die Berechnung es erfordert. Sonstige Verschleißschichten siehe Abschnitt 3.2.

Belag aus Bohlen in Kreuzlage:

Dieser Belag erreicht für horizontale Beanspruchung eine relativ hohe Steifigkeit. Sie ist wesentlich größer als die

5.2 Querträger und Längsträger

Querträger:

Querträger haben die Aufgabe, die Vertikallasten aufzunehmen und zu den Längsträgern weiterzuleiten. Sie können außerdem gleichzeitig die Vertikalstäbe des Verbandes und die Horizontalriegel von Querrahmen bilden.

Bei Brücken mit oberliegender Verkehrsbahn werden die Längsträger häufig in so kleinen Abständen verlegt, daß gar keine Querträger erforderlich sind. Werden trotzdem Querträger verwendet, so ist wegen der geringen Spannweiten der Verkehrslastfall nicht maßgebend. An den End- und Zwischenauflagern sind Querscheiben, z. B. Rahmen oder Verbände, erforderlich (siehe auch 4.2).

Bei Brücken mit untenliegender Verkehrsbahn sind die Lasten aus den Querträgern möglichst weit oberhalb der Schwerachse der Hauptträger in diese einzuleiten.

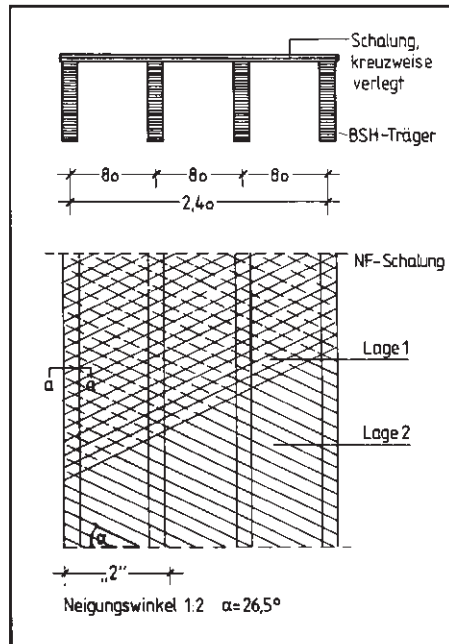


Bild 38 Kreuzweise verlegter Belag; Draufsicht und Schnitt

Steifigkeit von Bau-Furniersperrholz gleicher Dicke. Verbandskräfte werden nämlich von den Bohlen über Druck und Zug in Faserrichtung abgetragen. Hierbei wird der E-Modul des Holzes parallel zur Faser maßgebend. Bei Bau-Furniersperrholz dagegen werden die Verbandskräfte über Schub abgetragen, wobei der G-Modul, der sehr viel kleiner ist als der E-Modul, maßgebend wird.

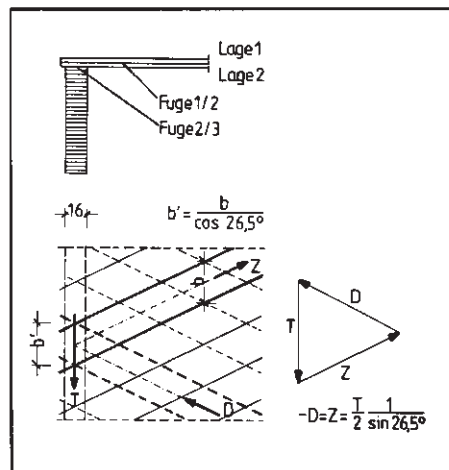


Bild 39 Verbandskräfte

Die Verbindungsmittel in Fuge 1/2 sind zur Übertragung von D und Z kontinuierlich über die ganze Brettlänge anzuordnen, um zu gewährleisten, daß die Druckdiagonalen durch die Zugdiagonalen gegen Knicken gehalten werden. In Fuge 2/3 ist T von den Verbindungsmitteln zu übertragen.

Längsträger:

Im allgemeinen Fall sind die Längsträger die Hauptträger. Die Abstände der Hauptträger liegen bei Brücken mit oberliegender Verkehrsbahn meist zwischen 0,80 m und 1,50 m; bei Brücken mit untenliegender Verkehrsbahn bestimmt die Breite der Verkehrsbahn den Hauptträgerabstand.

Spannungsnachweis:

Für Hauptträger aus Kantholz oder Brettschichtholz mit **gerader Längsachse** kann der Spannungsnachweis wie folgt geführt werden.

$$\frac{N}{A_n} + \frac{M}{W_n} \leq 1$$

zul $\sigma_{z, D||}$ zul σ_B

Hierin bedeuten:

- N rechnerisch vorh. Normalkraft
- A_n Nettoquerschnitt
- zul $\sigma_{z, ||}$ zulässige Zugspannung parallel zur Faser
- zul $\sigma_{D, ||}$ zulässige Druckspannung parallel zur Faser
- M rechnerisch vorhandenes Moment
- W_n Widerstandsmoment des Nettoschnittes
- zul σ_B zulässige Biegespannung

Bei **gekrümmten Brettschichtholzträgern** sollte der Biegehalbmesser des Einzelbrettes mindestens das 200-fache der Brettstärke a betragen.

5.3 Wind- und Aussteifungsverbände

Die Längsspannung am unteren Träger- rand beträgt für Rechteckquerschnitte:

$$\max \sigma_{II} = \kappa_1 \cdot \frac{M}{W}$$

Dieser Nachweis braucht in der Regel nur geführt zu werden, wenn das Verhältnis von Krümmungsradius der Schwerachse R zu Trägerhöhe h kleiner 10 ist.

Die maximale Querspannung ist mit

$$\max \sigma_I = \kappa_2 \cdot \frac{M}{W}$$

zu bestimmen.

κ_1 und κ_2 sind nach DIN 1052, Teil 1, Abschnitt 8.2.3 zu ermitteln.

Biegespannungen infolge der Krümmung der Einzelbretter vor der Verleimung dürfen vernachlässigt werden.

Für zusammengesetzte Querschnitte sollten Spannungs- und Durchbiegungsnachweis unter Berücksichtigung der Verschiebungsmoduli nach DIN 1052, Teil 1 und 2 geführt werden.

Die Kriechverformung ist nachzuweisen, wenn die ständige Last mehr als 50 % der Gesamlast beträgt. Angaben hierzu siehe DIN 1052, Teil 1, Abschnitt 4.3.

Stabilitätsnachweis:

Ist der Brückenhauptträger als Fachwerkträger ausgebildet, so reicht ein Knicknachweis nach DIN 1052, Teil 1, Abschnitt 9 im allgemeinen als Stabilitätsnachweis aus.

Für einteilige Stäbe gilt:

$$\frac{N/A}{\text{zul } \sigma_k} \leq 1$$

Sind die Brückenhauptträger Brett-schichtholzträger mit Rechteckquerschnitt oder Kasten- und I-Träger, so ist auch die Kippsicherheit nachzuweisen.

Bei kombinierter Beanspruchung aus Biegung und Normalkraft gilt:

$$a) \frac{N/A}{\text{zul } \sigma_k} + \frac{M/W}{\text{zul } \sigma_B} \leq 1 \text{ und}$$

$$b) \frac{N/A}{\text{zul } \sigma_k} + \frac{M/W}{1,1 k_B \cdot \text{zul } \sigma_B} \leq 1$$

(Rechteckquerschnitt)

$$\frac{\sigma_{DS}}{k_S \cdot \text{zul } \sigma_k} \leq 1$$

(Kasten- oder I-Querschnitt)

Es bedeuten:

- N größte Stabdrukkraft
- A Bruttoquerschnitt
- M größtes Moment
- W Widerstandsmoment des Bruttoquerschnittes
- zul σ_k zulässige Knickspannung
- zul σ_{DS} zulässige Biegespannung
- σ_{DS} Schwerpunktspannung des betrachteten Querschnittsteiles
- k_S, k_B Beiwerte nach DIN 1052, Teil 1, Abschnitt 8.6

Windverbände dienen zur Aufnahme der Windlasten. Als äußere Lasten müssen diese in den Baugrund abgeleitet werden. Siehe hierzu auch [5/1].

Aussteifungsverbände haben die Aufgabe, die Druckgurte der Brückenhauptträger gegen seitliches Ausweichen infolge innerer Lasten, z. B. aus vorhandenen oder erzwungenen Abweichungen von der planmäßigen Lage der Bauteile, zu sichern. Wenn sich die Lasten innerhalb des Tragwerks ausgleichen können, müssen sie nicht in den Baugrund abgeleitet werden.

Meist erhalten Brücken lediglich einen Verband, der gleichzeitig die Aussteifungs- und Windlasten aufzunehmen hat.

Verbände werden häufig als Fachwerke ausgeführt. Hinsichtlich der Tragwirkung ist die Ausbildung als Scheibe aus Bau-Furniersperrholz oder Brettschichtholz sehr vorteilhaft. Kreuzweise angeordnete Bohlen können die Aussteifung ebenfalls übernehmen. In allen Fällen ist die gleichzeitige Beanspruchung aus horizontalen und vertikalen Lasten zu berücksichtigen.

Alle Kombinationen aus

- Verband oben- oder untenliegend
 - Verband als Fachwerkträger oder Scheibe
 - Brückenhauptträger als Fachwerk- oder Brettschichtholzträger
 - Verkehrsbahn oben- oder untenliegend
- sind möglich.

Obenliegender Verband

Wird ein obenliegender Verband als Fachwerkträger ausgebildet, so sind i. allg. die außenliegenden Brückenhauptträger zugleich die Gurte, evtl. vorhandene Querrahmen die Vertikalstäbe des Verbandes. Als Diagonalstäbe kommen Kanthölzer, Flach- oder Rundstähle sowie Hohlprofile in Frage (Bild 40). In druckschlaffen

Diagonalen werden zweckmäßigerweise Spannschlösser eingebaut, um kraftschlüssige Verbindungen zu gewährleisten. Die Netzlinien der Verbandsstäbe sollten sich möglichst in einem Punkt schneiden, um in den Anschlüssen Versatzmomente aus Ausmittigkeiten zu vermeiden.

Bei der Aussteifung des Tragwerks durch Scheiben aus Bau-Furniersperrholz oder Brettschichtholz ergibt sich zusammen mit den Hauptträgern ein I-Querschnitt. Die zulässige horizontale Durchbiegung der Scheibe beträgt 1/1000 der Scheibenstützweite. Die rechnerische Durchbiegung von Platten aus Bau-Furniersperrholz darf nach DIN 1052, Teil 1, Abschnitt 10.3.1, infolge vertikaler Flächenlast von g+s oder g+p 1/400 ihrer Stützweite nicht überschreiten.

Die zur Bemessung des Aussteifungsträgers anzusetzende Last kann folgendermaßen ermittelt werden:

Sind die Brückenhauptträger Fachwerkträger (Bild 41), so ist zur Bemessung der Aussteifung der Druckgurte nach DIN 1052, Teil 1, Abschnitt 10.2.2, wenn ein genauerer Nachweis nicht geführt wird, eine gleichmäßig verteilte Seitenlast von

$$q_s = \frac{m \cdot N_{Gurt}}{30 \cdot l}$$

rechtwinklig zur Trägerebene nach beiden Richtungen wirkend anzunehmen.

Hierin bedeuten:

- m Anzahl der auszusteifenden Druckgurte
- N_{Gurt} mittlere Gurtkraft für den ungünstigsten Lastfall
- l Stützweite der Aussteifungskonstruktion

Sind die Brückenhauptträger Biegeträger mit Rechteckquerschnitt, bei denen das Verhältnis Höhe zu Breite ≤ 10 ist, so darf zur Bemessung der Aussteifungskon-

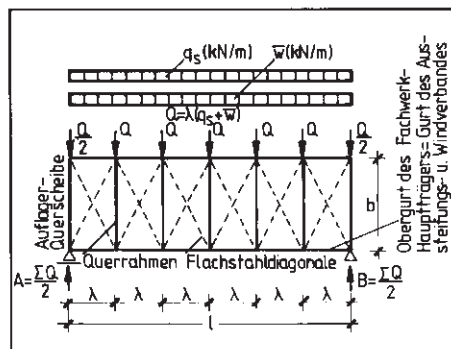


Bild 40 Aussteifungs- und Windverband, Draufsicht

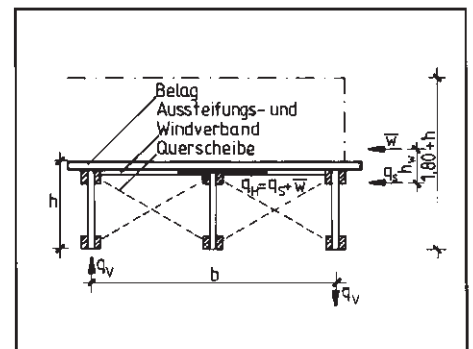


Bild 41 Angreifende Belastung für Aussteifungs- und Windverband bei mit Verkehrslast belasteter Fußgängerbrücke mit Fachwerkträgern und obenliegender Verkehrsbahn

zur Bemessung der Aussteifungskonstruktion nach DIN 1052, Teil 1, Abschnitt 10.2.3, eine gleichmäßig verteilte Seitenlast von

$$q_s = \frac{m \cdot \max M}{350 \cdot l \cdot b}$$

rechtwinklig zur Trägerebene nach beiden Richtungen wirkend angenommen werden, wenn ein genauerer Nachweis (z. B. nach Gl. 1) nicht geführt wird.

Hierin bedeuten:

- m Anzahl der auszusteifenden Träger
- max M maximales Biegemoment des Einzelträgers aus lotrechter Last
- b Trägerbreite
- l Stützweite der Aussteifungskonstruktion

Die Aussteifungskonstruktion ist an die Obergurte der Träger anzuschließen.

Voraussetzung für die Anwendung der o. g. Formeln zur näherungsweisen Ermittlung der Seitenlasten ist, daß die maximale Durchbiegung des Verbandes 1/1000 seiner Stützweite nicht überschreitet.

Ist der Verband gleichzeitig Wind- und Aussteifungsverband, so sollten, abweichend von DIN 1052, immer die Windlasten \bar{w} nach Bild 37 mit dem vollen Wert zusätzlich zu der Seitenlast q als Belastung aufgebracht werden. Man beachte das Versatzmoment $\bar{w} \cdot h_w$, das die Hauptträger zusätzlich mit $q_v = \frac{1}{b} (\bar{w} \cdot h_w)$ belastet (Bilder 41 und 42).

Untenliegender Verband

Bei untenliegendem Verband müssen Wind- und Seitenlasten über Rahmenkonstruktionen in den Verband geleitet werden. Das Versatzmoment kann in Feldmitte mit $q_s \cdot h_s + \bar{w} \cdot h_w$ angesetzt werden, die zusätzliche Belastung des Hauptträgers mit $q_v = \frac{1}{b} (q_s \cdot h_s + \bar{w} \cdot h_w)$.

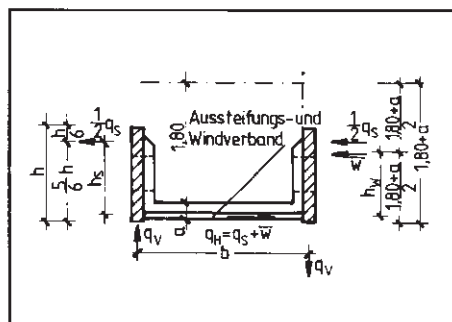


Bild 42 Angreifende Belastung für Aussteifungs- und Windverband bei mit Verkehrslast belasteter Fußgängerbrücke mit untenliegender Verkehrsbahn

Für die näherungsweise Berechnung können Seitenlasten wie für obenliegende Verbände angesetzt werden, wenn die Durchbiegungen des Verbandes nicht größer als 1/1000 seiner Stützweite sind.

Ein Beispiel für die anzusetzende Belastung zeigt Bild 42.

Bei genauerem Nachweis sind größere Verbandsdurchbiegungen zulässig. Sie sollten allerdings 1/400 der Stützweite nicht überschreiten (vgl. Abschnitt 4.5).

Im folgenden wird ein parallelgurtiger Einfeldträger unter parabelförmiger Momentenbelastung zugrunde gelegt. Die am Druckgurt entstehenden Kräfte werden über einen Rahmen in den untenliegenden Verband geleitet (siehe Bild 42). Da dieser Rahmen in der Regel nicht sehr steif ist, muß seine Nachgiebigkeit bei der Berechnung der auftretenden Seitenlast, die zur Bemessung des Verbandes führt, berücksichtigt werden.

In [5/2] wird folgende Formel zur Berechnung von Seitenlasten angegeben:

$$mq + w = \frac{\bar{v} \cdot \frac{\pi^2}{L^2} \cdot m \cdot \frac{8}{3\pi} \cdot \frac{M}{s} \cdot k + \bar{w}}{1 - \frac{m \cdot \frac{8}{3\pi} \cdot \frac{Y_1 \cdot M}{s} \cdot k}{\frac{\pi^2}{L^2} \cdot E \cdot I_w^*}} \cdot \sin \frac{\pi \cdot x}{L} \quad (1)$$

$$\text{mit: } \frac{1}{k} = 2 - \frac{e}{s} + \frac{G \cdot I_T}{Y_1 \cdot \frac{8}{3\pi} \cdot M \cdot s}$$

Es bedeuten:

- m = Anzahl der auszusteifenden Träger; hier meist m=2
- q(x) = Seitenlast aus seitlichem Ausweichen des Druckgurt
- w(x) = Windlast
- \bar{w} = Maximale Ordinate einer sinusförmigen Windlast
- \bar{v} = Maximale Vorauslenkung des Hauptträgers
- l = Spannweite
- M = Biegemoment
- s = Lage des Verbandes; Ab Querschnittshauptachse nach oben positiv
- e = Lastangriffshöhe; Vorzeichenregelung wie s
- Y_1 = 2,0 = Lasterhöhungsbeiwert nach DIN 1052
- EI_w^* = Verbandssteifigkeit nach [5/1]
- GI_T = Drillsteifigkeit

Der dimensionslose Beiwert k berücksichtigt die Drillsteifigkeit der Einzelträger. Wird eine Herleitung der obengenannten Formel über Berücksichtigung einer Drehfederkonstanten c_ϕ durchgeführt, gelangt man zu dem Ergebnis, daß der Federeinfluß nur in einem modifizierten I_1 Berücksichtigung finden muß. I_1 wird dann zu:

$$I_{T1} = I_T + \frac{L^2}{\pi^2 \cdot G \cdot m} \cdot c_\phi \quad (2)$$

Führt man I_{T1} in Gleichung (1) ein, erhält man Seitenlasten unter Berücksichtigung der Nachgiebigkeit der Rahmenkonstruktion, wie sie z. B. in Bild 43 dargestellt ist.

Wird der Nenner der Gleichung (1) zu Null, ist der erste Eigenwert erreicht und das System wird instabil.

Verlangt man einen dreifachen Abstand gegenüber diesem Eigenwert, läßt sich für I_1 folgender Mindestwert bestimmen:

$$I_{T1} \geq \frac{L^2 \cdot Y_2 \cdot \frac{8}{3\pi} \cdot M \cdot s}{G \cdot \pi^2 \cdot EI_w^*} \cdot B \quad (3)$$

mit: $Y_2 = 3,0$ und

$$B = \left[\frac{8 m Y_2 \cdot M}{3 \pi \cdot s} - \frac{\pi^2}{L^2} \cdot EI_w^* \left(2 - \frac{e}{s} \right) \right]$$

Zur Bestimmung der Federkonstanten c_ϕ müssen an der Rahmenkonstruktion Kräftepaare, die aus dem Einheitsmoment der Hauptträger resultieren, angebracht und nach dem Kraftgrößenverfahren mit sich selbst überlagert werden. Hinzuzufügen ist noch der Verschiebungsanteil der Verbindungsmittel.

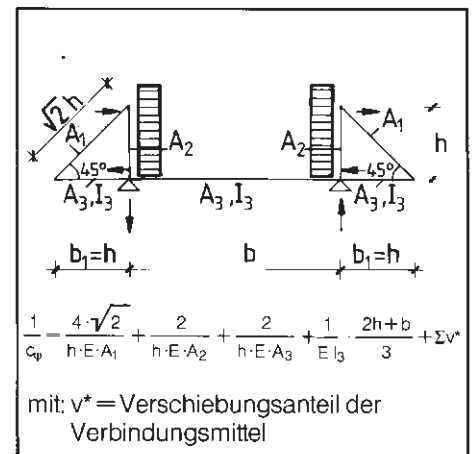


Bild 43 Federsteifigkeit c_ϕ für Trogbaukonstruktion

5.4 Auflager

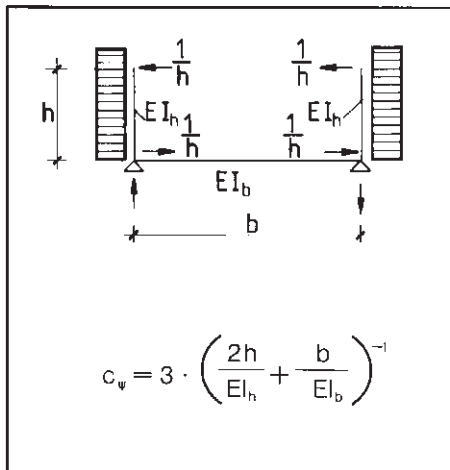


Bild 44
Federsteifigkeit c_w für Trogbauweise

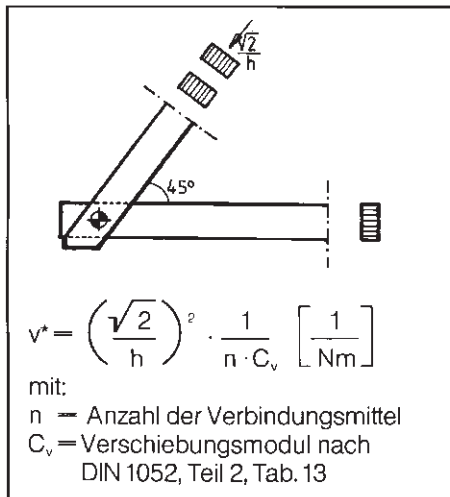


Bild 45 Beispiel zur Berechnung des Verschiebungsanteils der Verbindungsmittel

In den Bildern 43 und 44 werden für zwei häufig vorkommende Trogbauweisen Federsteifigkeiten c_w angegeben.

Es ist zu beachten, daß die so errechneten Federsteifigkeiten pro Rahmen gelten. Sie müssen auf die Längeneinheit umgerechnet werden.

Die Verschiebungsmoduln sind bei nachgiebig verbundenen Knotenpunkten zu berücksichtigen.

Vergleichsrechnungen zeigten, daß die Seitenlasten bei genügend starker Ausbildung der Aussteifungsrahmen sehr gering werden.

Nur wenn das Trägheitsmoment in der Nähe des Mindestträgheitsmomentes I_{T1} nach Gleichung 3 liegt, können nennenswerte Seitenlasten entstehen.

Zwischenaufleger (Joche)

Zwischenaufleger haben Vertikal- und Horizontallasten des Brückensteiges aufzunehmen und in das zugehörige Fundament zu leiten. Während Endauflager im neuzzeitlichen Holzbrückenbau nahezu ausnahmslos aus Stahlbeton hergestellt werden, werden bei der Gestaltung der Zwischenaufleger häufiger moderne Rahmenkonstruktionen an die Stelle der früher üblichen Pfahljoche gesetzt.

Bild 46 zeigt einen Rahmen, bei dem die zweiteiligen Rahmenstiele mit dem einteiligen Riegel verdübelt sind, siehe auch [5/3]. Die Stiele werden mit angeschraubten Stahlschuhen montiert, danach werden die Löcher für die Dübel in den Beton gebohrt, die Ankerdübel eingesetzt, vergossen und fest angezogen. Diese Konstruktion hat den Vorteil, daß Rahmenriegel und Rahmenstiele getrennt an die Baustelle transportiert werden können.

Geknickte Rahmenecken zeigt das Beispiel nach Bild 47, wobei Zwischenhölzer über je zwei Keilzinkenverbindungen den Riegel mit den Stielen verbinden, siehe auch [5/4]. An den Innenseiten dieser Rahmenecken sollten keine größeren Zugbeanspruchungen auftreten. Die an den Fußpunkten angedübelten T-Stahlprofile können die horizontalen Auflagerkräfte einwandfrei übertragen [5/5]. Ein ausgeführter Rahmen mit ausgerundeten Ecken ist auf Seite 42 dargestellt [5/4].

Endauflager

Endauflager werden zweckmäßigerweise in Stahlbeton ausgeführt, meistens wird eine Flächengründung gewählt. Zur Ermittlung der Schnittgrößen für die Stahlbetonteile wird hierbei i. allg. von einer ebenen Verteilung der Spannungen in der Sohlfläche ausgegangen, bei größerer Ausmitte tritt eine klaffende Fuge auf.

Für den Nachweis der Standsicherheit der Gründung sind nach DIN 1054 drei Lastfälle zu unterscheiden:

Lastfall 1: Ständige Lasten und regelmäßig auftretende Verkehrslasten, auch Wind (Normalfall);

Lastfall 2: Zusätzlich zum Lastfall 1 gleichzeitig, aber nicht regelmäßig auftretende große Verkehrslasten, Lasten im Bauzustand (ungünstiger Fall);

Lastfall 3: Zusätzlich zum Lastfall 2 gleichzeitig mögliche außerplanmäßige Lasten, z. B. infolge von Unfällen (außergewöhnlicher Fall).

Unter den ständigen Lasten darf keine klaffende Sohlfuge auftreten. Auch unter Einschluß der Verkehrsregellasten sollte die Sohlfuge möglichst nicht klaffen. Die Resultierende dieser Kräfte muß daher die Sohlfläche im Kern schneiden. Unter der Gesamtlast darf die Sohlfläche rechnerisch höchstens bis zu ihrem Schwerpunkt klaffen. Auch hierfür wird eine ebene Verteilung der Sohldruckspannungen angenommen.

Bei guten Baugrundverhältnissen, die insbesondere bis zur Einflußtiefe $z = 2b$ (mit b als Fundamentbreite) annähernd gleichmäßig sind, und bei annähernd waagrecht Geländeoberfläche darf die zulässige Belastung des Baugrundes mit Hilfe von Tabellenwerten nach DIN 1054, Abschnitt 4.2, ermittelt werden (Regelfall). Eine Grundbruchberechnung entfällt, auch eine Setzungsrechnung ist i. allg. nicht erforderlich.

Falls die Resultierende der Lasten (Vertikalkomponente V , Horizontalkomponente H) die Fundamentsohle (Fläche A) im Flächenschwerpunkt schneidet (mittiger Lastangriff), sind die Sohldruckspannungen gleichmäßig verteilt:

$$\sigma = V/A$$

Bei ausmittigem Lastangriff sind die Spannungen für eine verkleinerte Fläche A' zu berechnen, durch deren Schwerpunkt die Lastenresultierende verläuft:

$$\sigma = V/A'$$

Bei rechteckiger Fundamentsohle ist auch die verkleinerte Fläche rechteckig.

Die zulässige Bodenpressung für nichtbindige Böden darf im Regelfall DIN 1054 Tafel 1 – für setzungsempfindliche Bauwerke – entnommen werden. Bei Rechteckfundamenten mit einem Seitenverhältnis < 2 dürfen diese Werte erhöht werden, sofern das Fundament eine ausreichende Einbindetiefe besitzt. Auch bei einer zuverlässig nachgewiesenen dichten Lagerung des Bodens, die allerdings in der Natur seltener vorkommt, sind Erhöhungen zulässig. Bei hohem Grundwasserstand und relativ großen Horizontalkräften H können ggf. die Werte von DIN 1054 Tafel 2 maßgebend werden.

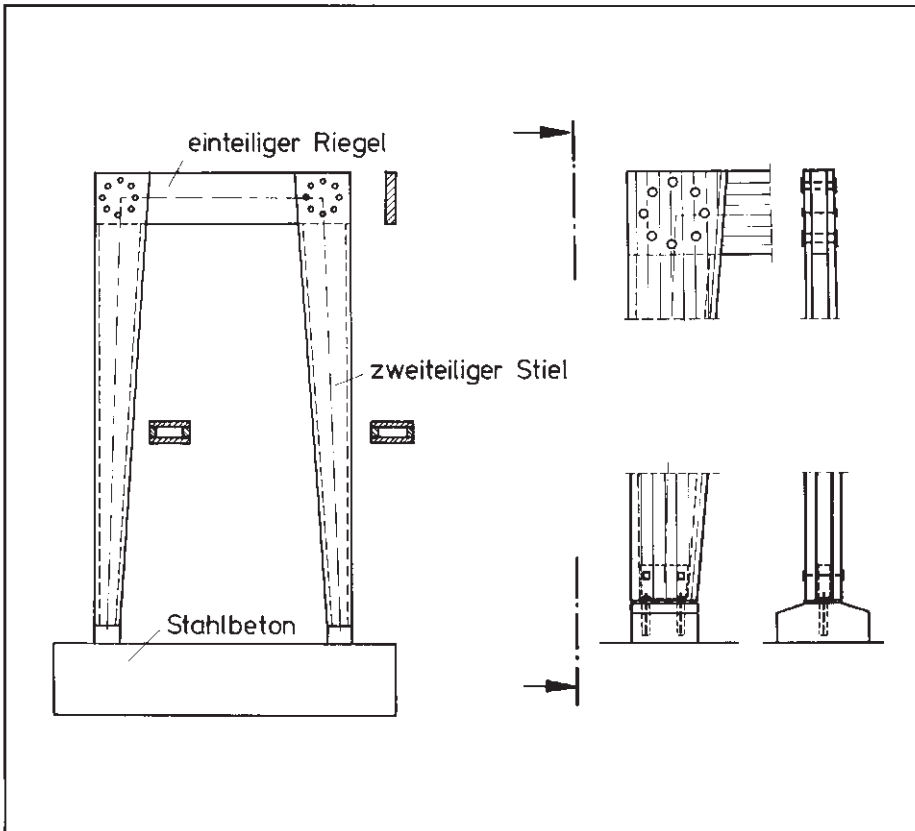


Bild 46 Zwischenaufleger mit einteiligem Riegel und zweiteiligem Stiel, Dübelverbindung

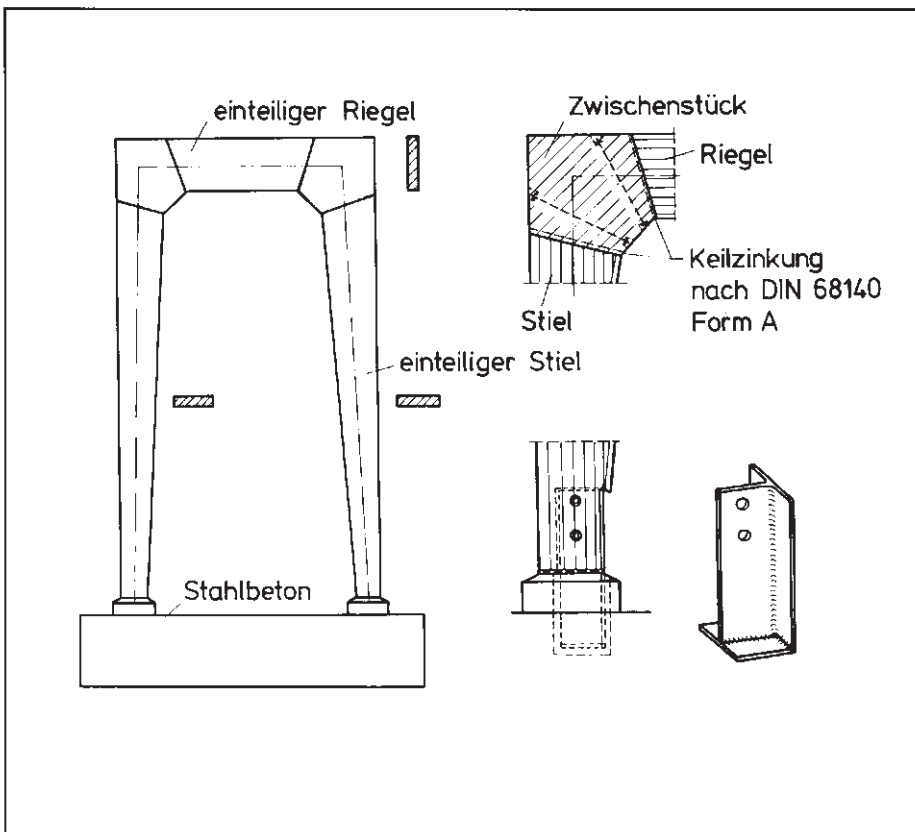


Bild 47 Zwischenaufleger mit einteiligem Riegel und Stiel, Zwischenstück mit Keilzinkenverbindung

Zur Ermittlung der zulässigen Bodenpres-
 sung für bindige Böden siehe DIN 1054,
 Abschnitt 4.2.2.

Zusätzlich zum Nachweis der Bodenpres-
 sungen ist bei $H \neq 0$ ein Gleitsicherheits-
 nachweis erforderlich:

$$n_g = \frac{V \cdot \tan \delta_{st}}{H}$$

Der Sohlreibungswinkel δ_{st} darf bei
 Ortbetonfundamenten, wenn kein Sohl-
 wasserdruck auftritt, gleich dem inneren
 Reibungswinkel α φ' des Bodens, siehe
 DIN 1055 Teil 2, angenommen werden.

Die Gleitsicherheit des Widerlagers muß
 mindestens betragen:

Lastfall	1	2	3
n_g	1,5	1,35	1,2

Als Vertikalkomponente V ist der Kleinste
 zur jeweiligen Horizontalkomponente H
 gehörende Wert einzusetzen. Auf die
 Anrechnung eines Erdwiderstandes sollte
 i. allg. verzichtet werden.

Bei nicht gleichmäßigen Baugrundverhält-
 nissen oder nicht annähernd waagerech-
 ter Geländeoberfläche, auch bei sehr
 dichtem Fundamentabstand (Nachbar-
 bauten) ist der oben beschriebene Stand-
 sicherheitsnachweis für die Gründung
 nicht mehr ausreichend. Hier sind ggf. die
 Grundbruchsicherheit, siehe DIN 4017
 Teil 1 und 2, und die Geländebruchsicher-
 heit, siehe DIN 4084 Teil 1 und Teil 2,
 nachzuweisen. Ferner sind ggf. auch die
 Setzungen nach DIN 4019 Teil 1 und 2 zu
 ermitteln.

Der Nachweis der Gleitsicherheit wird wie
 im Regelfall (s. o.) geführt.

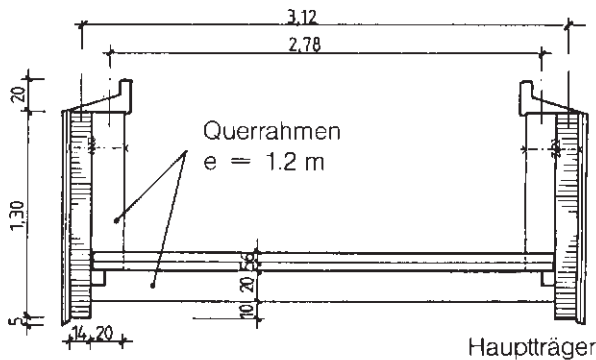
Außer den genannten Nachweisen kön-
 nen für die Widerlager ggf. nach DIN 1072,
 Abschnitt 6, weiterhin besondere Nach-
 weise erforderlich werden:

- Wirkungen von Stützenbewegungen
 (Setzungen) auf das Tragwerk;
- Sicherheit gegen Umkippen, sofern sie
 nicht zweifelsfrei feststeht (es sind z. B.
 Auskragungen, Verankerungen, Erd-
 drücke, Verkehrslasten in ungünstiger
 Stellung, Bergsenkungseinflüsse u. ä.
 zu berücksichtigen);
- Sicherheit gegen Abheben von den
 Lagern;
- Bewegungen an Lagern und Fahrbahn-
 übergängen.

5.5 Rechenbeispiel

Brückenspannweite: 20 m über 1 Feld
 Brückenbreite: 2,78 m

Querschnitt (siehe auch 3.4.2): Die Hauptträger werden vollständig vor Bewitterung geschützt.



1.) Vorbemerkung

Zum Schutz gegen schädigende Witterungseinflüsse wird der Brückenquerschnitt, wie in Beispiel 3.4.2 dargestellt, allseits mit einer hinterlüfteten Schalung verkleidet. Es kann davon ausgegangen werden, daß die Holzfeuchte in den tragenden Bauteilen höchstens kurzfristig den Wert von 18% überschreitet. Eine Abminderung der Materialkennwerte und der zulässigen Spannungen ist somit nicht erforderlich.

2.) Tragschicht des Belags

Statisches System:

$$l = l_{\text{richt}} + 0,10 \text{ m} = 1,16 \text{ m}$$

Belastung:

6 cm Gußasphalt	$0,06 \cdot 23 = 1,38 \text{ kN/m}^2$
5 cm Bau-Furniersperrholz	$0,05 \cdot 7 = 0,35 \text{ kN/m}^2$
	$g = 1,73 \text{ kN/m}^2$
Verkehrslast	$p = 5,00 \text{ kN/m}^2$
	$q = 6,73 \text{ kN/m}^2$

Schnittgrößen:

$$A = B = 3,9 \text{ kN/m}, \quad M = 1,13 \text{ kNm/m}$$

Bemessung:

Bau-Furniersperrholz nach DIN 68705 Teil 3 mit $d = 50 \text{ mm}$:
 vorh $\sigma_B = 2,71 \text{ MN/m}^2 < 13 \text{ MN/m}^2 = \text{zul } \sigma_{B,xy}$

Beachte:

Faserrichtung der Deckfurniere in Brückenlängsrichtung!

Durchbiegung:

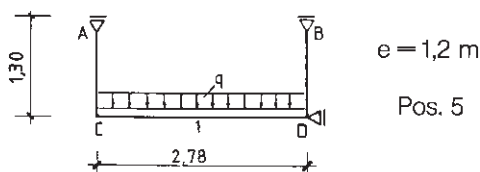
$E = 5500 \text{ MN/m}^2$ (mehr als 5 Furnierlagen)

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{6,73 \cdot 10^3 \cdot 1,16^4 \cdot 12}{5500 \cdot 0,05^3} = 2,74 \cdot 10^{-3} \text{ m}$$

$$\text{zul } f = 1/400 = 1160/400 = 2,9 \text{ mm} > 2,74 \text{ mm}$$

3.) Querrahmen

System:



Belastung:

LFg: Belag	$1,73 \cdot 1,2 = 2,08 \text{ kN/m}$
Rahmenriegel	$= 0,17 \text{ kN/m}$
	$g = 2,25 \text{ kN/m}$

$$A = 3,13 \text{ kN}, \quad M_1 = 2,17 \text{ kNm}$$

$$\text{LFp: } p = 5,00 \cdot 1,20 = 6,00 \text{ kN/m}$$

$$A = 8,34 \text{ kN}, \quad M_1 = 5,8 \text{ kNm}$$

LF Wind: a.) ohne Verkehr:

für $h < 20 \text{ m} \rightarrow q_w = 1,75 \text{ kN/m}^2, M_D = 2,1 \cdot 1,3^2/2 = 1,77 \text{ kNm}$
 $w = 1,20 \cdot 1,75 = 2,1 \text{ kN/m}, Q_D = 2,1 \cdot 1,3 = 2,73 \text{ kN}$

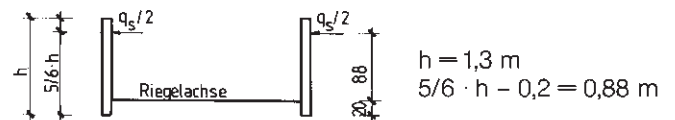
b.) mit Verkehr: nicht maßgebend

Seitl. Geländerlast: $p = \pm 0,80 \text{ kN/m}$

$$M_D = 0,8 \cdot 1,3 \cdot 1,2 = \pm 1,25 \text{ kNm}$$

$$Q_D = 0,8 \cdot 1,2 = \pm 0,96 \text{ kN}$$

Seitenlast aus Hauptträger:



a.) unter Eigengewicht:

$$q_s = \frac{m \cdot M_D}{350 \cdot l \cdot b} = \frac{2 \cdot 205}{350 \cdot 20 \cdot 0,14} = 0,42 \text{ kN/m}$$

$$M_D = 0,5 \cdot 0,42 \cdot 0,88 \cdot 1,20 = 0,22 \text{ kNm}$$

$$Q_D = 0,5 \cdot 0,42 \cdot 1,20 = 0,25 \text{ kN}$$

b.) unter Gesamtlast q:

$$q_s = \frac{m \cdot M_q}{350 \cdot l \cdot b} = \frac{2 \cdot 486,5}{350 \cdot 20 \cdot 0,14} = 0,99 \text{ kN/m}$$

$$M_D = 0,5 \cdot 0,99 \cdot 0,88 \cdot 1,20 = 0,52 \text{ kNm}$$

$$Q_D = 0,5 \cdot 0,99 \cdot 1,20 = 0,59 \text{ kN}$$

(M_q, M_q aus Pos.4)

Lastkombination: g+p+w (LF HZ); g+p (LF H)

$$A = 13,4 \text{ kN (LF HZ)}$$

$$A = 11,8 \text{ kN (LF H)}$$

$$\text{max } M_{\text{Riegel}} = 8,0 \text{ kNm (LF H)}$$

$$M_D = 3,5 \text{ kNm (LF HZ)}$$

$$Q_D (\text{Riegel}) = -9,6 \text{ kN (LF HZ)}$$

$$Q_D (\text{Riegel}) = -11,8 \text{ kN (LF H)}$$

$$Q_D (\text{Stiel}) = -4,3 \text{ kN (LF HZ)}$$

Bemessung:

Riegel und Stiel	18/20 cm, BS 14
------------------	-----------------

Riegel:

$$\frac{\text{max } M_{\text{Riegel}} \cdot 6}{b \cdot h^2} \leq 1 \rightarrow \frac{8,0 \cdot 10^{-3} \cdot 6}{0,14 \cdot 0,20^2} = 0,61 < 1!$$

Durchbiegung unter Verkehrslast:

$$f_p = \frac{5}{384} \cdot \frac{6,00 \cdot 10^{-3} \cdot 2,78^4 \cdot 12}{11000 \cdot 0,14 \cdot 0,20^3} = 4,5 \cdot 10^{-3} \text{ m}$$

$$\text{zul } f_p = 2780/400 = 6,9 \text{ mm} > 4,5 \text{ mm}$$

Rahmenecke:

Der Querrahmen wird aus hochkant verleimten Lamellen mit einer Dicke der Einzelbretter von 20 mm hergestellt. An der Rahmenecke werden die Lamellen überblattet und verleimt. Diese Eckausbildung sollte vorab mit der ausführenden Firma abgestimmt werden.



Stiel: $N = 9,6 \text{ kN}, Q = -4,3 \text{ kN}, M = 3,5 \text{ kNm}$

$$\frac{9,6 \cdot 10^{-3}}{4 \cdot 0,02 \cdot 0,20} + \frac{3,5 \cdot 10^{-3} \cdot 6}{4 \cdot 0,02 \cdot 0,20^2} = 0,45 < 1!$$

$$1,5 \cdot \frac{4,3 \cdot 10^{-3}}{4 \cdot 0,02 \cdot 0,20} = 0,29 < 1!$$

Riegel: $N = 1,5 \text{ kN}$, $Q = -11,8 \text{ kN}$, $M = 3,5 \text{ kNm}$

$$\frac{1,5 \cdot 10^{-3}}{5 \cdot 0,02 \cdot 0,20} + \frac{3,5 \cdot 10^{-3} \cdot 6}{5 \cdot 0,02 \cdot 0,20^2} = 0,33 < 1!$$

$$\frac{1,5 \cdot 11,8 \cdot 10^{-3}}{5 \cdot 0,02 \cdot 0,20} = 0,98 < 1!$$

Schubspannungen in den Leimflächen (8 Leimfugen):

$$W_T = 0,208 \cdot 0,20^3 = 1,66 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3 \text{ pro Leimfuge } 20 \times 20 \text{ cm}$$

$$\text{vorh}\tau_a = \frac{1}{8} \cdot \left(\frac{9,6 \cdot 10^{-3}}{0,20 \cdot 0,20} + \frac{3,5 \cdot 10^{-3}}{0,208 \cdot 0,20^3} \right) = 0,29 < \text{zul}\tau_a = 1,25 \cdot 0,9$$

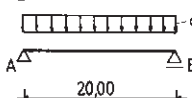
Anschluß der Querrahmen an die Hauptträger:

gew.: 1 Dübel Typ D, $\varnothing 85$

zul $N = 14,5 \text{ kN} > \text{vorh. } N = 11,8 \text{ kN} (= A)$

4.) Hauptträger

Belastung:

System:		Belag	1,73 kN/m ²
		Querrahmen	0,27 kN/m ²
			2,00 kN/m
Verkehrslast nach Tabelle 3			= 4,50 kN/m ²
Pro Träger:		Belag + Querrahmen	$2,00 \cdot 1,25 = 2,50 \text{ kN/m}$
		Träger	$0,14 \cdot 1,3 \cdot 5,0 = 0,91 \text{ kN/m}$
		Abdeckung, Schalung, Pappe etc.	= 0,69 kN/m
			$g = 4,10 \text{ kN/m}$
Verkehrslast	$4,50 \cdot 1,25 = p$		= 5,63 kN/m
Gesamtlast			$q = 9,73 \text{ kN/m}$

Schnittgrößen:

$$A = 97,3 \text{ kN}, M_a = 486 \text{ kNm}, M_g = 205 \text{ kNm}$$

Bemessung:

14/130 cm, BS 14

$$\sigma_b = \frac{0,486 \cdot 6}{0,14 \cdot 1,3^2} = 12,3 \text{ MN/m}^2 < 14 \text{ MN/m}^2$$

$$\tau = 1,5 \cdot \frac{0,0973}{0,14 \cdot 1,3} = 0,80 \text{ MN/m}^2 < 1,20 \text{ MN/m}^2$$

Durchbiegung:

unter Verkehrslast $f_p = 42 \text{ mm} < \frac{1}{400} = 50 \text{ mm}$

unter Eigengewicht $f_g = 30 \text{ mm}$

unter Gesamtlast $f_q = 72 \text{ mm} \cong \frac{1}{278}$

Die Träger sind angemessen zu überhöhen.

Kriechen:

Nach DIN 1074 sind Kriechverformungen zu berücksichtigen, wenn die ständige Last g mehr als $\frac{1}{3}$ der Gesamtlast q beträgt. Die Hauptträger sind vor direkter Bewitterung geschützt (Ausgleichsfeuchte $\leq 18\%$). Es ergibt sich eine rechnerische Durchbiegung von zusätzlich ca. 2 mm.

Zusatzbelastung der Binder durch Wind und Seitenlasten mit Verkehr:

$$w = 0,9 \cdot (1,8 + 0,46) = 2,03 \text{ kN/m}$$

$$q_s = 0,99 \text{ kN/m}$$

$$h_s = 5/6 \cdot 1,30 - 0,30 - 0,025 = 0,76 \text{ m}$$

$$h_w = 0,5 (1,80 + 0,46) - 0,35 - 0,025 = 0,75 \text{ m}$$

Zusätzliche Vertikallast aus Versatzmoment:

$$q_v = (0,99 \cdot 0,76 + 2,03 \cdot 0,75) : 3,12 = 0,73 \text{ kN/m}$$

Aus Verbandsgurtkraft:

$$N(q_s) = \pm q_s \cdot \frac{20^2}{8 \cdot 3,12} = 15,9 \text{ kN (LF H)} - \text{vernachlässigbar klein}$$

$$N(q_s+w) = (q_s+w) \cdot \frac{20^2}{8 \cdot 3,12} = 48,4 \text{ kN (LF HZ)} - \text{nicht maßgebend}$$

Auflager:

Die Auflagerkraft wird über Kontakt in den Auflagerrahmen eingeleitet.

$$\sigma_{\perp} = \frac{0,0973}{0,14 \cdot 0,30} = 2,31 \text{ MN/m}^2 < 2,5 \text{ MN/m}^2$$

5.) Verband

Vereinfachend werden die Biegemomente voll den Gurten (= Hauptträger) zugewiesen; die Querkräfte sollen voll von den Platten aus Bau-Furniersperrholz aufgenommen werden. Die einzelnen Platten werden hierfür zur Scheibe verbunden. An allen Stößen werden die Verbindungsmittel für die maximale Querkraft bemessen.

$$q = q_s + q_w = 0,99 + 2,03 = 3,02 \text{ kN/m}$$

$$\text{max } Q = 3,02 \cdot 20/2 = 30,2 \text{ kN}$$

$$\text{max } t = 30,2/3,12 = 9,68 \text{ kN/m}$$

$$\text{gew.: N\ddot{a}gel } 42 \cdot 110, \text{ zul } N_1^{HZ} = 1,25 \cdot 0,62 \cdot 0,77 \text{ kN}$$

Anschluß an die Gurte; Querrahmenabstand $e = 1,20 \text{ m}$

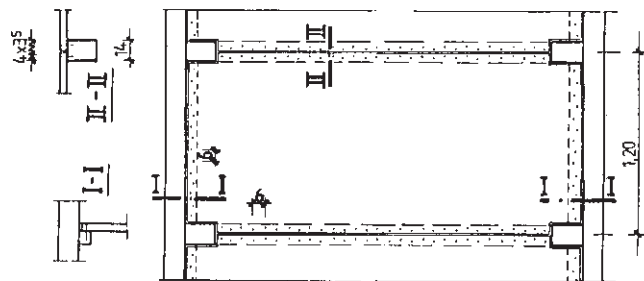
$$T = 9,68 \cdot 1,20 = 11,6 \text{ kN}$$

$$\text{erf } n_g = \frac{11,6}{0,77} = 16; \text{ Nagelabstände } e_g \approx 60 \text{ mm} > 10 \cdot d_r$$

Stegstoß, bemessen für $\text{max } Q = 30,2 \text{ kN}$

$$\text{erf } n_s = \frac{30,2}{0,77} = 40; \text{ Nagelabstände } e_s \approx 60 \text{ mm} > 10 \cdot d_n$$

Scheiben – Draufsicht:



Verbandsdurchbiegung – Überprüfung der Größe der angesetzten Seitenlasten:

Bei der Ermittlung der Seitenlasten handelt es sich um ein Problem der Standsicherheit. Der Verschiebungsmodul der Verbindungsmittel ist somit nach DIN 1052 Teil 1, Tabelle 8, anzusetzen: $C = 600 \text{ N/mm}$

(Der Verschiebungsmodul nach DIN 1052 Teil 2, Tab. 13, hat bei Beachtung von Teil 1, Abschnitt 9.6.1, etwa die gleiche Größe.)

$$\text{a.) Biegeanteil: } f_\sigma = \frac{5}{384} \cdot \frac{q \cdot l^4}{E \cdot ef \cdot I} = 8,6 \text{ mm}$$

mit $ef \cdot I = 66,4 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$ nach DIN 1052 Teil 1, Abschnitt 8.3.1

$$A_{Gurt} \cong 1,30 \cdot 0,14 = 0,182 \text{ m}^2$$

$$e' = 1,20; \text{ erf } n_g = 0,075 \text{ m (rechnerischer Nagelabstand)}$$

Der Verschiebungsmodul der Verbindungsmittel nach DIN 1052 Teil 1, Tab. 8 ist wegen der doppelten Nachgiebigkeit des Anschlusses – 2 Scherfugen – zu halbieren: $ef \cdot C = 0,300 \text{ MN/m}$

$$\text{b.) Schubanteil: } f_\tau = \frac{q \cdot l^2}{8 \cdot ef(GA)} = 12,5 \text{ mm}$$

$$\text{mit } ef(GA) = \frac{Q}{y} = \frac{Q \cdot x}{(\delta_{Platte} + \delta_{N\ddot{a}gel})} = 12,1 \text{ MN}$$

$$\delta_{Platte} = \frac{\text{max } Q \cdot x}{G \cdot A} = 0,48 \text{ mm}$$



$$\delta_{N\ddot{a}gel} = 2 \cdot \frac{N_1}{C} = 2,52 \text{ mm}$$

$$N_1 = 9,68 \cdot 3,12 : 40 = 0,76 \text{ kN}, C = 600 \text{ N/mm}$$

$$\text{ges } f = f_\sigma + f_\tau = 21 \text{ mm} \cong L/952 \approx L/1000$$

6.) Rahmen am Auflager

An den Auflagern ist ein Querrahmen anzuordnen. An diesen sind die Seiten- und die Windlasten anzuschließen. Er ist so auszubilden, daß die Seitenlasten in den Obergurt der Hauptträger zurückgeführt und die Windlasten in die Fundamente abgeleitet werden können. Auf eine Verankerung gegen abhebende Kräfte ist zu achten.

6. Ausgeführte Beispiele

2.1 Jagstbrücke in Crailsheim

Mit dieser Brücke wird eine Verbindung zwischen dem Crailsheimer Stadtzentrum, über die Jagst, einen Kanal und eine Insel hinweg, zu Service-Bereichen von Bahn und Post sowie dem Zentralen Busbahnhof geschaffen.

Sie ist insgesamt 94,20 m lang, geringfügig überhöht und hat eine lichte Nutzbreite von 3,00 m. Die Nutzung erfolgt ausschließlich durch Radfahrer und Fußgänger.

Für die Konstruktion wurde eine statisch bestimmte 3-Feld-Lösung gewählt, die der örtlichen Geländestruktur entspricht, gleichzeitig aber auch optimierte Querschnittsabmessungen ergab.

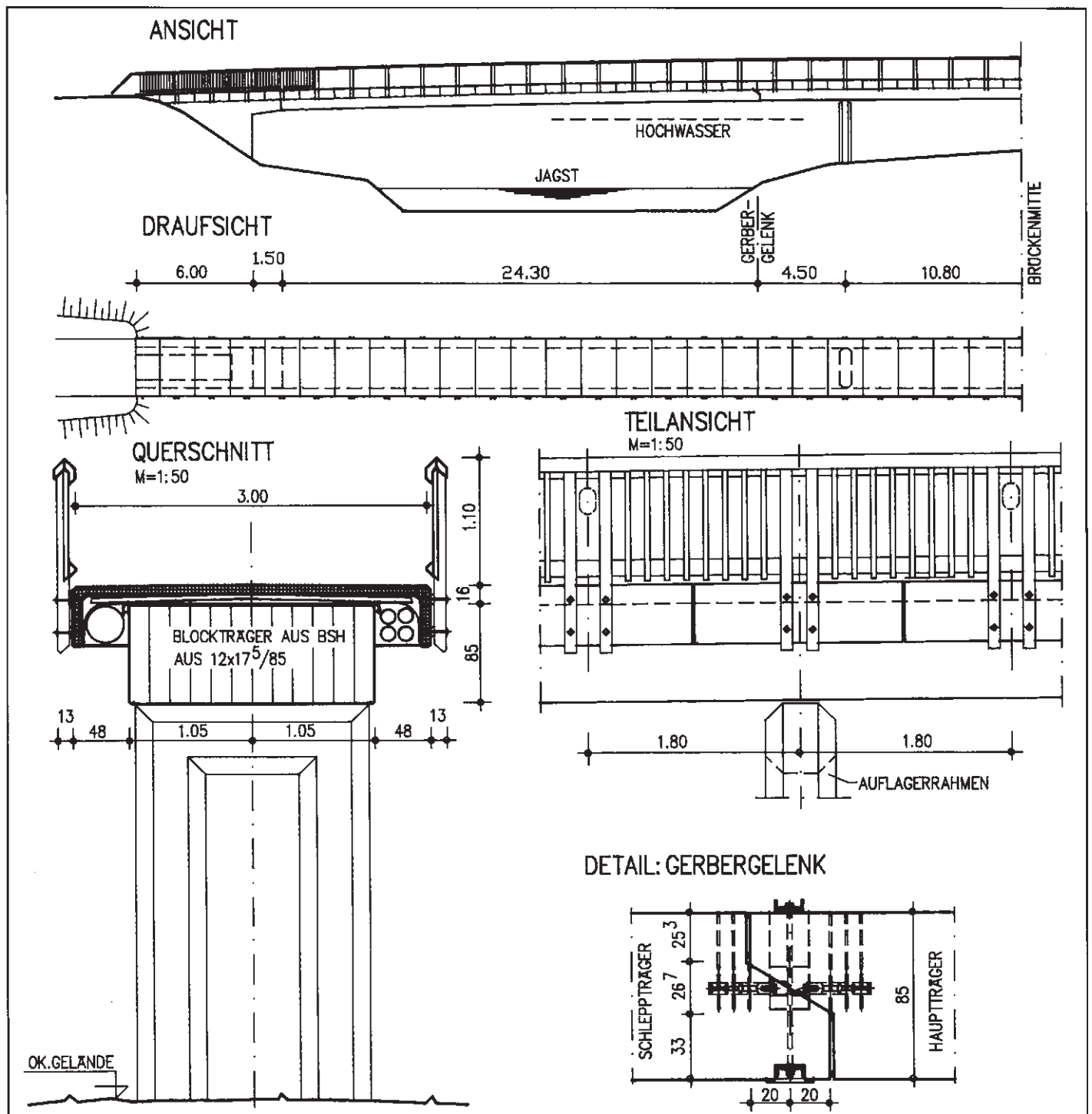
Das Mittelteil ist ein Einfeldträger mit 21,60 m Spannweite und zwei Kragarmen von je 4,50 m, zwischen deren Enden (Gerbergelenk) und den Widerlagern beidseitig Einhängeträger von 34,40 m Länge spannen.

Der Brückenträger besteht aus 12 zum Block verleimten Einzelträgern (17,5/85 cm),

für die Brettschichtholz (Fichte) verwendet wurde.

Darüber liegen U-förmige Stahlbeton-Fertigteile auf. Deren mit Feinsplitt eingestreute Oberfläche ergibt einen rutschsicheren Belag, deren weit auskragende, nach unten abgewinkelte Flügel schützen den Holzträger und dienen zur Befestigung des Holzgeländers mit Doppelpfosten in 1,80 m Abstand, abgewinkelttem Handlauf und Staketen.

Die gesamte Geländerkonstruktion besteht aus Kiefer-Kernholz.



6.2 Brücke bei Essing über den Main-Donau-Kanal

Diese 1987 erbaute Geh- und Radwegbrücke ist 190 m lang. Sie ist die erste Holzbrückenkonstruktion überhaupt, die in Form eines Zugbandes eine derartige Strecke überbrückt.

Aufgrund der gegebenen Situation waren neben der Wasserstraße eine Staatsstraße sowie zwei Betriebswege zu überspannen. Die Brücke sollte sich so harmonisch wie möglich in die besonders reizvolle Landschaft einfügen. Unter Berücksichtigung der für die Schifffahrt notwendigen lichten Durchfahrthöhe und -breite war eine Überbrückung zu schaffen, die niedrig aber auch so schlank wie möglich sein sollte.



Bild 49 Gesamtübersicht

Statische und dynamische Berechnung

Die Form der Brücke in Längsrichtung ergab sich aus der Absicht, eine Spannbandkonstruktion in Holz zu entwickeln, die weitgehend einer Seillinie folgend durch vertikale Gleichlast hauptsächlich auf Zug beansprucht wird.

Zum Nachweis der Standsicherheit waren neben den statischen auch die dynamischen Beanspruchungen sowie die aus Wind entstehenden Schwingungen und die von Brückenbenutzern angeregten Schwingungen zu untersuchen. Da der rechnerischen Erfassung bezüglich der Genauigkeit Grenzen gesetzt waren, wurden Windkanalversuche am Modell vorgenommen.

Nach ihrer Fertigstellung wurde die Brücke in Schwingung versetzt, die Bewegungen wurden aufgezeichnet. Dabei zeigte sich, daß die rechnerisch ermittelten Eigenfrequenzen und die zugehörigen Schwin-

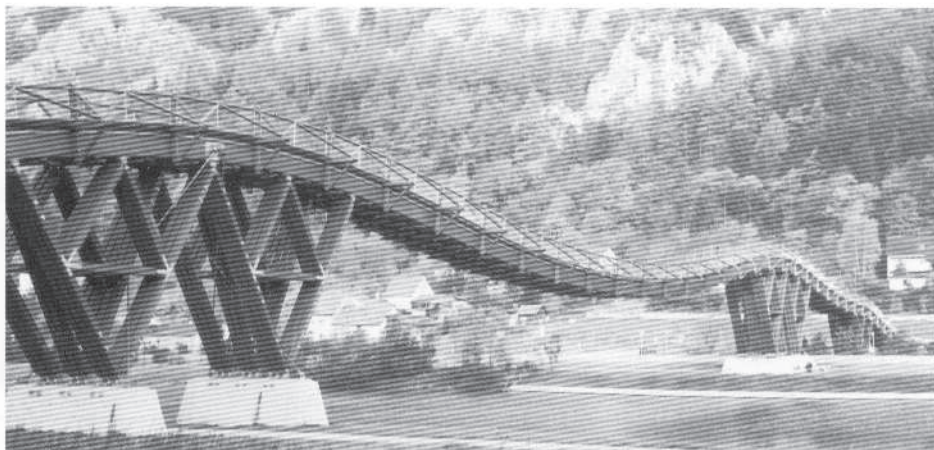


Bild 50 Die Brücke überspannt den Main-Donau-Kanal, eine Staatsstraße und zwei Feldwege

gungsformen mit den gemessenen Werten übereinstimmten. Die zur Berechnung gewählten Annahmen waren somit für das tatsächliche elastische Verhalten zutreffend.

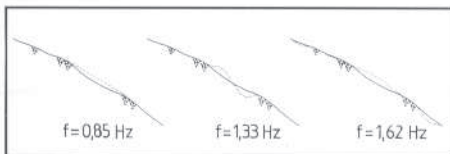


Bild 51 Die ersten drei Eigenschwingungsformen der Brücke

Die Festlegung des Durchhanges in den Feldern und die Ausrundung über den Unterstützungen erfolgte so, daß sich aus einer gleichmäßig verteilten, lotrechten Belastung in allen Feldern ungefähr gleiche Zugkräfte ergaben. So konnte unter Verwendung mehrerer niedriger Querschnitte erreicht werden, daß von den lotrechten Lasten etwa 90 % über Zug und nur 10 % über Biegung abgetragen werden.

Zur Aufnahme der Windlasten wurde an der Oberseite der Zugträger eine ge-

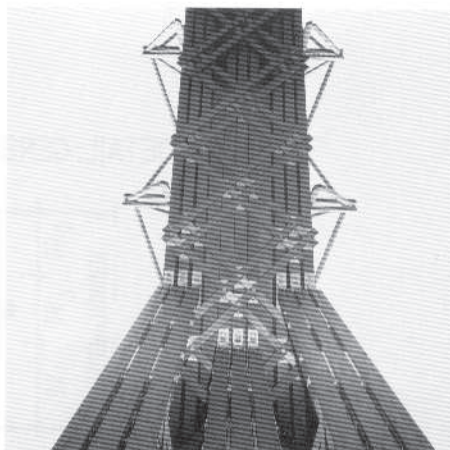


Bild 52 Aussteifungsverband an der Brückenunterseite

kreuzte Diagonalschalung und an ihrer Unterseite ein Diagonalgitterwerk angebracht (siehe Bilder 52 und 53).

Diese beiden Verbände wirken zusammen mit den Längsträgern als Kastenquerschnitt mit so hoher Torsionssteifigkeit, daß auch die aus den Windlasten resultierenden, durch den Durchhang des Spannbandes bedingten, Torsionsmomente problemlos in die Auflager geleitet werden können.

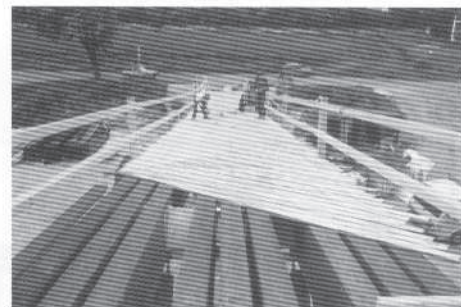


Bild 53 Erste Lage der Diagonalschalung über den Spannlägern

Konstruktion

Die Tragkonstruktion besteht aus 9 Brett-schichtholzträgern 22/65, die jeweils zu Dreiergruppen zusammengefaßt sind (siehe Bilder 53 und 54). Diese Zugträger laufen über 3 Fachwerkpfiler und sind entsprechend der gewählten Form gebogen verleimt. Es ergeben sich 4 Felder mit Stützweiten von 30, 32, 73 und 35 m. An den Brückenenden sind diese Träger in Betonwiderlagern verankert, wobei die Einleitung der Zugkräfte über Spannstähle erfolgt.

Die Windverbände schließen oben und unten an. Die Kräfte aus den Windverbän-

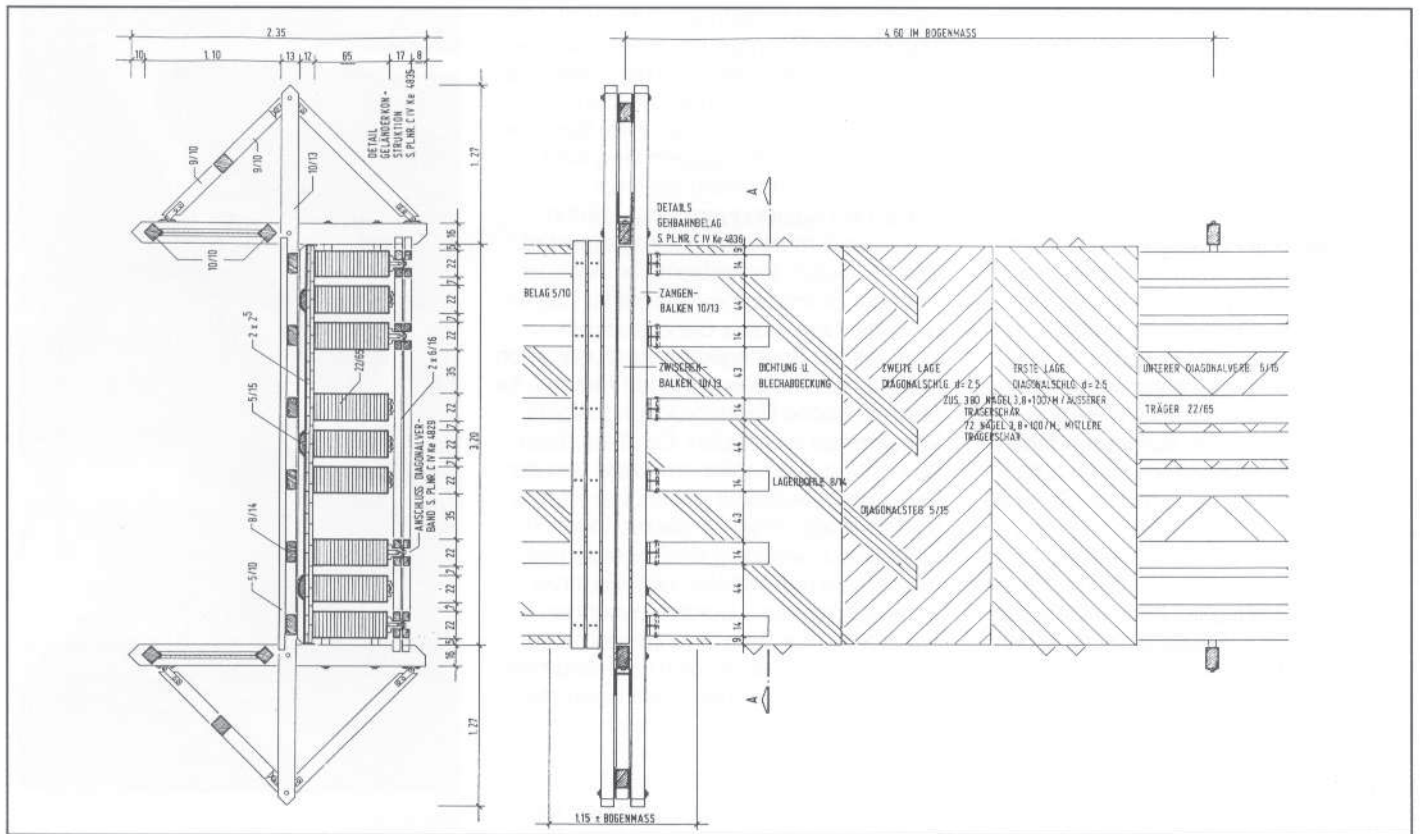


Bild 54 Brückenquerschnitt + Draufsicht

Brückenaufbau

den werden über Zugstangen an den Fachwerkpfelern abgeleitet (siehe Bild 55).

Die obere Diagonal-Doppelschalung wurde wasserdicht abgedeckt. Der Aufbau von unten nach oben besteht aus zwei Lagen Dichtungsbahnen mit darüber angeordneter Blechabdeckung, auf der Lagerhölzer und ein einfacher Bohlenbelag, zu Rostelementen zusammengefaßt, verlegt wurde. Die Rostelemente wurden zur Vermeidung Durchbrüchen in der Abdichtung über besondere Zangen mit der Unterkonstruktion verbunden und sind bei Bedarf einfach auszutauschen.

Die Geländer bestehen aus einem Tragsystem aus Kanthölzern und Edelstahlrahtgitter.

Die Verbindungselemente der Hauptkonstruktion sind aus Stahlguß oder aus nichtrostendem Stahl gefertigt. Durch die gleiche Ausbildung möglichst vieler Knotenpunkte konnten in größeren Stückzahlen wirtschaftlich herzustellende Gußteile Verwendung finden.

Die Zugträger aus Brettschichtholz, im Werk in Einzelteilen mit Längen von ca. 32 m bis 43,5 m vorgefertigt, wurden an

der Baustelle über verleimte Keilzinkenstöße verbunden.

Für alle tragenden Konstruktionsteile der Brücke wurde Brettschichtholz aus Fichtenholz der Güteklasse I verwendet. Die doppelte Diagonalschalung auf der

Oberseite ist aus Fichtenholz, Güteklasse II, während die Kanthölzer des unterseitigen Gitterverbandes aus Lärchenholz der Güteklasse I gefertigt sind. Der Brückenbelag besteht aus Bongossiholz. Die gesamte Konstruktion erhielt einen öligen, braunpigmentierten Holzschutzanstrich.

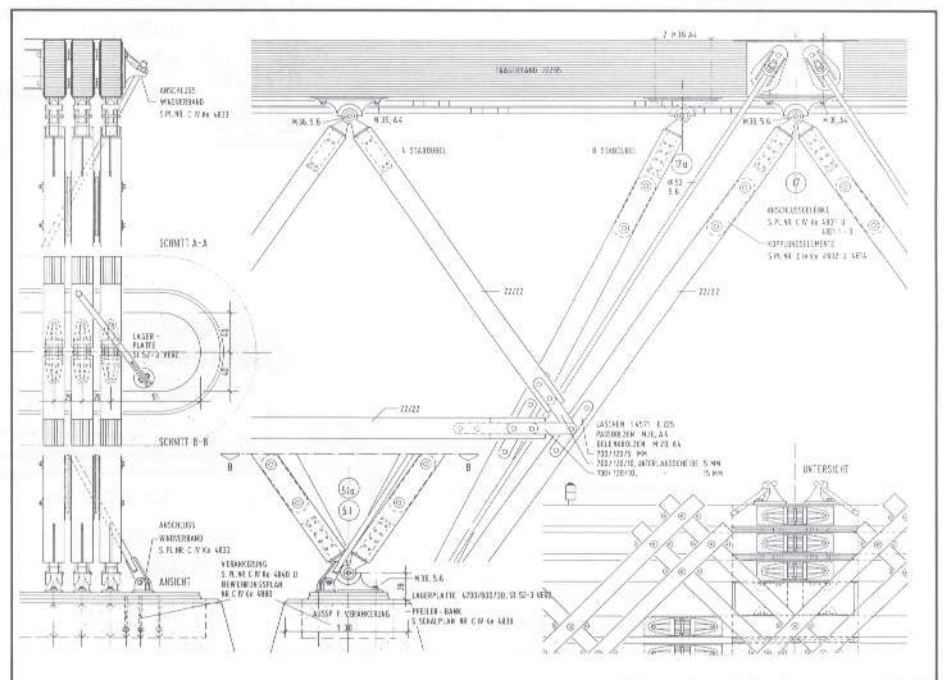


Bild 55 Fachwerkpfiler in Grundriß, Schnitt, Ansicht

6.3 Brücke über die Ammer bei Oberammergau

Die in den Bildern 56 und 59 dargestellte elegante Brückenkonstruktion – Pürschlingsteg genannt – überspannt die Ammer mit einer Stützweite von 38,6 m. Die Geh- und Radwegbrücke wurde 1977 gebaut. Die 3,0 breite Deckplatte und die Seitenteile bestehen jeweils aus 8 cm dicken Kreuzlagenholz-Scheiben, die zu einem dreieckigen Kasten-Querschnitt zusammengefügt wurden. Mit Rücksicht auf die kreisförmige Gradiente des Gehweges – Stichhöhe im Brückenbereich 103 cm, maximale Steigung rd. 10 % – mußte die Deckplatte entsprechend einer Zylinderoberfläche mit 160 m Radius hergestellt werden. Im auskragenden Bereich sind Randverstärkungen aufgeleimt. Die räumlich gekrümmten Seitenflächen sind am Auflager 2,8 m breit und verjüngen sich zur Feldmitte hin auf 1,5 m. Zur Aussteifung der Platten dienen Querrahmen aus Brettschichtholz mit Abständen von 1,25 m (im Auflagerbereich) bis 3,0 m (im Mittelbereich), die mit den Platten durch Holzschrauben verbunden wurden. Die Ecken der Querrahmen brauchten wegen des dreieckigen Brückenquerschnittes nicht biegesteif ausgebildet zu werden.

In statischer Hinsicht ist der Brückensteg ein Zweigelenkbogen mit einem relativ

geringen Pfeilverhältnis von rd. 1:20. Um unzulässige Beanspruchungen aus einer horizontalen Verschiebung der Widerlager, die auf Pfählen gegründet werden mußten, zu vermeiden, wurden zwei Spanglieder in den Widerlagern verankert und geradlinig – in der Mitte gekreuzt – frei durch den Kastenquerschnitt geführt. Die Spannkraft wurde mit insgesamt rd. 700 kN gleich der horizontalen Auflagerkraft der Brücke infolge ständiger Lasten gewählt. Gegenüber der zulässigen Zugkraft der Spanglieder von zusammen 1100 kN ist eine ausreichende Reserve für die zusätzliche Beanspruchung infolge Verkehrslast vorhanden. Da diese Beanspruchung in erheblichem Maße von der Widerlagerstreifigkeit gegenüber Horizontalkräften abhängig ist, die rechnerisch nur wenig zuverlässig erfaßt werden kann, wurden die horizontalen Widerlagerverschiebungen auch durch Messungen ermittelt. Unter dem Eigengewicht des Brückensteges ergab sich eine Vergrößerung der gegenseitigen Widerlagerentfernung von etwa 10 mm, die nach Eintragen der Spannkraft innerhalb von 5 Wochen bis auf etwa 3 mm zurückging. Es kann also davon ausgegangen werden, daß die Pfahlgründung aus ständiger Last der Brücke keine wesentliche Horizontalbelastung aufzunehmen hat.

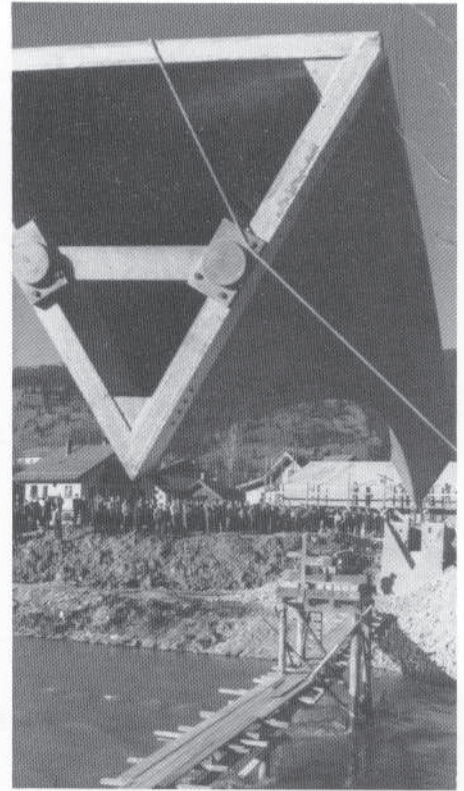


Bild 57 Brückenmontage

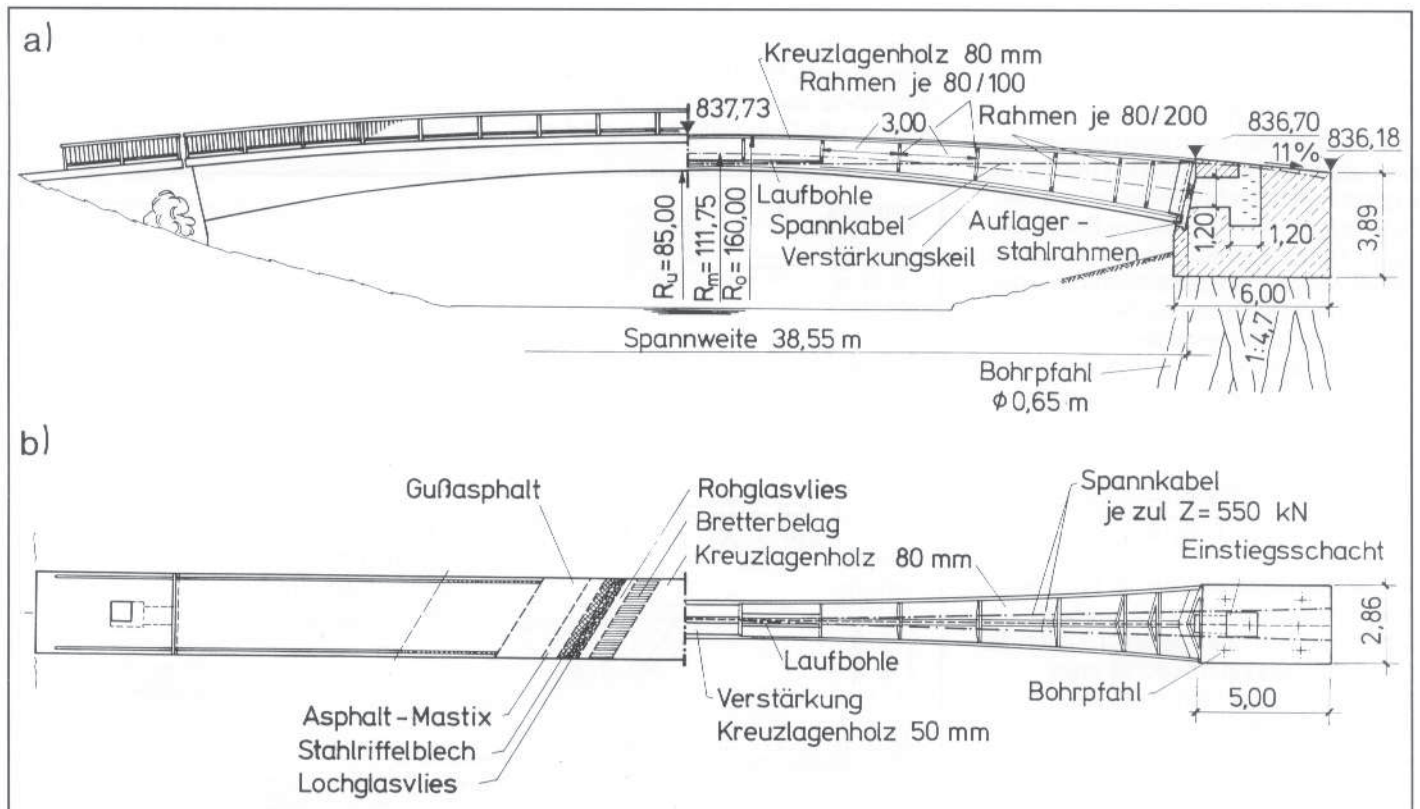


Bild 56 Brücke über die Ammer in Oberammergau, Übersicht
a) Ansicht, linke Brückenhälfte, Längsschnitt, rechte Brückenhälfte
b) Draufsicht, linke Brückenhälfte, Grundriß, rechte Brückenhälfte (Deckenscheibe abgenommen)

Als Auflagerkonstruktion wurden stählerne Topflager gewählt, siehe Bild 59. Über einen Stahlrahmen werden die Auflagerkräfte – Längskraft bei Vollast rd. 1800 kN – in Stege und Deckplatte eingeleitet.

Durch eine Abdeckung mit einer Sperrschicht (je eine Lage Rohglasvlies und Lochglasvlies, 0,05 mm Stahlrippelblech geklebt, 8 mm Asphalt-Mastix) und 3 cm Gußasphalt ist die gesamte Brückenkonstruktion vor senkrechtem Fallregen einwandfrei geschützt. Darüber hinaus bieten die dreieckige Querschnittsausbildung und der Überstand der Deckplatte einen guten konstruktiven Schutz auch gegen schräg fallenden Regen und insbesondere gegen zu starke Sonnenbestrahlung.

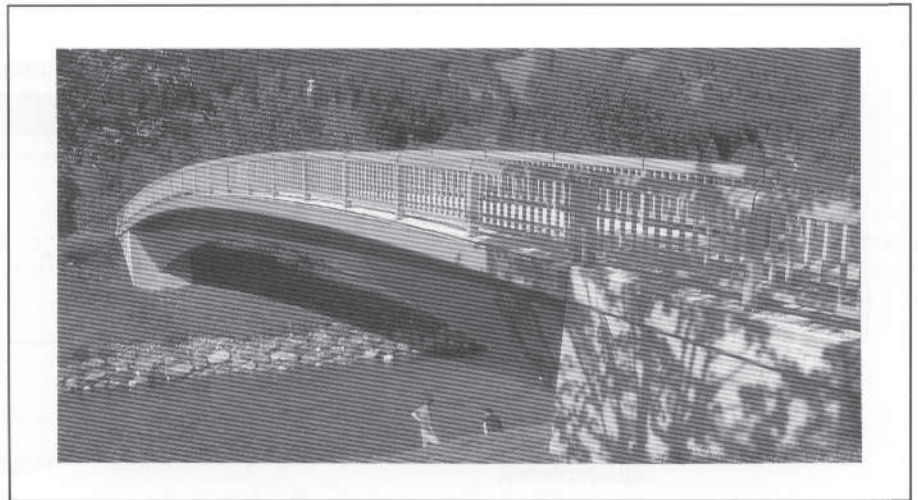


Bild 58 Brücke über die Ammer

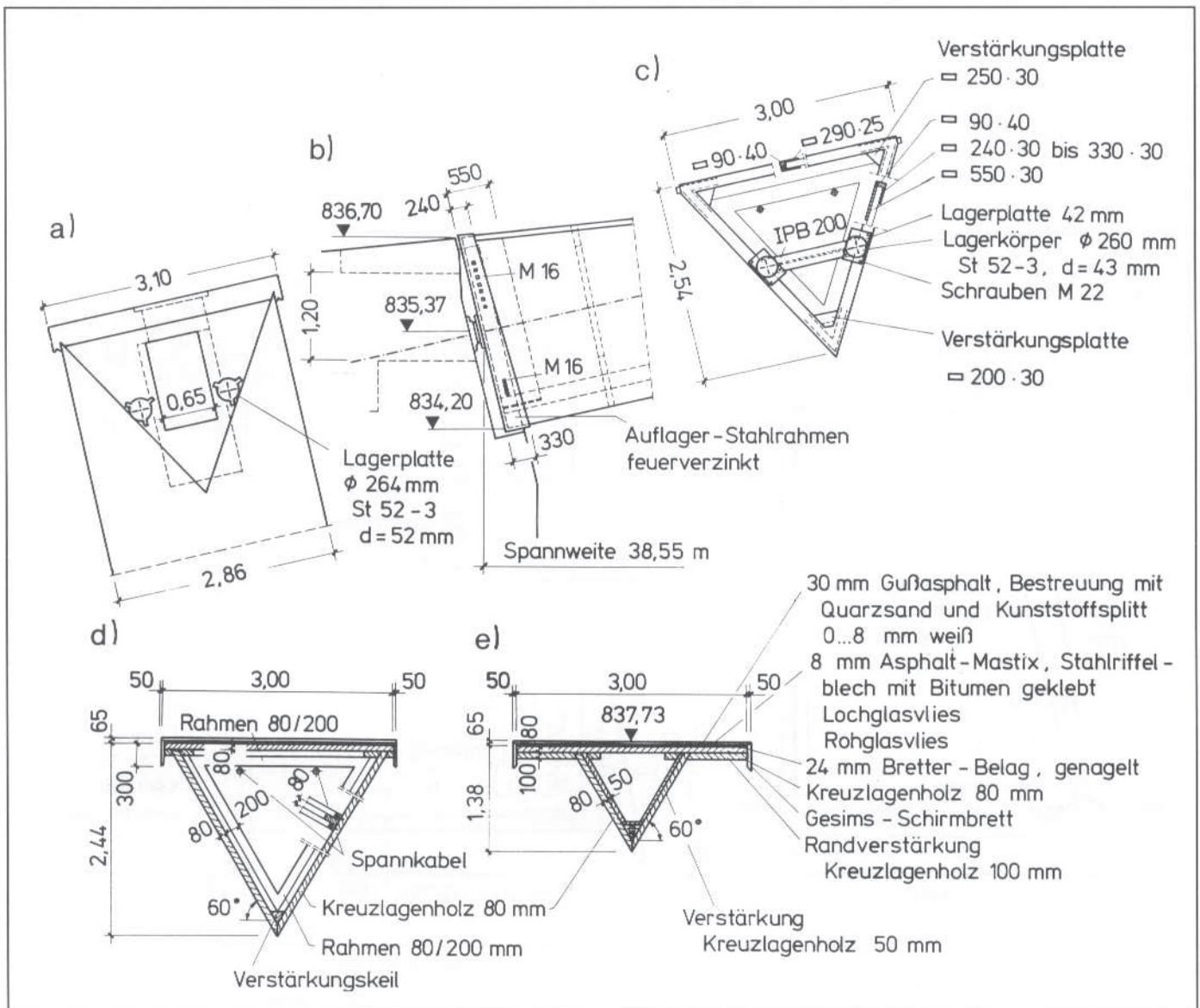


Bild 59 Brücke über die Ammer, Details
a) Widerlager, Ansicht b) Auflager, Ansicht c) Auflager-Stahlrahmen
d) Querschnitt am ersten Querrahmen e) Querschnitt in Feldmitte

6.4 Brücke über die Bundesstraße B 51 bei Münster

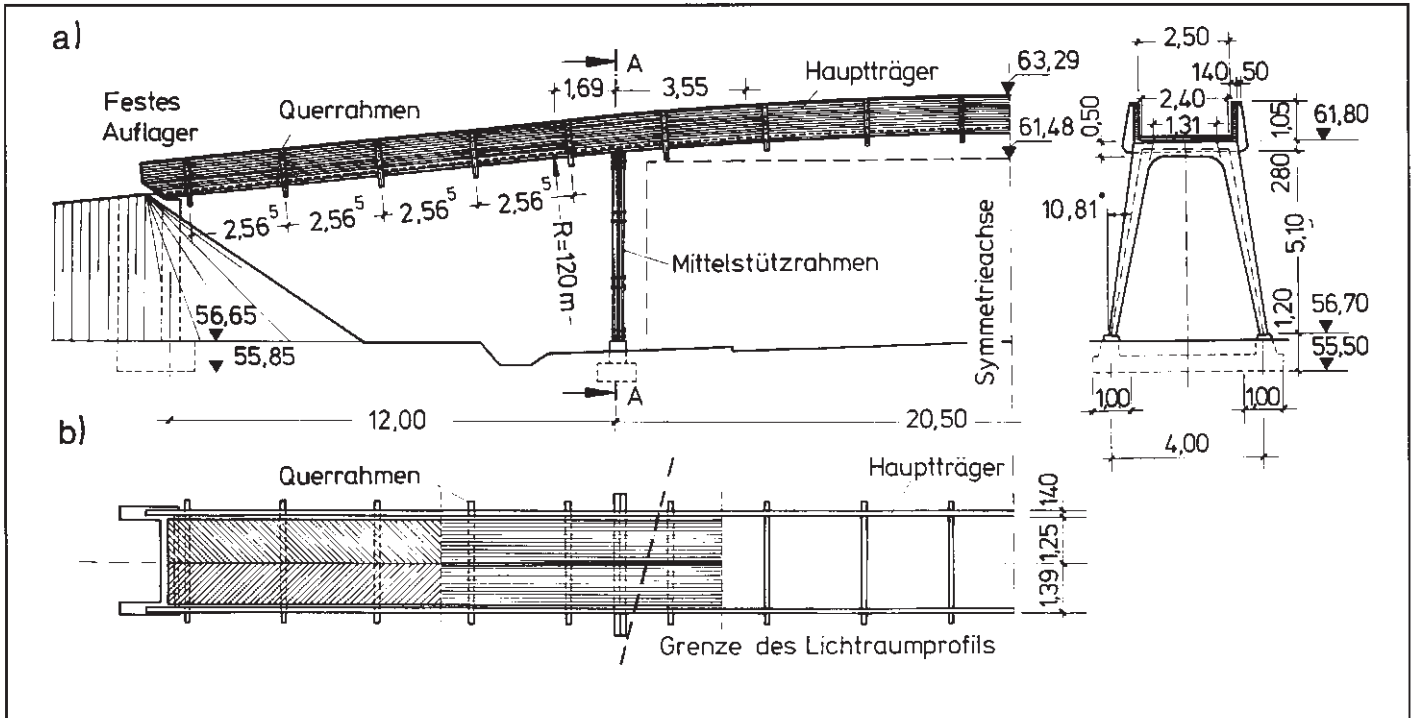


Bild 60 Brücke über die Bundesstraße B 51 bei Münster, Übersicht
a) Ansicht, linke Brückenhälfte b) Draufsicht, linke Brückenhälfte c) Schnitt A-A

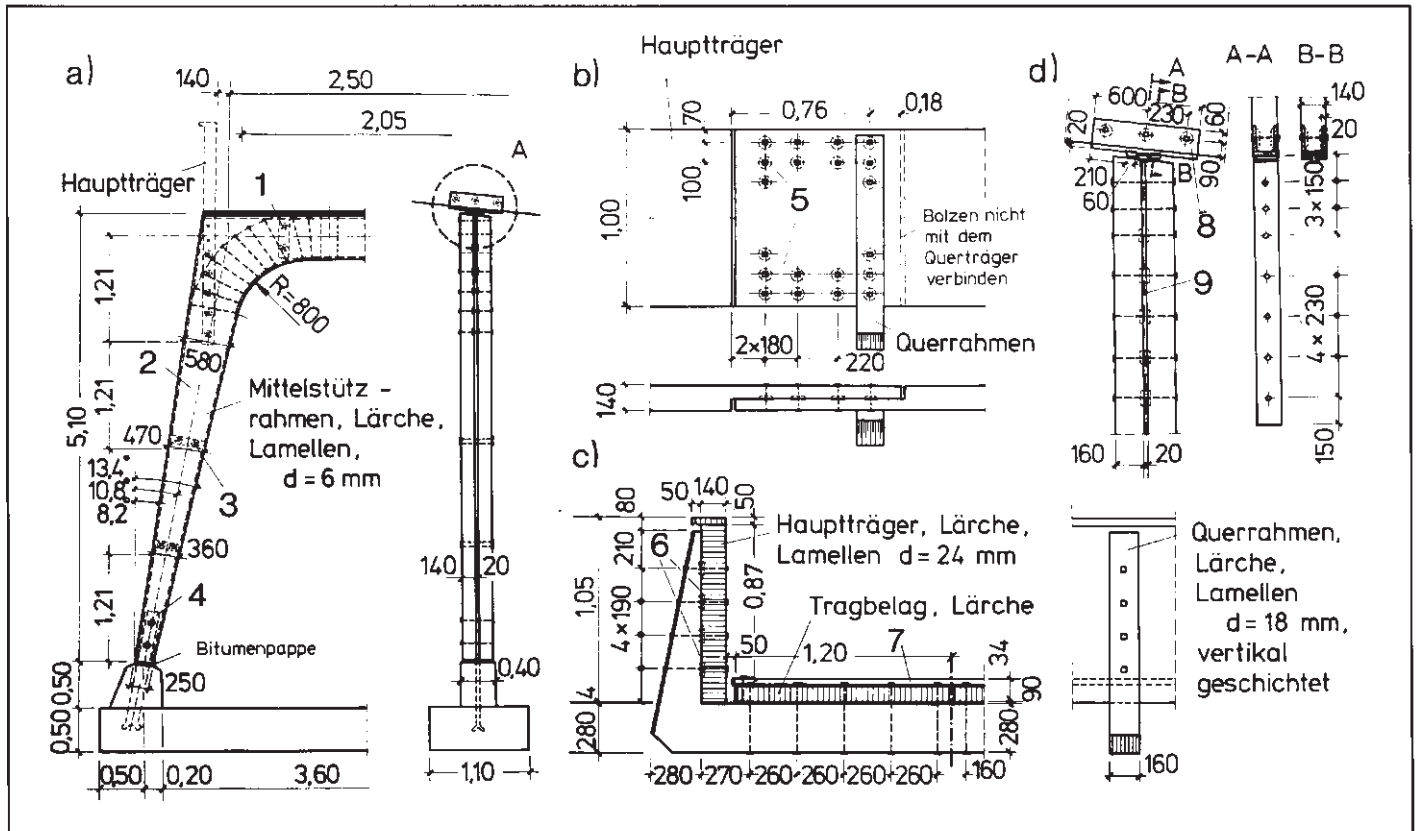


Bild 61 Brücke über die B 51 bei Münster, Details
a) Mittelstützrahmen Ansicht, Seitenansicht
b) Biegesteifer Hauptträgerstoß Ansicht, Draufsicht
c) Querrahmen Ansicht, Seitenansicht d) Punkt A
1) Stahlfutter Bl. 20 · 140 · 500, 2 × 2 Dübel Ø 65 – D, Bolzen d = 12 mm, Schweißnähte a = 4 mm; 2) Bolzen d = 20 mm; 3) Stahlfutter Bl. 10 · 140 · 480, 2 × 2 Dübel Ø 65 – D, Bolzen d = 12 mm, Schweißnähte a = 4 mm; 4) Stahlflasche Bl. 20 · 140 · 1400, 2 × 2 Dübel Ø 115 – D, Bolzen d = 26 mm, Schweißnähte a = 4 mm; 5) 20 Dübel Ø 80 – A; 6) 6 × 4 Dübel Ø 65 – A, Bolzen d = 12 mm, U-Scheiben 56 · 61 7 30 mm Verschleißschicht auf Bitumenpappe (4 mm); 8) Stahlteil Schweißnähte a = 10 mm, 2 × 3 Dübel Ø 115 – D, Bolzen Ø 26 mm, Schweißnähte a = 4 mm; 9) Stahlflasche 20 · 140, 2 × 5 Dübel Ø 115 – D, Schweißnähte a = 4 mm.

Die 1962 erbaute Geh- und Radwegbrücke setzt sich im wesentlichen aus folgenden Konstruktionselementen zusammen: Tragbelag (gleichzeitig Windscheibe), 18 Querrahmen, 2 Hauptträger, 2 Mittelstützen und 2 Widerlager, siehe Bilder 60 und 61.

Sämtliche Holzteile bestehen aus Brettschichtholz der Güteklasse I, Holzart: Lärche, Verleimung mit Resorcinharzleim, Elementverbindungen: Ringkeildübel, Dübeltyp A und Einpreßdübel, Dübeltyp D.

Der Tragbelag besteht aus zwei liegenden Brettschichtholzträgern mit jeweils 9 cm Dicke und 1,20 m Breite, die von Endwiderlager zu Endwiderlager durchgehen (Beigesteife Stöße), an den Mittelstützrahmen nachgiebig gelagert. Der Tragbelag wurde mit Bitumenpappe, 500 g/m², abgedeckt und dann mit 3 cm dicken Verschleißbohlen belegt.

Die 18 Querrahmen, die die Belastung des Tragbelages auf die Hauptträger übertragen, wurden aus 1,8 cm dicken Lamellen –

Lärche, Güteklasse I, Schnittklasse S – hergestellt. Sie sind jeweils mit 10 Bolzen M 12 mit dem Tragbelag verbolzt und ihre Vertikalteile durch vier Ringkeildübel ø 65 mm mit den Hauptträgern verbunden.

Die Hauptträger – b/d = 14 cm/1,00 m, Gesamtlänge 46,2 m – wurden aus 24 mm dicken Lamellen gefertigt; biege- steife Stöße der Hauptträger siehe Bild 61.

Die Brückenhauptträger und die Vertikalstäbe der Querrahmen sind der Sonneneinstrahlung und dem Regen unmittelbar ausgesetzt. Eine ausreichend lange Lebensdauer kann also hier nicht durch einen entsprechenden konstruktiven Holzschutz erzielt werden. Daher wurden die Haupt- und Querträger zunächst aus dem relativ resistenten Lärchenholz hergestellt, ferner wurde für diese Träger nicht die übliche Lamellendicke von 30 mm (siehe DIN 1052/10.69) gewählt, sondern 24 mm bzw. 18 mm. Weiterhin sind die Hauptträger mit einer auswech-

selbaren Bohle abgedeckt und die Vertikalstäbe der Querrahmen mit einer Decklamelle versehen. Sowohl die Bohle als auch das Deckbrett wurden nicht als tragend in Rechnung gestellt. Darüber hinaus muß hier auf einen dauerhaften chemischen Holzschutz besonders geachtet werden. Vor allem sollten die in den ersten Jahren nach Errichtung der Brücke auftretenden – nicht vermeidbaren und für die Standsicherheit unbedeutenden – Schwindrisse mit einem guten Holzschutzmittel nachbehandelt werden, am besten jeweils am Ende des Sommers. Hiermit ist erfahrungsgemäß eine lange Lebensdauer und zuverlässige Tragfähigkeit des Brückensteiges gewährleistet.

Der im Querschnitt zweiteilige Mittelstützrahmen besitzt nur 6 mm dicke Lamellen, bedingt durch den kleinen Ausrundungshalbmesser im oberen Rahmenbereich. Aufnahme auftretender Quersugkräfte durch 8×2 Klemmbolzen M 20. Eingehende Brückenbeschreibung siehe [5/6].

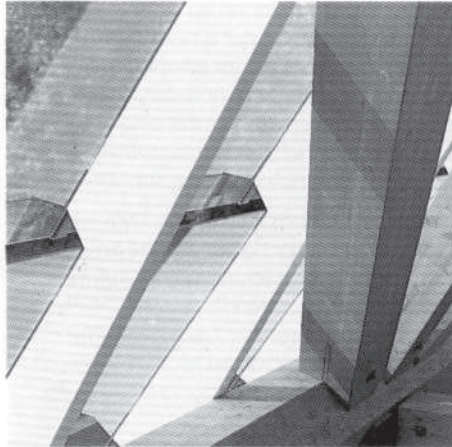
Fotos Seiten 22/23 und 27.

Zitierte Literatur

- | | | | | | |
|-----------|--|-------|---|-------|--|
| DIN 1052 | Teil 1 (04/88) Holzbauwerke; Berechnung und Ausführung | [1/1] | Killer, J.: Die Werke der Baumeister Grubemann. Verlag Leemann, Zürich (1959) | [5/5] | Anon.: Auflagerpunkte von Rahmenbindern von kleiner bis mittlerer Spannweite. Entwurfsblätter der Studiengemeinschaft Holzleimbau, Düsseldorf, Füllenbachstraße 6 vergriffen |
| DIN 1052 | Teil 2 (04.88) Holzbauwerke; Mechanische Verbindungen | [1/2] | Connolly, P.: Die Römische Armee. Neuer Tesseloff Verlag, Hamburg (1976) | [5/6] | Heimeshoff, B. und E. Krabbe: Fußgänger- und Radwegbrücke in Leimbauweise über die Bundesstraße 51. Die Bautechnik 40 (1963), Nr. 6, S. 193–197 |
| DIN 1054 | (11.76) Baugrund; Zulässige Belastung des Baugrunds | [1/3] | Kraus, O.: Bonner Jahrbücher Heft 130 Verlag A. Marcus u. Weber (1925) | | |
| DIN 1055 | Teil 1 (7.78) Lastannahmen für Bauten; Lagerstoffe, Baustoffe und Bauteile, Eigenlasten und Reibungswinkel | [1/4] | Culmann, K.: Der Bau der hölzernen Brücken in den Vereinigten Staaten von Nordamerika. Allgemeine Bauzeitung, Wien (1851) Reprint: Werner Verlag, Düsseldorf | | |
| DIN 1055 | Teil 2 (2.76) Lastannahmen für Bauten; Bodenkenngrößen; Wichte, Reibungswinkel, Kohäsion, Wandreibungswinkel | [2/1] | Richtlinien für die Anlagen von Straßen (RAS). Forschungs- ges. für Straßen- und Verkehrswesen, Arbeitsgruppe Straßenentwurf, Köln 1982 | | |
| DIN 1072 | (12.85) Straßen- und Wegbrücken; Lastannahmen | [2/2] | Der Bundesminister für Verkehr: Richtlinien für Entwurf und Ausbildung von Brückenbahnverkehr an Kreuzungen zwischen Bundesbahnstrecken und Bundesfernstraßen (4/82). | | |
| DIN 1073 | (7.74) Stählerne Straßenbrücken; Berechnungsgrundlagen | [2/3] | Blaser, W.: Schweizer Holzbrücken, Birkhäuser Verlag, Basel-Boston-Stuttgart (1982) | | |
| DIN 1074 | (5.91) Holzbrücken | [2/4] | Werner, G. und Sengler, D.: Dokumentation und Ermittlung realitätsbezogener und bauartspezifischer Unterhaltungskosten von Holzbrücken. EGH-Studie (1986) | | |
| DIN 1075 | (4.81) Betonbrücken; Bemessung und Ausführung | [2/5] | Richtlinien für die Berechnung der Ablösebeträge der Erhaltungskosten für Brücken und sonstige Bauwerke – Ablöserichtlinien 1980 Hrsg.: Bundesminister für Verkehr. | | |
| DIN 1076 | (3.83) Ingenieurbauwerke im Zuge von Straßen und Wegen; Überwachung und Prüfung | [4/1] | Milbrandt, E.: Konstruktionsbeispiele. Berechnungsverfahren; Teil 3. Informationsdienst Holz, EGH-Bericht (1978) vergriffen | | |
| DIN 4017 | Teil 1 (8.79) Baugrund; Grundbruchberechnungen von lotrecht mittig belasteten Flachgründungen | [4/2] | Kleinschmidt, E.A.: Der unterspannte Balken. Informationsdienst Holz, EGH-Bericht (1986) vergriffen | | |
| DIN 4017 | Teil 2 (8.79) Baugrund; Grundbruchberechnungen von schräg und außermittig belasteten Flachgründungen | [4/3] | Krabbe, E.: Fußgängerbrücken in Holzleimbaukonstruktion, Bauen mit Holz (1966), Nr. 9, S. 403–408 | | |
| DIN 4019 | Teil 1 (4.79) Baugrund; Setzungsberechnungen bei lotrechter, mittiger Belastung | [5/1] | Brüninghoff, H.: Verbände und Abstützungen. Informationsdienst Holz, EGH-Bericht überarbeitete Fassung (1988) | | |
| DIN 4019 | Teil 2 (2.81) Baugrund; Setzungsberechnungen bei schräg und bei außermittig wirkender Belastung | [5/2] | Brüninghoff, H.: Wind- und Aussteifungsverbände, Fachtagung für Bauingenieure (1986) vergriffen | | |
| DIN 4074 | Teil 1 (9.89) Sortierung von Nadelholz nach der Tragfähigkeit; Nadelnschnittholz | [5/3] | Heimeshoff, B.: Berechnung von Rahmenecken mit Dübelanschluß (Dübelkreis). Holzbau-Statik-Aktuell (1977), Nr. 2, S. 1–5 vergriffen | | |
| DIN 4074 | Teil 2 (12.58) Bauholz für Holzbauteile; Gütebedingungen für Baurundholz (Nadelholz) | [5/4] | Heimeshoff, B.: Berechnung von Rahmenecken mit Keilzinkenverbindungen. Holzbau-Statik-Aktuell (1976), Nr. 1, S. 5–8 vergriffen | | |
| DIN 4084 | (7.81) Baugrund; Gelände- und Böschungsbruchberechnungen | | | | |
| DIN 17440 | (12.72) Nichtrostende Stähle | | | | |
| DIN 18800 | Teil 1 (11.90) Stahlbauten; Bemessung und Konstruktion | | | | |
| DIN 18809 | (9.87) Stählerne Straßen- und Wegebrücken; Bemessung, Konstruktion, Herstellung | | | | |

Bildnachweis

Titel / Rückseite
 N. Baradoy, Reutlingen
 K. Schwane, Stuttgart
 D. Sengler, Altdorf 2, 24
 K. Schwane, Düsseldorf 8, 9, 18, 22, 25
 G. Cyron, Altdorf 10
 W. Blaser, Basel 11
 A. Fraune, Bühl 19
 W. Teetz, Icking 20
 M. Weindel, Waldbronn 21
 W. Thoß, Nagold 23
 B. Krabbe 36
 H. Brüninghoff, Ulm 49, 50, 52, 53
 W. Dittrich, München 54, 55
 R. Demmel 57, 58



EGH

Entwicklungsgemeinschaft Holzbau
in der
Deutschen Gesellschaft für Holzforschung

HÖLZ[®]

Und Deine Welt
hat wieder ein Gesicht.

