

Praxisgerechte Modellierung historischer und moderner Holztragwerke

Wolfgang Schönbrodt-Rühl

Prüfingenieur für Standsicherheit, Fachgebiet Holzbau

Weidlitz 1

D-02699 Neschwitz

Email: schoenbrodt-ruehl@t-online.de

Zusammenfassung

Historische Holzkonstruktionen besitzen oftmals ein echtes räumliches Tragverhalten, das bei der Modellierung ein dreidimensionales Stabwerksmodell und die zusätzliche Berücksichtigung von Nachgiebigkeiten in den Verbindungen und an den Auflagern erfordert. Neue Holzkonstruktionen werden mit Rücksicht auf die Berechenbarkeit entworfen und können häufig durch vergleichsweise einfache, ein- oder zweidimensionale Rechenmodelle abgebildet werden.

Abstract

Historical timber structures often require a spatial model for the calculation which must take into account the influence of deformations in the connections and in the supports. New timber structures were designed considering the possibilities of structural analysis. The models for the calculation can be comparatively simple.

1 Einführung

Unter Modellierung wird die Abbildung des realen, dreidimensionalen Tragwerks in eine geometrisch idealisierte Struktur verstanden. Im Holzbau geht es in den allermeisten Fällen um Stabtragwerke, die ggf. tragende oder aussteifende Wand- oder Deckenscheiben enthalten können. Das Ergebnis der Modellierung ist ein Tragwerkskonzept, das üblicherweise als Positionsplan einer Berechnung beigelegt wird. Der Positionsplan gibt darüber Auskunft, in welche Teilsysteme das Gesamttragwerk gedanklich zerlegt wird. Die Teilsysteme können ein-dimensionale Stäbe, ebene oder räumliche Stabwerke, Platten, Scheiben oder Kombinationen der zuvor genannten Elemente sein.

Wann ist eine Modellierung praxisgerecht? In der alltäglichen Planungspraxis besteht das Ziel nicht darin, das Tragverhalten einer Konstruktion bis in das letzte Detail zu verstehen und zu erforschen, obwohl genau das oftmals hochinteressant wäre. Die Berechnung ist immer Teil einer konkreten Bauaufgabe. Der planende Ingenieur ist Dienstleister für einen Bauherrn, der ein Bauwerk errichten oder unter veränderten Bedingungen nutzen will. Mit den bauaufsichtlich eingeführten Normen wird insgesamt ein Sicherheitsniveau definiert, das in jedem Falle erreicht werden muss. Es scheiden grundsätzlich alle Rechenmodelle aus, die mit Sicherheitsdefiziten verbunden sind, die nicht auf der *sicheren Seite* liegen. In den meisten Fällen verbleiben dennoch Wahlmöglichkeiten. Der planende Ingenieur kann auswählen. Grundsätzlich darf erwartet werden, dass Rechenmodelle, die das Tragwerk komplexer und wirklichkeitsnäher abbilden, wirtschaftlichere Ergebnisse liefern. Das bedeutet, dass für eine Bauaufgabe mit weniger oder preiswerterem Material dasselbe Sicherheitsniveau erreicht und nachgewiesen werden kann, im Vergleich zu einfacheren und gröberen Rechenmodellen, die bestimmte Eigenschaften eines Tragwerks oder eines Materials unbeachtet lassen. Für die wirklichkeitsnä-

here Abbildung eines Tragwerks muss jedoch oftmals ein hoher Preis in Form von exponentiell anwachsendem Planungsaufwand gezahlt werden. Deshalb muss immer die Frage im Blick bleiben, ob der Aufwand für die rechnerische Erschließung potentiell vorhandener Tragfähigkeitsreserven in einem angemessenen Verhältnis zu dem Ergebnis steht. Neben dem exponentiell ansteigendem Planungsaufwand wächst bei komplexeren Rechenmodellen die Gefahr, dass der Anwender den Blick für das Wesentliche verliert, Modellfehler unentdeckt bleiben, wichtige Ergebnisse in der Datenflut übersehen werden oder die Anwendungsvoraussetzungen und -grenzen unbekannt sind. Wenn beispielsweise ein stark gekrümmter und individuell geformter Brettschichtholzträger als Scheibe abgebildet wird, um die Beanspruchungen mit einem Rechenprogramm für homogenes, isotropes Material zu ermitteln, dann werden die Ergebnisse grundsätzlich unbrauchbar sein.

Die Modellierung ist abhängig von den für die Berechnung zur Verfügung stehenden Hilfsmitteln. Während in den 1980iger Jahre nur Taschenrechner und Tabellenwerke für den praktisch tätigen Ingenieur zur Verfügung standen, kann heute auf Software zur Berechnung räumlicher Stabwerke zugegriffen werden, die rechentechnisch keine Grenzen mehr setzt. Die rasante Entwicklung wird weiter gehen. Vielleicht werden in wenigen Jahren Rechenprogramme mit dreidimensionalen finiten Elementen ihren Eingang in die allgemeine Planungspraxis gefunden haben, mit denen die besonderen Eigenschaften des Baustoffs Holz wirklichkeitsnah abgebildet werden können [3]. Welche Gestaltungsfreiräume sich mit neuen Möglichkeiten der Modellierung und Berechnung eröffnen werden, wird die Zukunft zeigen. Bis es so weit sein wird, bleibt die Frage bestehen: Welche Aufgaben können gut mit den heute zur Verfügung stehenden Möglichkeiten der Modellierung gelöst werden?

1.1 Die Schwierigkeiten hinter dem Banalen

Abb. 1 zeigt die Dachkonstruktion eines einfachen Scheunengebäudes. Es handelt sich um ein Kehlbalkendach mit liegendem Stuhl. Ganz bewusst wurde ein gewöhnliches Bauwerk ausgewählt, um zu zeigen, dass die besonderen Eigenschaften historischer Holzkonstruktionen nicht nur bei wenigen herausragenden Konstruktionen auftreten. In der Darstellung der Konstruktion in Abb. 1 sind die Elemente des liegenden Stuhls (liegende Stuhlsäulen, Spannriegel, Kopfbänder) etwas dunkler angelegt als das Gespärre. Der liegende Stuhl ist in jedem dritten oder vierten Gespärre vorhanden. Das Gespärre besteht aus den Sparren und zwei Kehlbalken. Der obere Kehlbalken wird zuweilen als Hahnenbalken bezeichnet. Weiterhin ist in Abb. 1 ein mögliches Rechenmodell für die Binderebene dargestellt. Die Modellbildung erfolgte im Hinblick auf die nachfolgende Schnittkraftermittlung mit einem Stabwerksprogramm. Die Stäbe des Rechenmodells entsprechen den Stabachsen der realen Bauteile. An den Stellen des Tragwerks, an denen keine Biegemomente aufgenommen werden können, müssen Gelenke angeordnet werden. Die Gelenke sind den Stäben zuzuweisen. Deshalb sind die Gelenksymbole in Abb. 1 nicht in den Knotenpunkten sondern außerhalb davon dargestellt. Softwareseitig ist es erforderlich, dass an jedem Knotenpunkt mindestens ein Stab ohne Gelenk angeschlossen ist. Die Anordnung der Auflagerpunkte ist auf den ersten Blick überraschend. Im realen Tragwerk sind auf jeder Mauerkrone zwei Holzschwellen parallel nebeneinander verlegt. Es wäre naheliegend daraufhin auch zwei Auflager zu definieren. Die Folge wäre, dass für das äußere Auflager rechnerisch sehr große abhebende Kräfte ermittelt würden. Erstens können diese großen Kräfte gar nicht aufgenommen werden, zweitens treten sie auch gar nicht auf, da der unter Nutzlast durchgebogene Deckenbalken tatsächlich von der Schwelle abhebt und die gesamte Auflagerkraft (oder wenigstens der überwiegende Teil) auf die innere Schwelle einwirkt. Für den Deckenbalken bedeutet das eine wirksame Endeinspannung,

da die ständigen Lasten aus der schweren Dachdeckung permanent auf dem Deckenbalkenende anliegen und ein Biegemoment über der inneren Schwelle erzeugen. Die bisherigen Überlegungen sollen aufzeigen, dass vor Beginn der eigentlichen Berechnungen von Schnittgrößen oder Spannungen bereits wesentliche Weichenstellungen in Bezug auf die Tragfähigkeit erfolgen in der Art und Weise wie das Rechenmodell im Detail gestaltet wird.

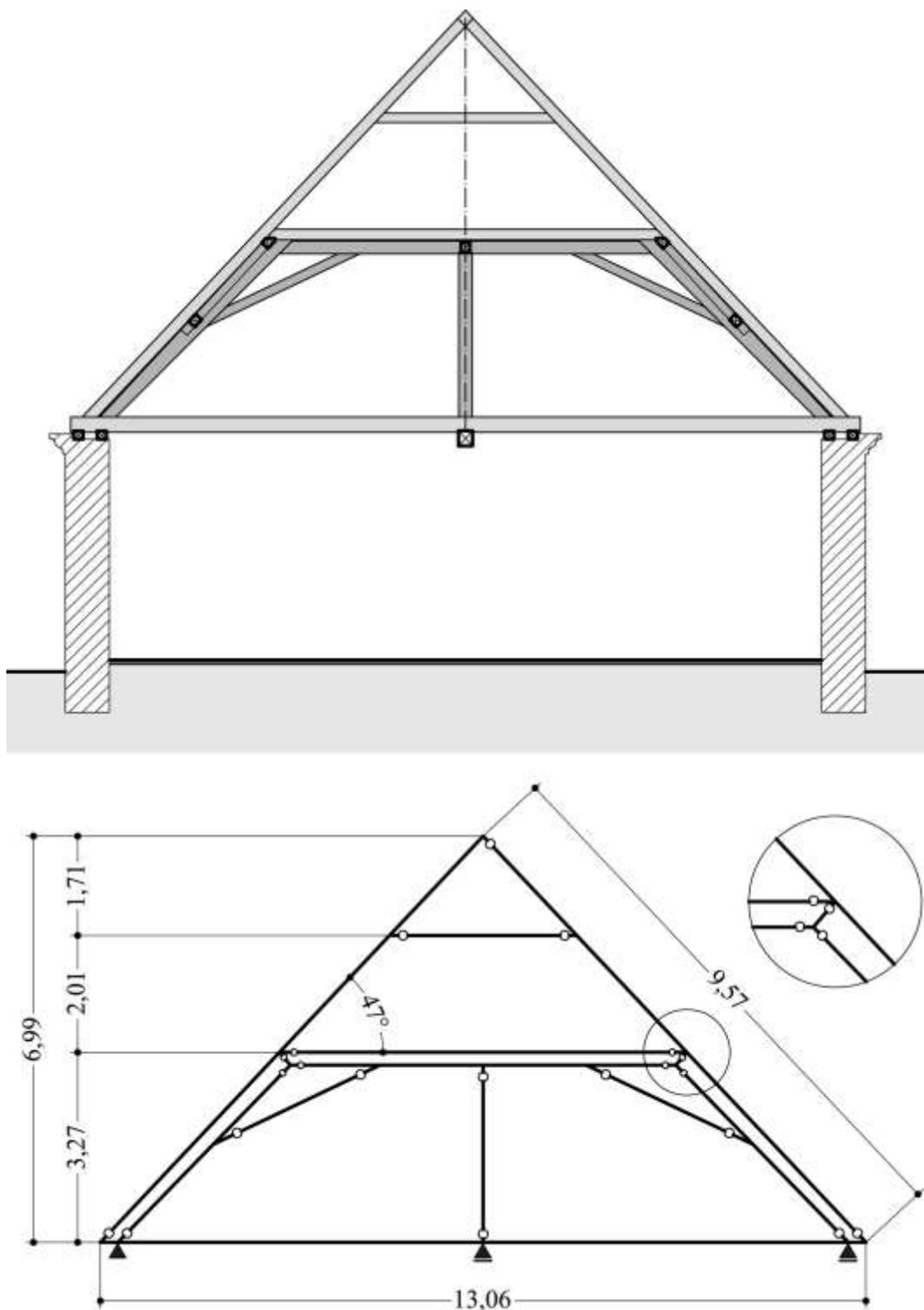


Abb. 1 Kehlbalckenbinder mit liegendem Stuhl und Rechenmodell

Das dargestellte Kehlbalkendach mit liegendem Stuhl ist ein Tragwerk mit echter räumlicher Tragwirkung. An dieser Stelle wird folgende These formuliert, die später bewiesen und illustriert werden wird: Die Standsicherheit des historischen Kehlbalkendachs in Abb. 1 ist nur mit Hilfe eines räumlichen Stabwerkmodells nachweisbar. Weder bei der Zerlegung in Einzelstäbe ist die Standsicherheit nachweisbar. Bevor der angekündigte Nachweis erbracht wird, soll ein aktuell sehr häufig eingesetztes Bauteile des modernen Holzbaus, ein Brettschichtträger in Fischbauchform näher betrachtet werden.

1.2 Modellbildung - Bewusster Umgang mit den Ungenauigkeiten des Modells

Die technische Biegelehre gilt für gerade Stäbe mit konstantem Querschnitt aus isotropem Material mit ideal-elastischem Verhalten. In Abb. 2 ist exemplarisch ein Fischbauchträger aus Brettschichtholz dargestellt, für den keine der zuvor genannten Voraussetzungen exakt erfüllt ist: Die Querschnittshöhe nimmt von den Auflagern zur Trägermitte hin zu. Die in der Querschnittsmitte verlaufende Trägerachse ist gekrümmt. Das Material ist anisotrop. Dennoch erfolgt die Ermittlung der maßgebenden Beanspruchungen an dem einfachsten und beliebtesten statischen System, dem gelenkig gelagerten, horizontalen Einfeldträger. Dem praktisch tätigen Ingenieur muss jederzeit bewusst sein, in welcher Größenordnung sich der Fehler des gewählten statischen Modells bewegt. Unwesentlichen Einflüssen gegenüber darf er großzügig sein, die bestimmenden Parameter muss er jedoch kennen und sorgfältig berücksichtigen.

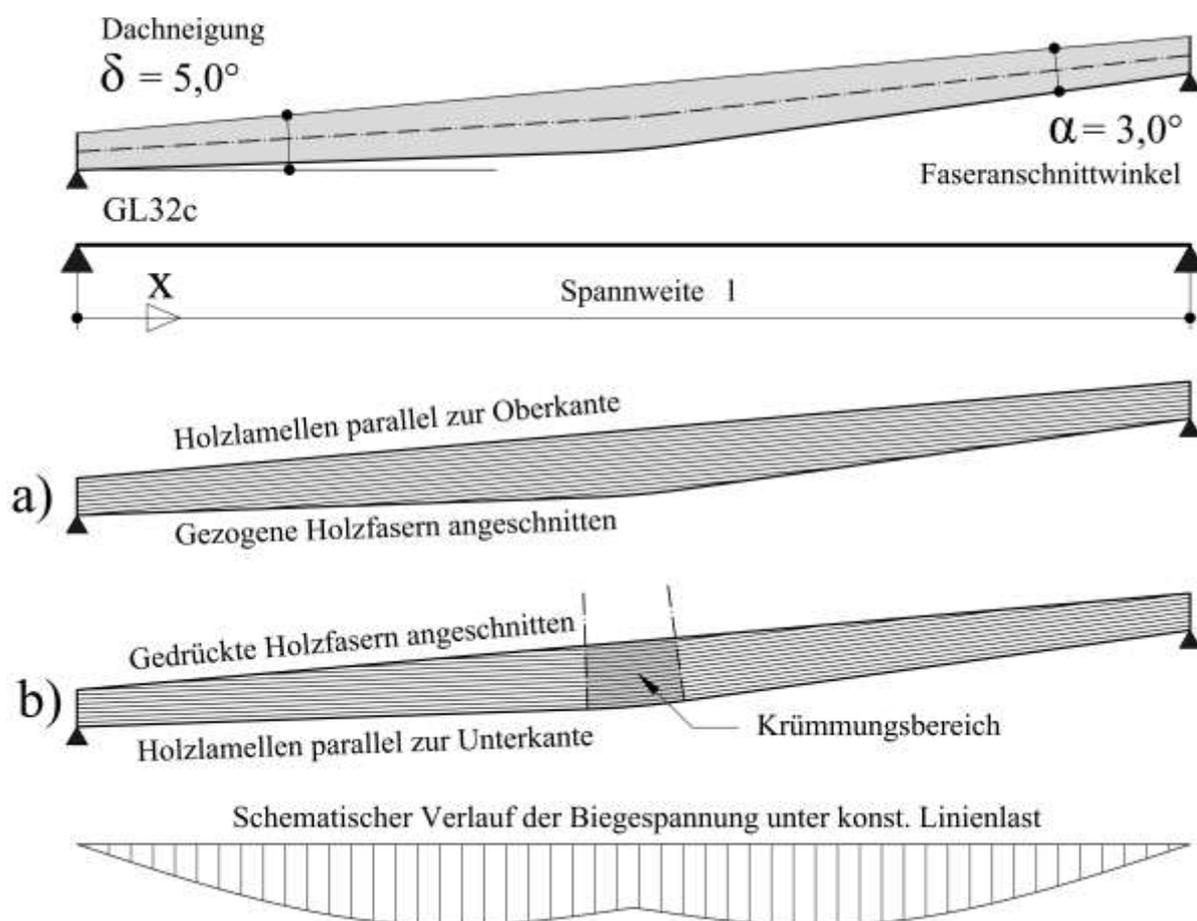


Abb. 2 Fischbauchträger aus Brettschichtholz

Das größte Biegemoment ist in Feldmitte zu finden. Wegen der veränderlichen Querschnittshöhe tritt die größte Biegespannung jedoch üblicherweise außerhalb der Feldmitte auf. Tragfähigkeitsnachweise müssen folglich sowohl für das Maximum des Biegemomentes in Feldmitte als auch für die zunächst noch unbekannte Stelle x geführt werden, an der die größten Biegespannungen auftreten. Für den Fischbauchträger in Abb. 2 sind zwei Ausführungsvarianten skizziert: Bei dem Träger a) verlaufen die Holzlamellen parallel zur geraden Oberkante, bei dem Träger b) sind die Holzlamellen parallel zur Unterkante angeordnet, so dass in der Trägermitte ein Krümmungsbereich entsteht.

Zur Unterscheidung wesentlicher von unwesentlichen Einflussgrößen ist fundiertes Ingenieurwissen und viel Erfahrung erforderlich. Während die im Beispiel gewählte Dachneigung von $\delta = 5,0^\circ$ für die Beanspruchung des Dachbinders keine Bedeutung hat und sowohl bei der Modellfindung als auch bei den Tragfähigkeitsnachweisen vernachlässigt werden darf, so soll gezeigt werden wie groß der Einfluss des Faseranschnittwinkels ist und weiterhin wie groß der Tragfähigkeitsunterschied zwischen den beiden Ausführungsvarianten in Abb. 2 ausfällt. Der Faseranschnittwinkel findet zwar im statischen Modell keinen sichtbaren Ausdruck, darf aber bei den Tragfähigkeitsnachweisen nicht vergessen werden und ist in Form eines Korrekturfaktors zu berücksichtigen. Es wäre unschädlich, aber würde auch nichts nutzen, die von der Geraden abweichende Trägerachse in einer Stabwerksrechnung zu erfassen. Gefährlich wäre darüber hinaus der Glaube, dass das Stabwerksprogramm schon alles machen wird, da es Stäbe mit veränderlichem Querschnitt erlaubt. Tatsächlich werden in den Stabwerksprogrammen üblicherweise bei solchen Stäben nur die veränderlichen Steifigkeiten erfasst, aber nicht die Effekte im Holz, die sich aus den Spannungskonzentrationen an den angeschnittenen Fasern ergeben.

Bei der Variante a) werden die gezogenen Holzfasern an der Trägerunterkante angeschnitten. Für den Fischbauträger in Abb. 2 lautet der Abminderungsfaktor $k_{m,a}$ für die Biegefestigkeit gemäß [1], Gl. (6.39) für GL32c und $\alpha = 3,0^\circ$:

$$k_{m,\alpha} = \frac{1}{\sqrt{1 + \left(\frac{f_{m,d}}{0,75 \cdot f_{v,d}} \cdot \tan \alpha \right)^2 + \left(\frac{f_{m,d}}{f_{t,90,d}} \cdot \tan^2 \alpha \right)^2}} = 0,81 \quad (1)$$

$f_{m,d}$... Bemessungswert der Biegefestigkeit = $\frac{k_{mod}}{\gamma_M} \cdot f_{m,k}$

$f_{m,k}$... Charakteristischer Wert der Biegefestigkeit gemäß EN 1194, Tab.2

$f_{v,d}$... Bemessungswert der Schubfestigkeit

$f_{t,90,d}$... Bemessungswert der Zugfestigkeit \perp zur Faser.

Bei der Variante b) werden die gedrückten Holzfasern an der Trägeroberkante angeschnitten. Der Abminderungsfaktor $k_{m,a}$ für die Biegefestigkeit lautet in diesem Falle gemäß [1], Gl. (6.40):

$$k_{m,\alpha} = \frac{1}{\sqrt{1 + \left(\frac{f_{m,d}}{1,5 \cdot f_{v,d}} \cdot \tan \alpha \right)^2 + \left(\frac{f_{m,d}}{f_{c,90,d}} \cdot \tan^2 \alpha \right)^2}} = 0,94 \quad (2)$$

Bei Variante a) muss die Biegefestigkeit um 19 Prozent abgemindert werden, bei Variante b) nur um 6 Prozent. Bei gleich großen Einwirkungen und gleicher Materialgüte kann der Fischbauchträger b) um einiges leichter ausgeführt werden als bei Variante a). Dieses Detail wurde herausgegriffen, um zu zeigen, dass fundierte Kenntnisse zum Tragverhalten des Baustoffs Holz erforderlich sind. Die notwendigen Korrekturfaktoren finden jedoch keinen sichtbaren Ausdruck im Rechenmodell. Das statische System ist und bleibt der Einfeldträger (Abb. 2).

Es soll noch erwähnt werden, dass bei der Variante b) die Biegespannungen im Krümmungsbereich mit dem Faktor k_1 gemäß [1], Gl. (6.43 bis 6.48) zu erhöhen sind, um den Effekt der nichtlinearen Spannungsverteilung über die Querschnittshöhe zu erfassen. Die Trägerabmessungen werden meistens so gewählt, dass der Tragfähigkeitsnachweis an der Stelle x mit den maximalen Biegespannungen maßgebend wird und nicht die Trägermitte mit den gekrümmten Holzfasern.

Auch für das Problem des Kippens liefert die aktuelle Norm [1] alle notwendigen Hilfsmittel. Da die direkte Berechnung von individuell geformten Brettschichtholzträgern mit den heute üblichen Hilfsmitteln nicht möglich ist, wurden die Forschungsergebnisse zu den Tragfähigkeitsphänomenen a) gekrümmte Trägern, b) veränderliche Querschnittshöhe, c) angeschnittene Holzfasern, d) Kippen in einer für die Planungspraxis aufbereiteten Form in die bauaufsichtlich eingeführte Bemessungsnorm [1] aufgenommen. Auf diese Weise lassen sich sehr viele baupraktische Aufgaben lösen. Die Modellbildung ist infolgedessen vergleichsweise einfach und beschränkt sich auf die Prüfung, ob die Anwendungsgrenzen für die Korrekturbeiwerte eingehalten sind. Dann darf der gekrümmte, höhenveränderliche Träger als gerader Stab modelliert werden.

2 Modellbildung - Zerlegung in einfache Teilsysteme oder räumliches Gesamtmodell?

2.1 Zerlegung des Gesamttragwerks in einfache Teilsysteme

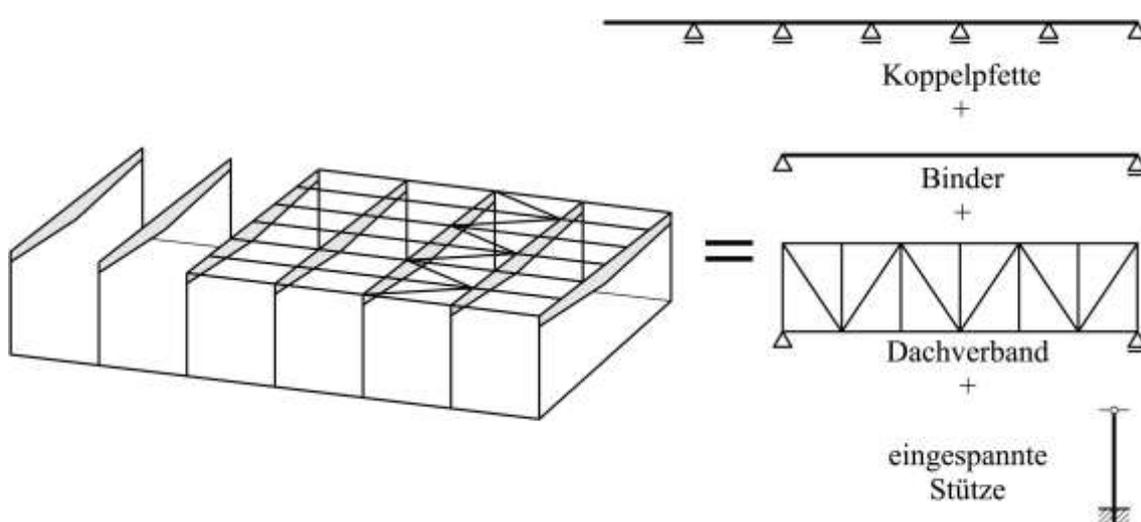


Abb. 3 Hallendach mit BSH-Bindern - Zerlegung in Teilsysteme ist üblich

Bei vielen heute üblichen Tragwerken liegt es im Ermessen des Ingenieurs, ob er die statische Berechnung auf der Basis von ein- oder zweidimensionalen Teilsystemen erstellt oder besser das Gesamtsystem im Modell abbildet. Für die Berechnung von Teilsystemen spricht, dass Standardsoftware verwendet werden kann und die einfachen Systeme gut beherrschbar sind. Ich tendiere zu komplexeren Rechenmodellen, da ich die fehleranfällige Übertragung der Auflagerkräfte des einen Systems als Einwirkungen auf das nächste System scheue.

2.2 Tragwerke mit echtem räumlichem Tragverhalten

Bei vielen historischen Tragwerken mit echter räumlicher Tragwirkung besteht die Wahlmöglichkeit nicht. Die Zerlegung in ein- oder zweidimensionale Teilsysteme würde dazu führen, dass die Standsicherheit auf der Grundlage der aktuell gültigen, bauaufsichtlich eingeführten Normen nicht nachgewiesen werden kann, währenddessen der Standsicherheitsnachweis für dasselbe Tragwerk bei Verwendung eines dreidimensionalen Strukturmodells ganz sicher gelingt.

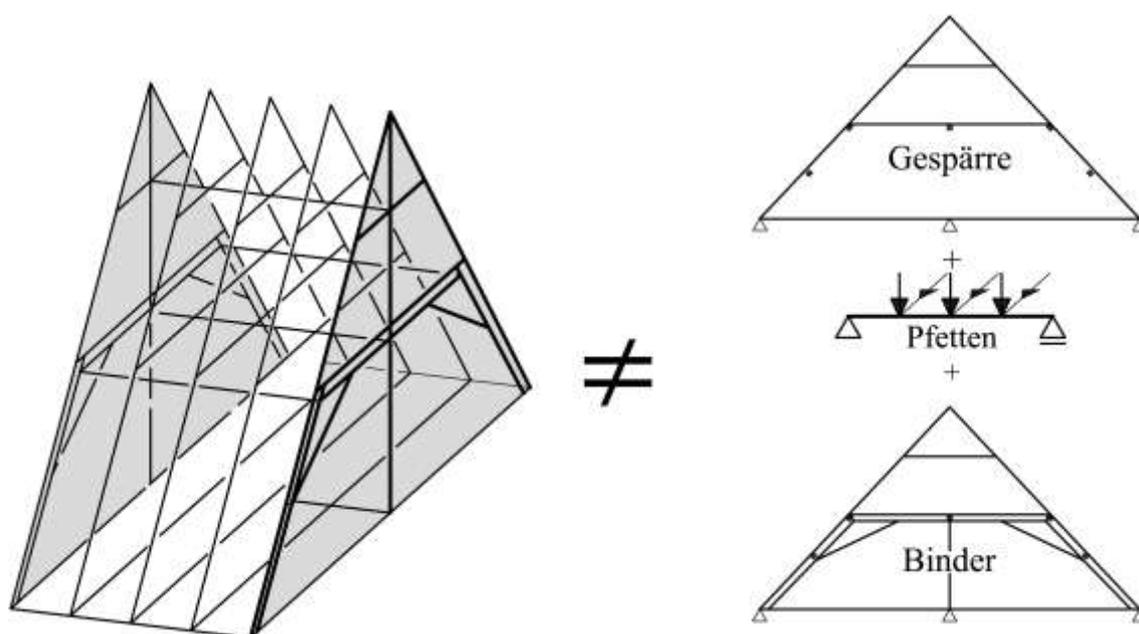


Abb. 4 Kehlbalkendach mit liegendem Stuhl - Zerlegung in Teilsysteme ist nicht zielführend

Die Zerlegung in ebene Stabwerke würde zu der Entscheidung zwingen, wie mit den horizontalen Einwirkungen aus Wind umzugehen ist. Entweder werden die Gespärre als unverschieblich betrachtet, was ein horizontal festes Auflager in Höhe der Kehlbalken erfordert oder die Gespärre werden als verschieblich interpretiert (vgl. Abb. 5), was bedeutet, dass die Gespärre für sich allein stehen und keine Lasten über die Pfetten seitlich an den liegenden Stuhl abgeben. Es ist sofort einleuchtend, dass es sich bei den zwei Möglichkeiten um Extreme handelt. Das reale Tragverhalten liegt irgendwo zwischen diesen Grenzen. Ein Teil der Windlasten wird von jedem Gespärre über die Pfetten an die liegenden Stühle weitergeleitet, aber wegen der elastischen Durchbiegung der Pfetten und insbesondere wegen der Nachgiebigkeit des liegenden Stuhls, der alles andere als eine steife Scheibe ist, trägt jedes Gespärre einen Teil der Windlast über Sparrenbiegung selbst ab. Die Aufteilung kann 10:90, 50:50 oder 90:10 betragen. Es gibt keinen Anhaltspunkt für eine Schätzung. Wie groß der Unterschied zwischen den aufgezeigten Möglichkeiten ist, zeigen die in Abb. 5 aufgetragenen Biegemomente.

In Tabelle 1 wird jeweils der Bemessungswert des Biegemoments im Sparren an Punkt 5 (Anschlusspunkt des unteren Kehlbalckens an den rechten Sparren) ermittelt, so dass ein direkter Vergleich möglich ist.

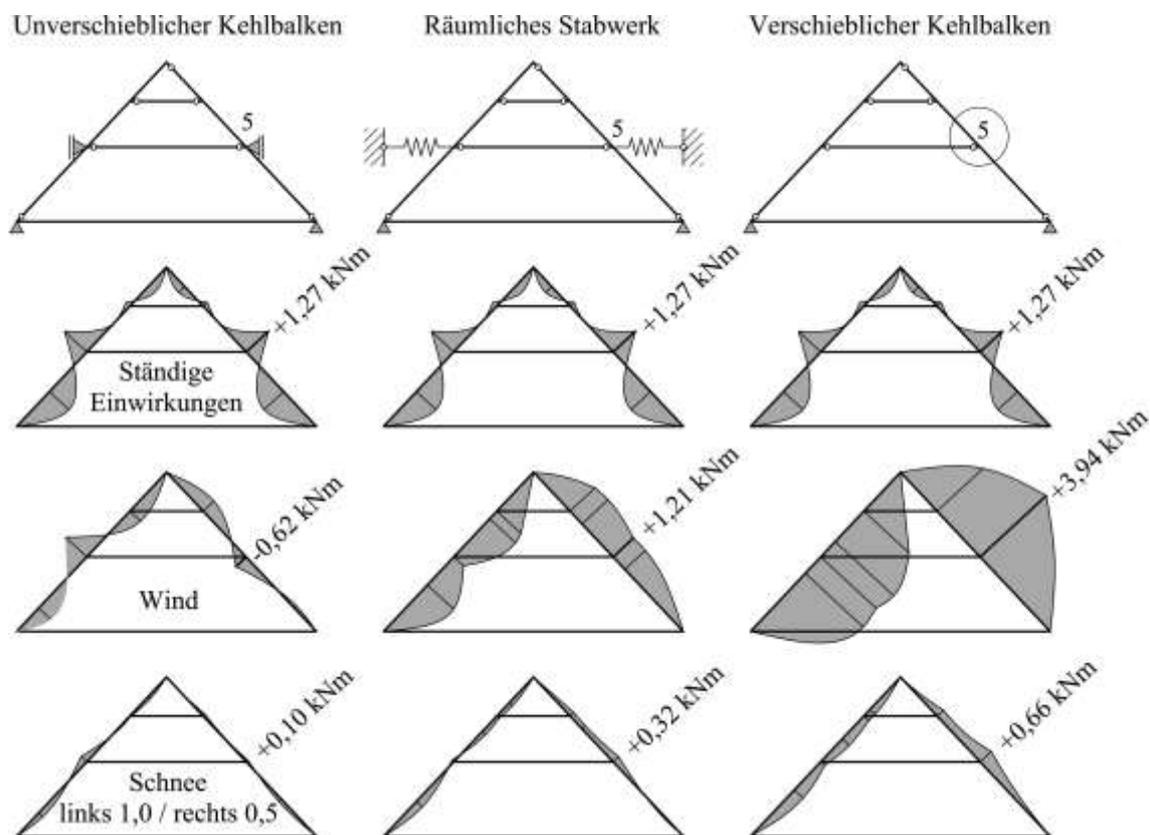


Abb. 5 Biegemomente für die einzelnen charakteristischen Einwirkungen

Tabelle 1 Biegung, maßgebende Einwirkungskombination

Biegemoment im Sparren an Punkt 5	Unverschieblicher Kehlbalcken	Räumliches Stabwerk	Verschieblicher Kehlbalcken
$M_{G,k}$ (Ständig)	1,27 kNm	1,27 kNm	1,27 kNm
$M_{W,k}$ (infolge Wind)	-0,62 kNm	1,21 kNm	3,94 kNm
$M_{S,k}$ (infolge Schnee)	0,10 kNm	0,32 kNm	0,66 kNm
$M_{y,Ed} = 1,35 M_G + 1,50 (M_{W,k} + 0,5 * M_{S,k})$	0,86 kNm	3,77 kNm	8,12 kNm
	23%	= 100%	215%

Bei der Option *Unverschieblich* werden unrealistisch niedrige Biegebeanspruchungen für den Sparren ermittelt. Die Pfetten, die die großen Stützkräfte an den liegenden Stuhl weiterleiten müssten, wären dagegen beträchtlich überlastet. Das Ergebnis wäre, dass das Kehlbalkendach als nicht mehr standsicher eingestuft würde.

Bei der Option *Verschieblich* werden unrealistisch hohe Biegebeanspruchungen für den Sparren und extrem große Verformungen ermittelt. Beides tritt real nicht auf, da ein Teil der Lasten seitlich verteilt wird.

Für die rechentechnische Umsetzung des räumlichen Stabwerks wird folgender Hinweis gegeben: Bei historischen Holzkonstruktionen sind Zapfenverbindungen häufig anzutreffen. Derartig angeschlossene Stäbe können nur Druckkräfte aufnehmen. Standard ist, dass Stabwerksprogramme mit Zug- und Druckstabausfall rechnen können, aber nur bei Überlagerungen, die vom Nutzer vorgegeben werden und nicht bei der MAX/MIN-Überlagerung. Der Stabausfall ist letztlich eine einfache Form nichtlinearen Tragverhaltens, wodurch das Superpositionsprinzip eingeschränkt wird. Wenn der Anwender den Ausfall von Druck- oder Zugstäben programmtechnisch nutzen möchte, dann muss er sich also zuvor überlegen, welche Einwirkungskombination aller Voraussicht nach maßgebend sein wird. Bei unserem Kehlbalkendach ist offensichtlich, dass unter den veränderlichen Einwirkungen der Wind die Leiteinwirkung ist. Als zweite veränderliche Einwirkung ist der Schnee zu berücksichtigen. Wenn keine Schneeverwehungen oder herabrutschender Schnee auftreten, dann ist angebracht, unter den drei Anordnungen der Schneelast diejenige zu wählen, bei der auf der Winddruckseite die volle Schneelast anliegt und auf der windabgewandten Seite die Hälfte der Schneelast.

2.3 Simulation von Verstärkungsmaßnahmen am räumlichen Gesamtmodell

Detaillierte Standsicherheitsnachweise für historische Tragwerke bilden in den allermeisten Fällen die Grundlage für bevorstehende Baumaßnahmen. Das können Instandsetzungen sein, bei denen es darum geht, die im Laufe der Jahrzehnte entstandenen Schäden zu reparieren und ggf. vorhandene Schwachstellen des Tragwerks zu ertüchtigen. Zusätzlich können Nutzungsänderungen anstehen, die einerseits zu höheren Eigen- und Nutzlasten mit sich bringen und andererseits direkte Eingriffe in das Tragwerk erzwingen. Für die Benutzung räumlicher Stabwerksmodelle spricht die Möglichkeit, verschiedene Ertüchtigungs- und Verstärkungsmaßnahmen vergleichen und optimieren zu können, da mit wenig Aufwand die Auswirkungen auf die Schnittgrößen und Verformungen des Gesamtsystems überblickt werden. Die eigentliche Mühe besteht darin, einmal ein zutreffendes räumliches Stabwerksmodell zu erstellen. Der Aufwand dafür ist nicht gering. Neben der geometrisch korrekten Abbildung des Tragwerks bereitet die Zuordnung von Material- und Querschnittskennwerten, sowie von Gelenken und Federn zu Stäben und Auflagern einiges Ungemach. Die rechentechnische Umsetzung des räumlichen Stabwerksmodells ist mir noch nie auf Anhieb gelungen: das Rechenprogramm meldet überzählige Freiheitsgrade, an Gelenken treten Einspannmomente auf, die starke und die schwache Achse des Querschnitts sind vertauscht, es treten Torsionsmomente auf, die es gar nicht geben dürfe etc. Wenn aber das Stabwerksmodell einmal ohne Beanstandung läuft, alle Plausibilitätskontrollen ($\Sigma V = 0$ etc.) funktionieren und nirgendwo unsinnige Ergebnisse entdeckt werden, dann habe ich die Variantenuntersuchung und die Verfolgung verschiedener Ideen für die Instandsetzung oder Verstärkung als den spannenden und kreativen Teil der Ingenieurarbeit erlebt.

3 Einzelbeispiele für Modellbildung

3.1 Liegendes schräges Blatt für Sparrenreparatur

Bei der Instandsetzung von historischen Holzkonstruktionen sind Reparaturverbindungen an Stellen mit lokal begrenzten Holzschädigungen erforderlich. Einen Standardfall stellen zerstörte Sparrenfußpunkte dar. Im folgenden Abschnitt wird ein statisches Modell für das in Abb. 6 dargestellte liegende schräge Blatt entwickelt. Das Hauptproblem auf der Baustelle beim Herstellen und Einfügen solcher Reparaturhölzer in den ungleichförmigen Bestand ist die Passgenauigkeit, von der es abhängt, wie die Kräfte und Biegemomente übertragen werden. Der Sparren eines Kehlbalkendaches hat am Fußpunkt eine relativ große Normalkraft. Bei dem bereits vorgestellten Kehlbalkendach (vgl. Abb. 4 und Abb. 5) erreicht die Normalkraft des Bindersparrens:

$$N_{Ed} = 31 \text{ kN} \quad (3)$$

Es wäre unrealistisch davon auszugehen, dass eine Passgenauigkeit erzielt werden könnte, die die gleichmäßige Verteilung der Normalkraft auf die beiden möglichen Kontaktflächen bewirkt. Das entgegengesetzte Extrem bestünde darin, sämtliche Schnittkräfte ausschließlich über Verbindungsmittel zu übertragen. Das Ergebnis wäre eine unwirtschaftliche und nicht praktikable Lösung. Bei üblicher handwerklicher Ausführungsqualität kann davon ausgegangen werden, dass über mindestens eine der beiden möglichen Kontaktflächen tatsächlich Druckspannungen übertragen werden. Diese Annahme wird auch von der nachfolgenden Überlegung gestützt: Selbst in dem Extremfall, wenn beide Fugen in einer Größenordnung von wenigen Millimetern klaffen, dann wird sich der Bestandssparren so weit absenken, bis sich in einer der beiden Stirnflächen tatsächlich der stützende Kontaktdruck aufgebaut hat. Es wird angenommen, dass die gesamte Stablängskraft über Kontaktdruck in einer der beiden Stirnflächen aufgenommen wird. Als Verbindungsmittel werden Holzschrauben eingesetzt, die dann nur noch in Richtung der Schraubenachsen beansprucht werden, um das Biegemoment aus Exzentrizität, das größte Biegemoment M_{Ed} im Bereich der Verbindung infolge der äußeren Einwirkungen sowie die Querkraft V_{Ed} aufzunehmen (vgl. Abb. 6).

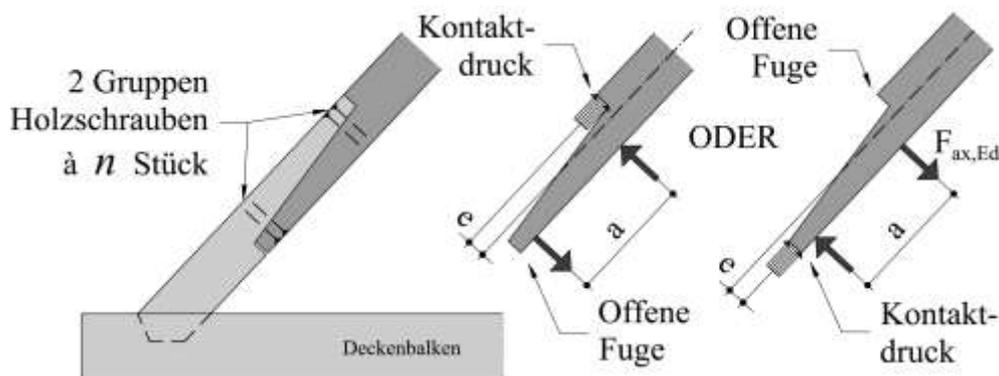


Abb. 6 Liegendes schräges Blatt für Sparrenreparatur

Mit den Bezeichnungen aus Abb. 6 kann die Beanspruchung je Schraube auf Herausziehen $F_{ax,Ed}$ wie folgt ermittelt werden:

$$F_{ax,Ed} = \left(\frac{N_{Ed} \cdot e + M_{Ed}}{a} + \frac{V_{Ed}}{2} \right) \cdot \frac{1}{n} \quad (4)$$

Für die Schnittgrößen in Gl. (4) sind die im Bereich der Reparaturverbindung auftretenden Größtwerte einzusetzen. Für den Bestandssparren müssen dann noch die Tragfähigkeitsnachweise für das geschwächte Grundmaterial (vgl. Abb. 7) geführt werden. Daraus ergibt sich, dass eine solche Reparaturverbindung nicht an den höchstbeanspruchten Stellen angeordnet werden kann. In der Praxis ist der in Abb. 6 skizzierte Fall sehr häufig anzutreffen, dass der Sparrenfußpunkt um 30 bis 50 Zentimeter zurückgeschnitten werden muss. Das Biegemoment ist in dem Reparaturbereich noch so klein, dass die Querschnittsschwächung unmittelbar am Beginn der Blattverbindung verkraftet wird.

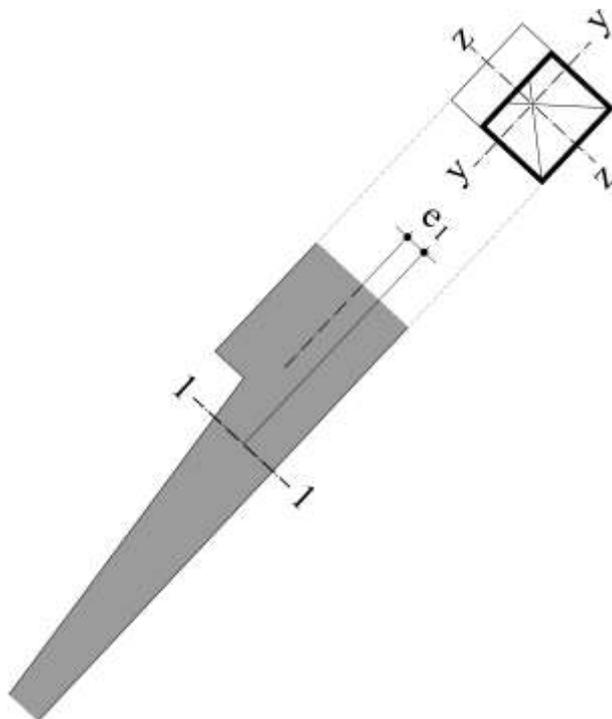


Abb. 7 Maßgebender Schnitt für den Tragfähigkeitsnachweis des Grundmaterials

Im Schnitt 1-1 ist das Biegemoment infolge der Exzentrizität e_1 der Längskraft zu erfassen. Die Querschnittsschwächungen durch die Verbindungsmittel müssen berücksichtigt werden. Wenn der Ausnutzungsgrad des Querschnitts relativ hoch ist, dann sollte auch noch die Abminderung der Biegefestigkeit infolge des Faseranschnittwinkels erfasst werden gemäß [1], Gl. (6.40).

3.2 Sparrenfußpunkt

Bestimmte Tragwerkstypen machen es erforderlich, im Stadium der Modellbildung Annahmen zu treffen, die Voraussetzung für die Schnittgrößenermittlung sind. Erst nach deren Fertigstellung kann im Rahmen der Tragfähigkeitsnachweise überprüft werden, ob die Annahmen zutreffend waren. Der Idealfall bei der Beschäftigung mit einem historischen Tragwerk besteht aus Sicht der Denkmalschutzbehörde und des Auftraggebers darin, dass durch schrittweise Optimierung des statischen Modells Tragfähigkeitsreserven rechnerisch erschlossen werden, so dass die Standsicherheit - zwar nicht im ersten Anlauf - aber doch nach einigen Optimierungsschritten nachgewiesen werden kann, ohne dass Verstärkungs- oder Ertüchtigungsmaßnahmen erforderlich werden. Ein kritischer Punkt, für den das zuvor formulierte Ziel oft beim besten Willen nicht erreichbar ist, stellen die Sparrenfußpunkte von Kehlbalckenbindern dar.

Wenn ein Tragwerk als Kehlbalckenbinder identifiziert worden ist und als solcher erhalten bleiben soll, dann folgt daraus zwingend, dass der Sparren am Fußpunkt horizontal gestützt sein muss. Die tatsächliche konstruktive Durchbildung des Sparrenfußpunktes ist oft so, dass ein rechnerischer Nachweis für die Aufnahme des Horizontalschubs nicht gelingt. Bei dem in Abb. 8 dargestellten Sparrenfußpunkt erfolgt die Verbindung mit Deckenbalken durch einen Zapfen mit senkrechter Stirn. Das ist eine sehr einfache, in der Praxis häufig anzutreffende Ausführungsvariante. Die Horizontalkraft des Sparrens muss allein von der Zapfenstirn übertragen werden. Entweder ist der Tragfähigkeitsnachweis für die Druckkraft schräg zur Holzfasern nicht erfüllt oder der Nachweis für die Schubspannung im Bereich des Vorholzes gelingt nicht. Zwar ist die Situation bei einem Zapfen günstiger als bei einem einfachen Stirnversatz. Die Zapfenverbindung versagt erst dann, wenn der Schubbruch des Vorholzes gleichzeitig in den drei Ebenen stattfindet, die der Zapfenkontur entsprechen. Es ist wenig wahrscheinlich, dass alle drei Ebenen durch Schwindrisse geschwächt sind, was bei einer einzelnen Scherfläche immer zu befürchten ist. Dennoch zeigt sich sehr schnell, dass der rechnerische Nachweis dann nicht gelingen kann, wenn die Vorholzlänge nur wenige Zentimeter beträgt.

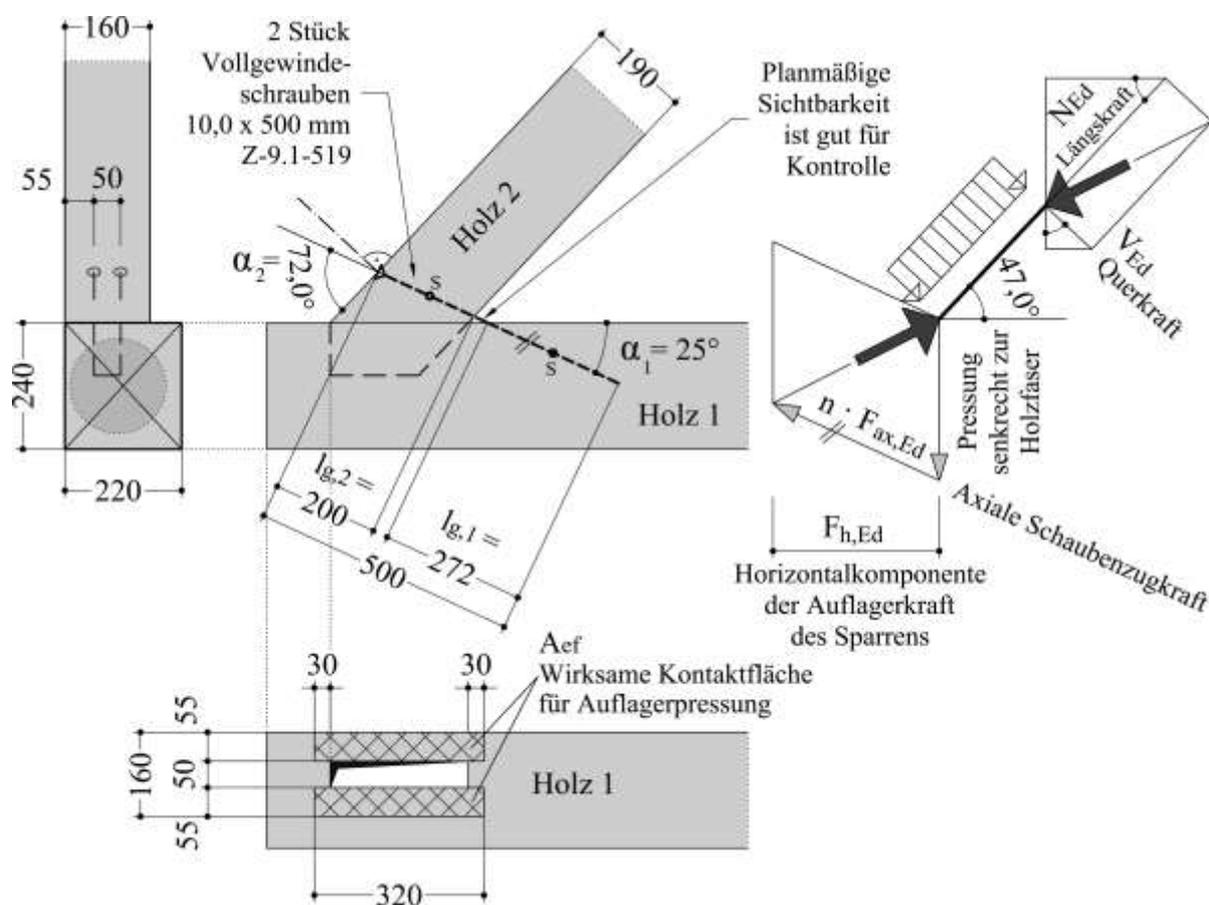


Abb. 8 Sparrenfußpunkt eines historischen Kehlbalckenbinders

Als Verstärkung werden zwei Vollgewindeschrauben gemäß allgemeiner bauaufsichtlicher Zulassung, beispielsweise nach [2] vorgesehen, deren Anordnung in bestimmten Grenzen frei wählbar ist. Das ermöglicht einen gewissen Gestaltungsspielraum und betrifft: a) die Position der Schrauben, b) die Neigung der Schrauben und c) die Entscheidung, ob der Schraubenkopf oberflächenbündig sitzen soll oder planmäßig versenkt wird. Die Wahlfreiheit wird begrenzt durch die einzuhaltenen Mindestrandabstände und durch eine Mindestneigung der Schrau

benachse bezüglich der Faserrichtung von 15° , d.h. die Holzschrauben dürfen nicht parallel zur Faserrichtung eingeschraubt werden.

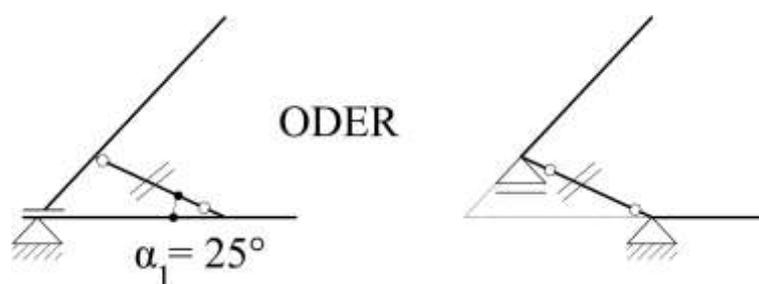


Abb. 9 Rechenmodell für verstärkten Sparrenfußpunkt

Von den anteiligen Gewindelängen der Holzschrauben in *Holz 1* und *Holz 2* wird jeweils der Schwerpunkt bestimmt (vgl. Abb. 8). Die Mindestabstände der Schrauben zur Holzoberfläche und zum Hirnholz sind immer auf diesen Schwerpunkt bezogen. Erst wenn eine Position gefunden wurde, bei der alle notwendigen Bedingungen eingehalten sind, sind als entscheidende Größen die Neigungswinkel α_1 und α_2 sowie die Gewindelängen $l_{g,1}$ und $l_{g,2}$ bekannt, von dem sowohl die Größe der Einwirkungen als auch die Schraubentragfähigkeit abhängen (vgl. Abb. 9). Mit diesem Beispiel soll gezeigt werden, dass es im Holzbau zuweilen notwendig ist, die Geometrie einzelner Detailpunkte bereits in der Phase der statischen Berechnung millimetergenau zu klären. Der Statiker mag das gar nicht. Er ist es gewohnt, virtuos mit Zahlen umzugehen, den Zeichenstift überlässt er gern dem zeitlich nachgeordneten Konstrukteur. Wenn derartige Details aber erst während der Ausführungsplanung oder gar in der Werkstattplanung bearbeitet werden, sind Ärger und zahlreiche Nachträge zur statischen Berechnung vorprogrammiert.

Ob die Schraubenlängskraft aus der Normal- und Querkraft des Sparrens rechnerisch ermittelt wird oder ob das Rechenmodell angepasst wird, indem ein entsprechender Stab eingefügt wird (Abb. 9), ist der Vorliebe des Anwenders überlassen. Letzteres hat den Vorteil, dass Übertragungs- und Rechenfehler vermieden werden.

4 Berücksichtigung der Nachgiebigkeit von Verbindungsmitteln

Die Berücksichtigung der Verformungseigenschaften von Verbindungsmitteln ist erforderlich, wenn die Durchbiegung von Fachwerkträgern genauer ermittelt werden muss (GZN), wenn nachzuweisen ist, dass die Verformungen eines Aussteifungsverbandes bestimmte Grenzen nicht überschreitet (GZT), wenn die geringere Dehnsteifigkeit einzelner Stäbe oder die verminderte Biegesteifigkeit von Verbindungen, die als Einspannungen angenommen worden sind, die Schnittgrößenverteilung im Gesamttragwerk in nicht zu vernachlässigender Weise beeinflusst oder für Berechnungen nach Theorie II. Ordnung.

4.1 Berücksichtigung der Verbindungsmittelverformungen bei der Dehnsteifigkeit von Stäben (Längskraftfedern)

Die Gesamtverformung eines Stabes setzt sich im Holzbau üblicherweise aus der eigentlichen Längsdehnung oder -stauchung des Stabes und den Verformungen der Verbindungsmittel an den Stabenden zusammen. Wenn es für die Schnittgrößenverteilung im Gesamttragwerk von

Bedeutung ist, dann müssen auch alle drei Federkomponenten im Stabwerksmodell erfasst werden.

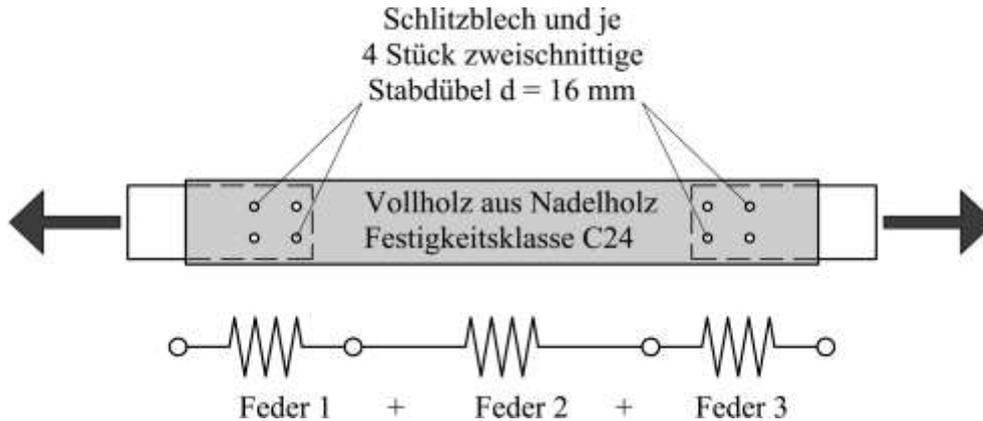


Abb. 10 Gesamtverformung eines Stabes infolge einer Längskraft

Die Feder 2 in Abb. 10 wird in den Rechenprogrammen automatisch erfasst, indem dem Stab mit den Materialeigenschaften ein Elastizitätsmodul E_0 sowie die geometrischen Eigenschaften Querschnittsfläche und Länge zugeordnet werden, so dass sich der Anwender darum nicht explizit kümmern muss. Es wird angenommen, dass es sich in Abb. 10 um einen Fachwerkstab der Länge $l = 2,50 \text{ m}$ und der Querschnittsabmessungen Breite/Höhe = $b/h = 160/160 \text{ mm}$ handelt. Die Federkonstante im Grenzzustand der Tragfähigkeit beträgt dann:

$$C_2 = \frac{E \cdot A}{l} = \frac{E_{\text{mean}} \cdot b \cdot h}{\gamma_M \cdot l} = \frac{11000}{1,3} \cdot \frac{160 \cdot 160}{2500} = 87 \frac{\text{kN}}{\text{mm}} \quad (5)$$

Ergebnis: Ohne Berücksichtigung der Verbindungsmittelnachgiebigkeiten ist eine Längskraft von $N_{Ed} = 87 \text{ kN}$ erforderlich, um eine Längenänderung von einem Millimeter zu bewirken.

In den meisten Rechenprogrammen für Stabwerke ist die Definition von Längskraftfedern an beiden Stabenden möglich. Die Stabendfedern in dem Beispiel Abb. 10 haben folgende Federkonstante:

$$C_1 = n \cdot K_u = n \cdot \frac{2}{3} \cdot (K_{\text{ser}}) = 8 \cdot \frac{2}{3} \cdot \left(2,0 \cdot \frac{\rho_m^{1,5} \cdot d}{23} \right) = 8 \cdot \frac{2}{3} \cdot \left(2,0 \cdot \frac{420^{1,5} \cdot 16}{23} \right) = 64 \frac{\text{kN}}{\text{mm}} \quad (6)$$

n ... Anzahl Scherflächen

K_{ser} ... Verschiebungsmodul im GZN, [1] Tab. 7.1

K_u ... Verschiebungsmodul im GZT, [1] Gl. 2.1

Eine Schwierigkeit wird bereits an dieser Stelle sichtbar: Die Wahl von Art und Anzahl der Verbindungsmittel muss vor der Schnittgrößenermittlung geschehen. Es ist also ein iteratives Vorgehen notwendig mit mehreren Rechendurchläufen. Veränderungen an den gewählten Verbindungsmitteln bewirken ihrerseits wieder Änderungen der Schnittgrößen.

Die Wirkung der drei Federn summiert sich. Es ergibt sich folgende Federkonstante:

$$C = 1 / \left(\frac{1}{C_1} + \frac{1}{C_2} + \frac{1}{C_3} \right) = 1 / \left(\frac{1}{64} + \frac{1}{87} + \frac{1}{64} \right) = 23 \frac{\text{kN}}{\text{mm}} \quad (7)$$

Die oben erwähnte Längskraft, die ohne Berücksichtigung der Verbindungsmittelnachgiebigkeiten eine Verformung von einem Millimeter verursachte, bewirkt nun eine Längenänderung von:

$$\Delta x = \frac{N_{Ed}}{C} = \frac{87 \text{ kN}}{23 \text{ kN/mm}} = 3,7 \text{ mm} \approx 4 \text{ mm} \quad (8)$$

Mit dieser Beispielrechnung wurde gezeigt, dass die Berücksichtigung der Verformungen von Verbindungsmitteln die Dehnsteifigkeit der Stäbe in relevanter Weise beeinflusst. Für Tragwerke mit großer - insbesondere innerer - statischer Unbestimmtheit darf dieser Aspekt nicht außer Acht gelassen werden.

4.2 Abbildung historischer Holzverbindungen im Rechenmodell

Die Berücksichtigung von Verbindungsmittelnachgiebigkeiten kann dazu führen, dass die Durchbiegungsnachweise nicht mehr erfüllt sind. In diesem Falle ist die Auswirkung der niedrigeren Stabsteifigkeiten für den Tragwerksplaner negativ. Es wäre jedoch einseitig, nicht auch die Möglichkeiten zu sehen, die die Berücksichtigung von Verbindungsmittelnachgiebigkeiten im Rechenmodell für die Tragfähigkeitsnachweise - insbesondere für historische Tragwerke - mit sich bringt. Größere Nachgiebigkeiten an bestimmten Stellen ermöglichen Lastumlagerungen und bedeuten rechentechnisch einen Abbau von Beanspruchungsspitzen, so wie es in der realen Tragkonstruktion auch geschieht. Für historische Holzverbindungen werden in den aktuellen Normen keine Verschiebungsmoduln bereitgestellt. Es soll im folgenden Abschnitt gezeigt werden, wie es dennoch möglich ist, sinnvolle Annahmen zu treffen.

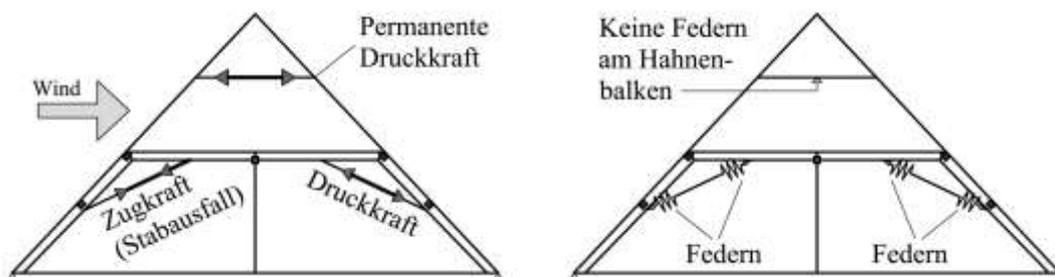


Abb. 11 Kehlbalckenbinder mit liegendem Stuhl

Die Stabendfedern müssen von den realen Gegebenheiten abgeleitet werden. Sowohl der obere Kehlbalcken (Hahnenbalken) als auch die Kopfbänder des liegenden Stuhls in Abb. 11 seien mit Zapfenverbindungen angeschlossen. In dem Hahnenbalken wirkt beständig eine Druckkraft. Die zu verbindenden Bauteile (Sparren und Hahnenbalken) sind deshalb permanent in kraftschlüssigem Kontakt, wobei sogar die Beanspruchung infolge ständiger Einwirkungen dominiert. Wind und Schnee führen zu vergleichsweise geringen Längskraftänderungen, die keine Anfangsverschiebungen in der Zapfenverbindung verursachen.

Ganz anders ist die Situation bei den Kopfbändern. Infolge ständiger Einwirkungen und infolge Schnees ist ihre Beanspruchung vernachlässigbar klein. Wirklich beansprucht werden sie bei Wind. Da die Zapfenverbindungen nur sehr kleine Zugkräfte aufnehmen können, muss die Druckstrebe rechnerisch die gesamte Last allein tragen. Dreht der Wind um 180° , dann muss sich die Dachkonstruktion jedes Mal ein Stück weit bewegen, ehe die Zapfenverbindungen auf der windabgewandten Seite wieder richtig kraftschlüssig in Kontakt sind und Druckkräfte aufnehmen können. Es ist sinnvoll, die Bewegung der Dachkonstruktion auch im Rechenmodell abzubilden, da das simulierte Tragverhalten dann besser den realen Verhältnissen entspricht. Der praktische Ingenieurverstand wird sicherlich als erste Annahme akzeptieren, wenn der Verschiebungsweg an jeder Zapfenverbindung zum Zeitpunkt des Jahrhundertsturms auf

$$\Delta x = 0,5 \dots 1,5 \text{ mm} \quad (9)$$

geschätzt wird. Die Federkonstante für ein Stabende errechnet sich nun aus dem Betrag der Stablängskraft, die aus einem vorhergehenden Rechendurchlauf bekannt sein muss wie folgt:

$$C_1 = \frac{|N_{\text{Wind,Ek}}|}{\Delta x} = \frac{|-18 \text{ kN}|}{1 \text{ mm}} \approx 18 \frac{\text{kN}}{\text{mm}} = 18000 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad (10)$$

Wird nun für beide Stabende die Längskraftfeder C_1 in das Rechenmodell aufgenommen, dann sinkt die Druckkraft in dem Kopfband auf

$$N_{\text{Wind,Ek}} = -15,3 \text{ kN} \quad (11)$$

Infolge der Nachgiebigkeit des Kopfbandes werden Kräfte innerhalb des räumlichen Tragwerks umgelagert. Die einzelnen Kehlbalkenbinder tragen intern einen größeren Anteil und geben weniger Last an den liegenden Stuhl ab. Die Tragfähigkeitsnachweise für das Kopfband selbst wären auch mit größeren Längskräften erfolgreich zu führen. Die Reduzierung der Längskraft ist aber für die Tragfähigkeitsnachweise der Anschlüsse und der Stuhlsäule wichtig, die durch das Kopfband auf Biegung beansprucht wird. Nicht immer gelingt eine sinnvolle Abschätzung für dieses oder jene Detail im ersten Versuch. Der sich ergebende Schnittkraftzustand und die Verformungen des Gesamttragwerks zeigen an, ob die Annahmen brauchbar waren oder nicht.

4.3 Berücksichtigung von Verbindungsmittelnachgiebigkeiten bei biegebeanspruchten Bauteilen an den Beispielen Deckenbalkensanierung und Koppelpfette

Eine häufig ausgeführte Variante für die Instandsetzung geschädigter Deckenbalken ist in Abb. 12 dargestellt. Die Verbindung zwischen den beidseitig zugelegten Holzlaschen und dem verbleibenden Bestandsbalken erfolgt durch Verbindungsmittel (Passbolzen mit oder ohne Dübeln besonderer Bauart, Stabdübel, Holzschrauben, Nägel), die in zwei Gruppen angeordnet sind. Für einfache Fälle (Einfeldbalken, kurze Fehllängen) können die Beanspruchungen der Verbindungsmittel mit Näherungsformeln abgeschätzt werden. Sobald ein Durchlaufträger vorliegt oder die Fehllänge größer ist, dann sollte unter Berücksichtigung der Steifigkeitsverhältnisse eine genauere Berechnung durchgeführt werden. Hierbei kann es erforderlich werden, die Nachgiebigkeit der Verbindungsmittel rechnerisch zu erfassen. Mit dem nachfolgenden Beispiel wird ein Weg aufgezeigt, der universell anwendbar ist, wenn es darum geht die Nachgiebigkeit von auf Biegung beanspruchten, stiftförmigen Verbindungsmitteln zu erfassen. Das in Abb. 12 skizzierte Stabwerksmodell ist deshalb ungünstig, weil die Stabeigenschaften für die Querstäbe, die die Verbindungsmittel im Modell abbilden sollen, nicht bekannt sind.

Absolut unzutreffend wäre, für die Querstäbe den Bolzenquerschnitt aus Stahl anzusetzen. Die Passbolzen sind allseitig im Holz eingebettet und besitzen ganz andere Trag- und Verformungseigenschaften.

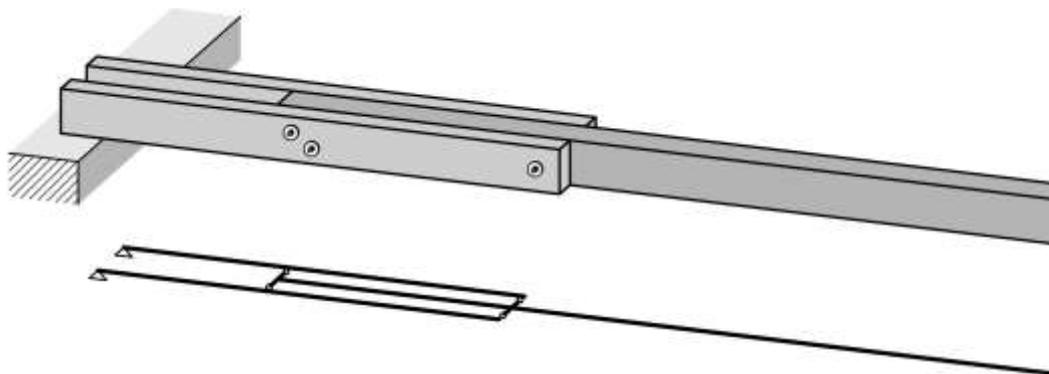


Abb. 12 Deckenbalkenreparatur: Ungünstiges Stabwerksmodell

Ein besser geeignetes Rechenmodell entsteht, wenn die horizontale Ebene verlassen wird und die Stäbe senkrecht übereinander angeordnet werden. Es ergibt sich ein aus sieben Stäben bestehendes ebenes Stabwerk (vgl. Abb. 13). Die Länge der nun vertikalen Verbindungsstäbe (Stäbe Nr. 6 und 7) ist frei gewählt worden

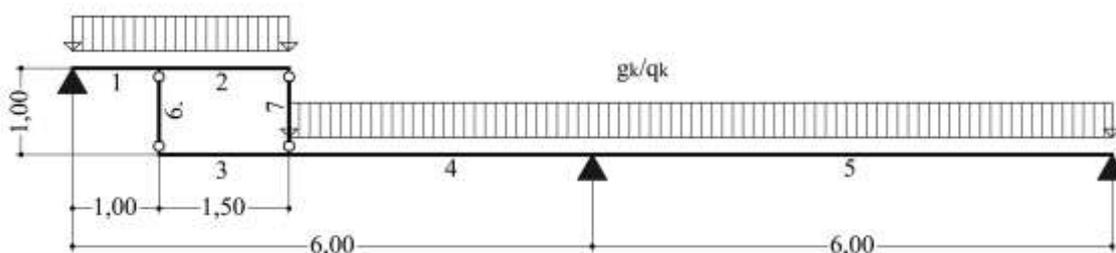


Abb. 13 Statisches System für Deckenbalkeninstandsetzung

Es wird angenommen, dass die in Abb. 12 sichtbaren Verbindungsmittel Passbolzen M20 seien. Es wird weiterhin davon ausgegangen, dass sowohl der Bestandsdeckenbalken als auch die Zulagen aus Nadelnschnittholz der Festigkeitsklasse C24 bestehen. Aus Gründen der Einheitlichkeit werden den fiktiven Stäben Nr. 6 und 7 rechtechnisch ebenfalls die Eigenschaften von Nadelnschnittholz der Festigkeitsklasse C24 zugeordnet. Nachfolgend werden die Stabkennwerte, die Voraussetzung für die Stabwerksrechnung sind, exemplarisch bestimmt. Der Verschiebungsmodul K_{ser} für eine Scherfläche eines Passbolzens M20 in einer Holz-Holz-Verbindung beträgt gemäß [1], Tabelle 7.1:

$$K_{ser} = \frac{\rho_m^{1,5} \cdot d}{23} = \frac{420^{1,5} \cdot 20}{23} = 7485 \frac{\text{N}}{\text{mm}} = 7,5 \frac{\text{kN}}{\text{mm}}$$

ρ_m ... Mittlere Rohdichte [kg / m^3]

d ... Verbindungsmitteldurchmesser [mm]

(12)

Für den Grenzzustand der Tragfähigkeit ist der Verschiebungsmodul K_u gemäß [1], Gl. (2.1) zu verwenden:

$$K_u = \frac{2}{3} \cdot K_{ser} = \frac{2}{3} \cdot 7485 = 4990 \frac{\text{N}}{\text{mm}} \quad (13)$$

Der Verschiebungsmodul ist wie eine Federkonstante zu betrachten als Quotient aus Kraft pro Längenänderung:

$$K_u \cdot n = \frac{F}{\Delta l} = \frac{E \cdot A}{l} = \frac{E \cdot a^2}{l} \quad (14)$$

Die Stäbe Nr. 6 und 7 sollen einen quadratischen Querschnitt der Seitenlänge a besitzen:

$$\begin{aligned} \text{Stab 6: } a &= \sqrt{\frac{K_u \cdot n \cdot l}{E_{\text{mean}}}} = \sqrt{\frac{4990 \text{ N/mm} \cdot 4 \cdot 1000 \text{ mm}}{11000 \text{ N/mm}^2}} = 43 \text{ mm} \\ \text{Stab 7: } a &= \sqrt{\frac{K_u \cdot n \cdot l}{E_{\text{mean}}}} = \sqrt{\frac{4990 \text{ N/mm} \cdot 2 \cdot 1000 \text{ mm}}{11000 \text{ N/mm}^2}} = 34 \text{ mm} \end{aligned} \quad (15)$$

n ... Anzahl der Scherflächen

Damit sind die Stabeigenschaften der fiktiven Stäbe Nr. 6 und 7 für eine Stabwerksrechnung vollständig ermittelt. Mit den sich ergebenden Längskräften der Stäbe Nr. 6 und 7 können anschließend die Tragfähigkeitsnachweise für die gewählten Verbindungsmittel geführt werden. Für die Durchbiegungsnachweise darf der Verschiebungsmodul K_{ser} angesetzt werden, was größere Querschnittsabmessungen für die Stäbe Nr. 6 und 7 bedeutet. Die Stabwerksrechnung ist auf Gebrauchslastniveau mit den veränderten Stabkennwerten noch einmal zu wiederholen.

Das im soeben angewendete Verfahren, das darin bestand, die Querschnittswerte fiktiver Verbindungsstäbe allein aus dem Verschiebungsmodul von Verbindungsmitteln zu bestimmen, ist auch für die Schnittgrößenermittlung anderer Bauteile, etwa von Koppelpfetten anwendbar. Für die Standardsituation einer Koppelpfette existieren Tabellenwerte. Die individuelle Berechnung ist dann sinnvoll, wenn beispielsweise unterschiedliche Stützweiten oder feldweise ungleiche Lasten zu berücksichtigen sind.

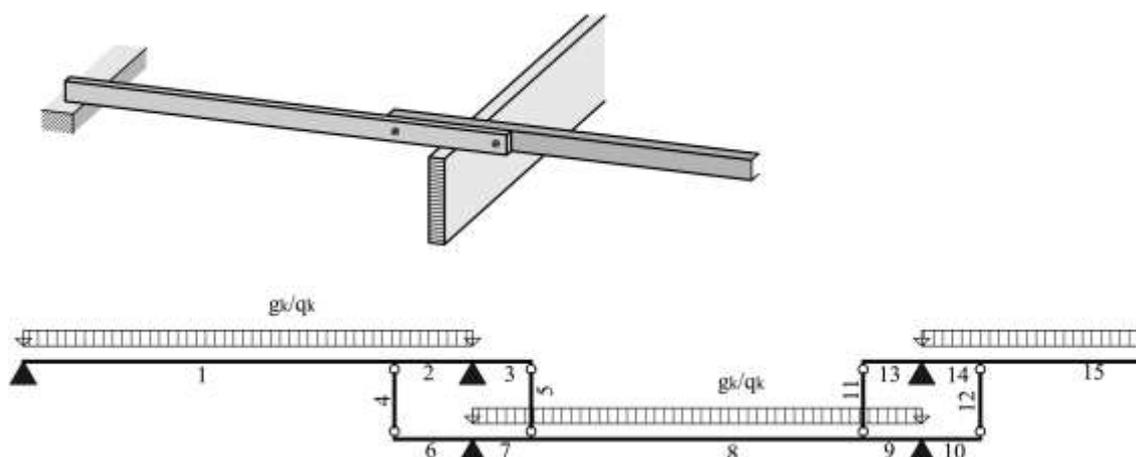


Abb. 14 Stabwerksmodell für Koppelpfette

Alle Stäbe seien aus Nadelholz C24. Die Länge der fiktiven Verbindungsstäbe Nr. 4, 5, 11, 12 etc. betrage 1,0 Meter. Als Verbindungsmittel sei je Verbindungsstelle ein Passbolzen M16 und ein Einpressdübel Typ C1 - Ø 117 mm in einer Holz-Holz-Verbindung vorhanden. Die Seitenlänge a der quadratischen Stabquerschnitte beträgt:

$$K_u = n \cdot \frac{2}{3} \cdot (K_{ser}) = n \cdot \frac{2}{3} \cdot \left(1,5 \cdot \rho_m \cdot \frac{d_c}{4} \right) = 1 \cdot \frac{2}{3} \cdot \left(1,5 \cdot 420 \cdot \frac{117}{4} \right) = 12285 \frac{\text{N}}{\text{mm}}$$

$$a = \sqrt{\frac{K_u \cdot n \cdot l}{E_{mean}}} = \sqrt{\frac{12285 \text{ N/mm} \cdot 1 \cdot 1000 \text{ mm}}{11000 \text{ N/mm}^2}} = 33 \text{ mm} \quad (16)$$

n ... Anzahl der Scherflächen

a ... Seitenlänge des quadratischen Querschnitts

5 Nutzungsphasenabhängige Rechenmodelle

5.1 Unterschiedliche Rechenmodelle für ständige Lasten und Nutzlasten

In seltenen Fällen kann es hilfreich sein, unterschiedliche statische Systeme für die diversen Einwirkungen zu verwenden. Abb. 15 zeigt einen Unterzug mit sichtbarer Durchbiegung. Neben der elastischen Durchbiegung hat sich im Laufe der Jahrhunderte auch die Kriechverformung eingestellt. Alle Ausstattungsausensilien wie Trennwände, Sockelbekleidungen, Fußboden sind an die verformte Decke angepasst worden. Es ist weder erwünscht noch sinnvoll, die Verformungen zurückzustellen. Vielleicht wird das ehemalige Wohnhaus eine Umnutzung als Museum, was eine Erhöhung der Deckentragfähigkeit erforderlich macht.

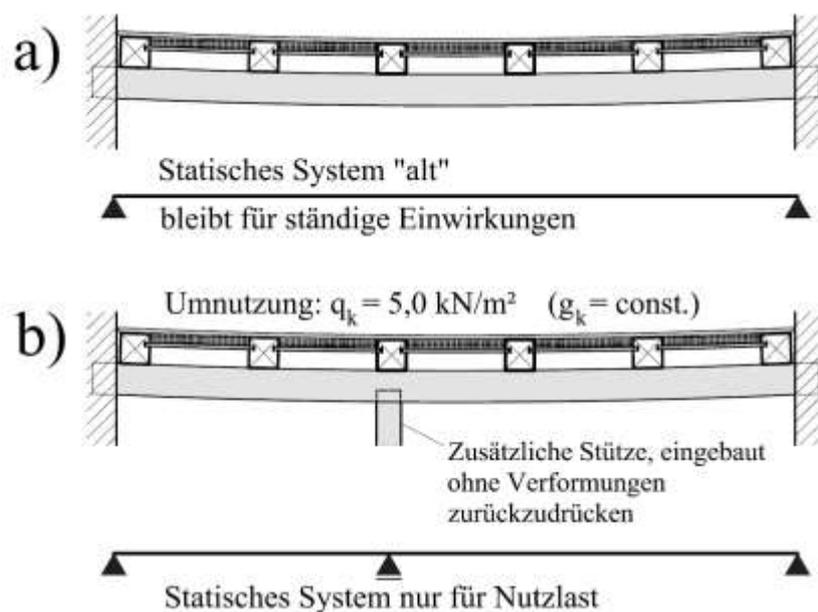


Abb. 15 Statische Systeme unter Berücksichtigung alter Verformungen

Mit der Hinzufügung einer neuen Holzstütze kann die Tragfähigkeit erhöht werden. Die Biegespannungen aus dem Deckeneigengewicht bleiben unverändert in dem Unterzug „eingefroren“ (Biegezugspannungen an der Unterseite). Die Beanspruchungen aus der Nutzlast bewirken im Stützenbereich Biegezugspannungen an der Oberseite, also eine Reduzierung der Biegespannungen. In den neu entstandenen Feldern erhöhen sich die Biegespannungen geringfügig. Aus Sicht des Tragwerksplaners kann das Bemessungsergebnis in Abhängigkeit von den konkreten Umständen günstiger ausfallen als bei einem Zweifeldträger. Das wichtigste Argument für die Anwendung eines solchen Modells besteht darin, dass die Verformung, die sich über einen sehr langen Zeitraum eingestellt hat, im Rechenmodell Berücksichtigung findet.

6 Zusammenfassung

Ohne Anspruch auf Vollständigkeit wurden die in langjähriger Planungstätigkeit gesammelten Erfahrungen bei der Modellierung von Holzkonstruktionen zusammengefasst und soweit es ging verallgemeinert. Wert gelegt wurde auf die Illustration der Aussagen durch konkrete Zahlenbeispiele, die Größenordnungen veranschaulichen sollen.

Literatur

- [1] DIN EN 1995-1-1:2010-12 + DIN EN 1995-1-1/NA:2010-12 Eurocode 5: *Bemessung und Konstruktion von Holzbauten – Teil 1-1: Allgemeines – Allgemeine Regeln und Regeln für den Hochbau.*
- [2] DIBt Z-9.1-519 *SPAX®-S Schrauben mit Vollgewinde als Holzverbindungsmittel (Geltungsdauer vom 31. Januar 2012 bis 31. Januar 2017).* Berlin, 2012.
- [3] Kaliske, M.; Jenkel, C.; Saft, S. *Werkstoff Holz - Modellierung und numerische Simulation.* In: 15. Dresdner Baustatik-Seminar: *Materialmodelle und Tragwerksplanung,* Dresden, 2011, S. 57-86
- [4] Bischoff, M. R. *Statik am Gesamtmodell: Modellierung, Berechnung und Kontrolle* In: *Der Prüferingenieur,* April 2010, S. 27-34
- [5] Lißner, K.; Rug, W. *Ergänzende Erläuterungen für Bauten im Bestand.* In: Blaß, H.J.; Ehlbeck, J. Kreuzinger, H.; Steck, G. (Hrsg.) *Erläuterungen zu DIN 1052:2004-08.* DGfH, München, 2005, S. 201-217