

# Fachwerkknoten – Ausformung und Modellierung

DI Kurt Pock  
Ingenieurbüro für Holzbau und Tragwerksplanung  
9800 Spittal / Drau, Österreich

Lektor für Holzbau und Tragwerkslehre  
FH Kärnten, FH Salzburg

[www.holz-tragwerk.at](http://www.holz-tragwerk.at)



# Fachwerkknoten – Ausformung und Modellierung

## 1 Einleitendes

Der Knoten ist im Fachwerksbau einer der leistungsbestimmenden Parameter, auf die konstruktive Ausbildung ist besonderer Wert zu legen. Der Anschluss der Stabkräfte selbst ist in der Regel mit bekannten Methoden zu bewerkstelligen.

Die Frage, welchen Einfluss die Knotenausbildung bei statisch unbestimmten Tragwerken auf die Steifigkeitsverhältnisse und die damit einhergehende Veränderung der Schnittkräfte und Verformung hat, drängt sich auf, nicht erst mit den immer definierteren Vorschriften des Eurocodes.



Abbildung 1: Zinkenbachbrücke

Die rechnerische Erfassung des realen Verformungsverhaltens der Tragwerke gewinnt immer größere Bedeutung. Im Gegenzug ist eine exakte Darstellung der Tragwerke auf Basis der aktuellen Regelwerke mit hohem Aufwand verbunden. Ein ingenieurmäßig sinnvoller Mittelweg ist zu finden um als planender Ingenieur auch wirtschaftlich zu reüssieren und gleichzeitig dem Anforderungsprofil der Regelwerke zu entsprechen. Dieser Beitrag soll ein kleiner Schritt in diese Richtung sein.

Im ersten Schritt werden die Anforderungen an den Kreuzungspunkt der Fachwerkstäbe nach Aufgaben getrennt dargestellt.

Weiters werden realisierte Fachwerkbrücken hinsichtlich Kontenformulierung und Modellierung untersucht. Vergleichsrechnungen unterschiedlicher Modellierungstiefen des Tragwerkes liefern Argumente um daraus Ansätze für künftige Entwürfe und die adäquaten Modellbildung abzuleiten.

## 2 Kraftweiterleitung im Fachwerk

Beim idealen Fachwerk als Ausgangspunkt schneiden sich die Systemlinien der Stäbe in einem Punkt, ein Zustand der in der Realität nur selten erreicht wird.

Idealer Weise sollen die Anschlüsse der Stäbe und die Einleitung der Lasten möglichst ohne Versatzmomente (Sekundärmomente) bei bestmöglichem Erhalt des Grundquerschnitts erfolgen. Letzter Punkt ist besonders im Holzbau entscheidend, da die Verstärkung der Anschlussstellen im Gegensatz zu anderen Materialien nur schwer effizient zu bewerkstelligen ist.

Im Holzbau ist in der Regel der Querschnitt abzüglich der Schwächung bei den Anschlüssen (Nettoquerschnitt) über die Stablänge dimensionsgebend. Im Gegensatz dazu wird

im Stahlbau auf den vollen Querschnitt hin dimensioniert. Lokale Verstärkungen sind da leicht und ökonomisch zu erreichen.

Dies erfordert bereits in der Vordimensionierung einen hohen Wissensstand über die Ausbildung der Knoten. Dazu einige Gedanken:

## 2.1 LASTEINLEITUNG DACHLASTEN

Die Lasteinleitung der Dachlasten erfolgt meist über eine Linienbelastung des Obergurtes, die Einwirkungen auf das Dach werden über Zwischenbiegung des Gurtes in das System eingeleitet. Im Regelfall läuft der Obergurt als Durchlaufträger über den Knotenpunkten durch. So werden die Dachlasten meist zentrisch ins System eingebracht.

## 2.2 Lasteinleitung Verkehrslasten

Die klare Lasteinleitung von Verkehrslasten kann da schon komplizierter sein. Grundsätzlich ist festzulegen, in welcher Höhe der Querträger anschließt. Daraus ergibt sich die Sekundärbelastung für Knoten und den Bereich Untergurt. In Abbildung 2 schließt der Querträger seitlich an den Untergurt an, dies bewirkt Versatzmomente, welche in irgendeiner Form im System aufgenommen werden müssen. Werden die Stabdübel des Fachwerkknotens mit herangezogen erfahren diese zusätzliche Beanspruchung, die entsprechend erfasst werden muss. In Abbildung 3 wird der Querträger zentrisch an den Fachwerkknoten gehängt. Die Verkehrslast wird direkt ohne Versatz ins System eingetragen.

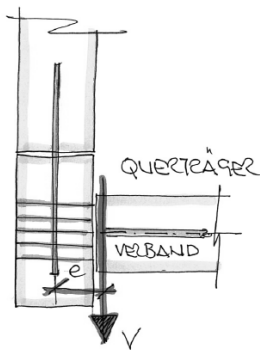


Abbildung 2: Querträger seitlich angeschlossen

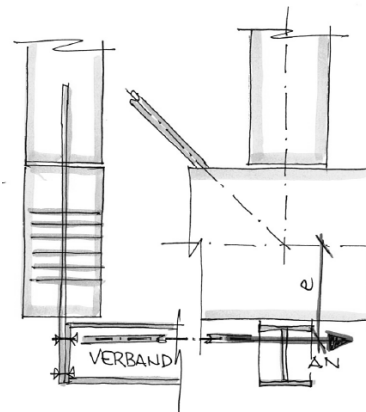


Abbildung 3: Querträger abgehängt

## 2.3 LASTEINLEITUNG AUSSTEIFUNGSLASTEN

Bei der Einleitung der Kräfte aus dem Wind- und Aussteifungsverband verhält es sich vice versa, liegt der Verband in der Höhe der Systemlinie entstehen für den Gurt keine Zusatzmomente, liegt der Verband wie in Abbildung 3 in Höhe Unterkante Gurt sind die zusätzliche Momente zu berücksichtigen. Diese schmerzen im Regelfall weniger als Versatzmomente aus Verkehrslast, da sie in die Überlagerungsgruppe „kurz“ fallen und somit höhere Modifikationsfaktoren mit sich bringen.

Die Erfahrung zeigt, dass die besten (wirtschaftlichsten und formal ansprechendsten) Ergebnisse erzielt werden, wenn die Diagonalen direkt mit den Posten kurzgeschlossen und die Lasten möglichst versatzmomentenfrei eingetragen werden. Hier sei auf historische Standardknotenlösungen verwiesen.

### 3 Beispiele für Knotenlösungen

In diesem Abschnitt werden einige Knotenlösungen dargestellt und verglichen. Die Brücken wurden vom Büro Pock geplant und in dieser Form umgesetzt. Als Vergleich wurde ein Beispiel aus der Literatur ausgewählt.

#### 3.1 Zinkenbachbrücke Baujahr 2008

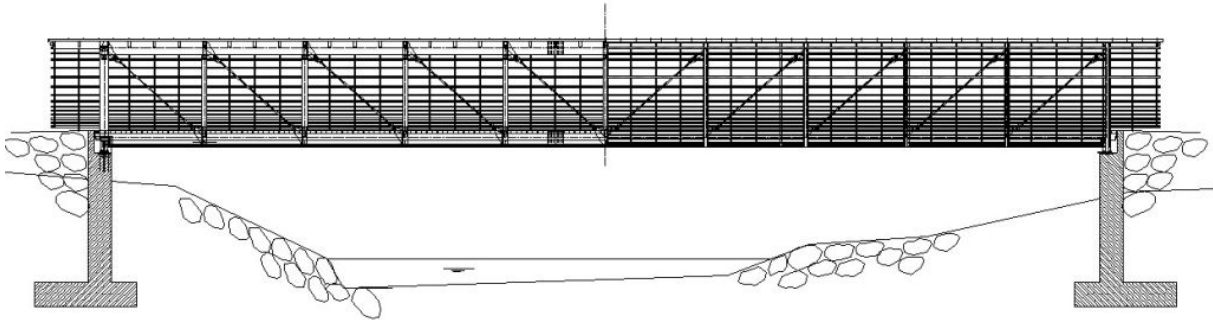


Abbildung 4: Zinkenbachbrücke Schnitt / Ansicht

Die Zinkenbachbrücke spannt als Fuß- und Radwegbrücke über 40 m, das Tragwerk besteht aus zwei Parallelfachwerken mit zur Mitte hin fallenden Diagonalen (Zugdiagonalen). Die Dachlasten werden über die Obergurte zentrisch ins System eingeleitet. Die Verkehrslasten laufen über die Längsträger der Fahrbahn und Querträger aus Stahl. Die Querträger sind zentrisch unter den Fachwerkknoten aufgehängt. Der obere Aussteifungsverband wird durch die Dachscheibe gebildet und schließt folglich an der Oberkante des Obergurtes an. Der untere Verband liegt an der Unterkante des Untergurtes. Das Knotenblech verbindet den Diagonalstab direkt mit dem Druckpfosten. Dieser wird mittels einer Stahlplatte über Pressung angeschlossen. Selbstbohrende Stabdübel sichern den Anschluss. Die Horizontalkomponente aus der Diagonale wird über Stabdübel in den Untergurt eingeleitet.

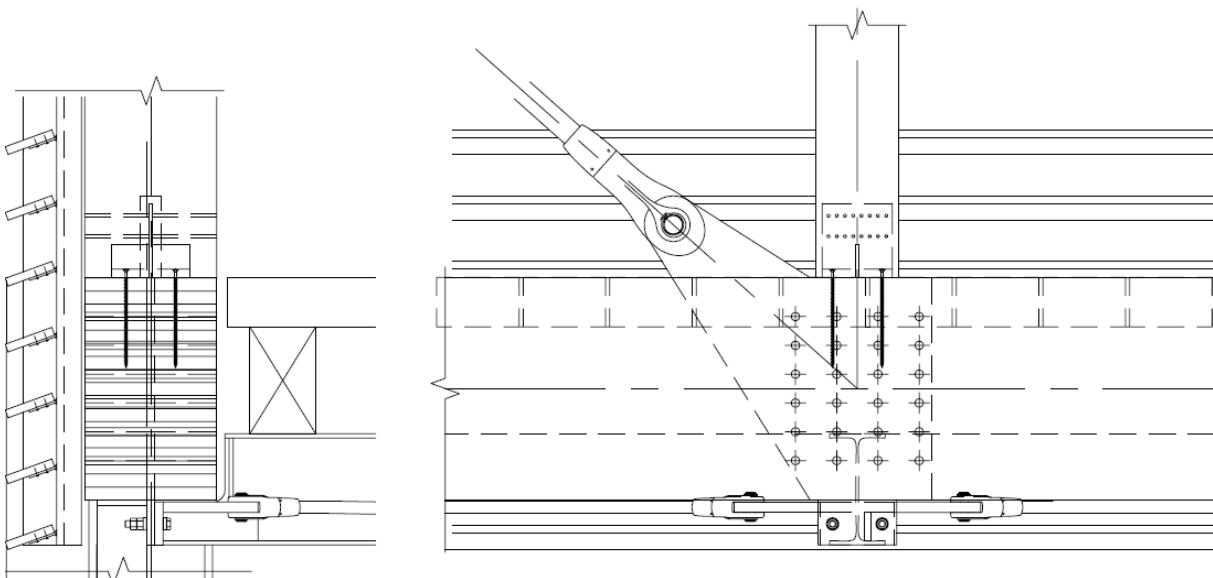


Abbildung 5: Fachwerkknoten Untergurt Zinkenbachbrücke

Bewertung hinsichtlich Versatzmomentenbelastung (Sekundärmomente):

Die Hauptlasten (Schnee und Verkehrslasten) bewirken keine Versatzmomente im Haupttragssystem. Die Verbände schließen mit einem Versatz um ca.  $h/2$  an und erzeugen somit entsprechende Sekundärmomente, die unbedingt zu berücksichtigen sind. Diese werden mit der Lasteinwirkungsdauer „kurz“ wirksam.

Im Zuge der Werkplanung hat der Ausführende (Brandl Bau/Wiehag) eine alternative Lösung ins Spiel gebracht. Hier wird auch der Pfosten mit einem Stabdübelanschluss angeschlossen. Diese Variante ist weicher als der ursprüngliche Anschluss. Dies zeigt sich in der Vergleichsrechnung. Die Verformungen steigen infolge der zusätzlichen Feder deutlich an.

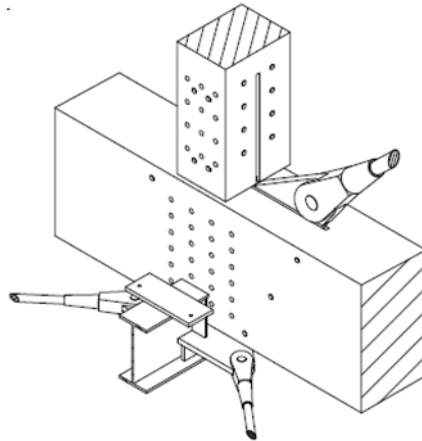


Abbildung 6: Fachwerkknoten Untergurt Zinkenbachbrücke ausgeführter Anschluss (Zeichnung WIEHAG)

### 3.2 Nationalparkbrücke Baujahr 2004

Die Nationalparkbrücke spannt als Fuß- und Radwegbrücke über 26 m, das Tragwerk besteht aus zwei Parallelfachwerken mit zur Mitte hin fallenden Diagonalen (Zugdiagonalen). Die Einleitung der Lasten erfolgt ähnlich wie bei der Zinkenbachbrücke. Aus formalen Gründen wurde der Querträger aus Stahl „im Schatten des Untergurtes“ angeschlossen.

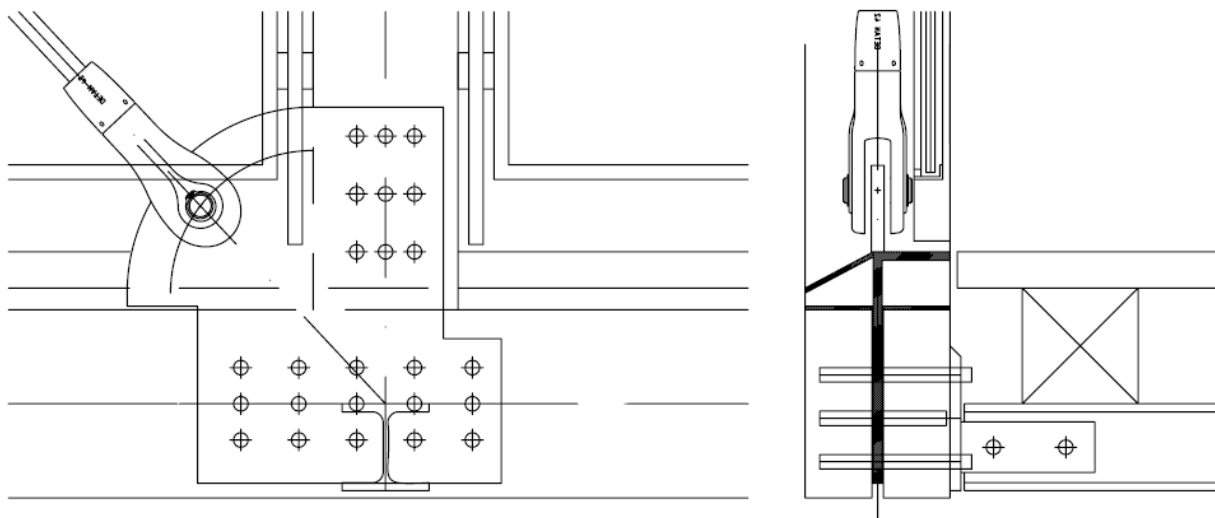


Abbildung 7: Fachwerkknoten Untergurt Nationalparkbrücke (Prinzipskizze ohne Maßstab)

Bewertung hinsichtlich Versatzmomentenbelastung (Sekundärmomente):

Die Schneelast bewirkt keine Versatzmomente im Haupttragssystem, die Verkehrslast wird durch die Ausbildung des Anschlusses nahezu zentrisch eingebunden. Die Verbände sind sinngemäß wie bei der Zinkenbachbrücke zu sehen.

Anmerkung zum konstruktiven Holzschutz: Die Brücke ist im Rahmen eines Planerwettbewerb entstanden. Im Erstkonzept war ein seitlicher Witterungsschutz durch transluzente Membrane vorgesehen, diese wurden in letzter Konsequenz vom Bauherrn nicht umgesetzt. Der konstruktive Holzschutz ist im Detail bestmöglich umgesetzt, generell aber unter diesem Aspekt zu bewerten.

### 3.3 Radwegbrücke Malta Pflüglhof Baujahr 2006

Die Brücke Malta Pflüglhof spannt als Fuß- und Radwegbrücke über 30m, das Tragwerk besteht aus zwei Parallelfachwerken mit zur Mitte hin steigenden Diagonalen (Druckdiagonalen). Die Pfosten sind als Druckstäbe mit eingelegten Zugelementen ausgebildet. Diese Zugelemente binden direkt in das Knotenblech ein, die Diagonale ist über Stabdübel angeschlossen. Auch hier wurde der ursprüngliche Knoten durch die ausführende Firma verändert.

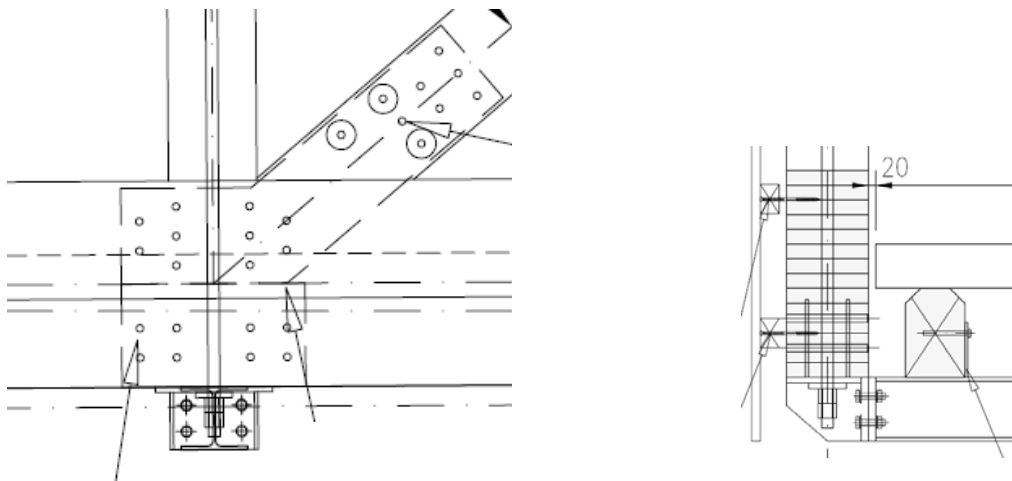


Abbildung 8: Fachwerkknoten Untergurt Malta Pflüglhof Alternative FA. Buchacher

Bewertung hinsichtlich Versatzmomentenbelastung (Sekundärmomente):

Die Hauptlasten (Schnee und Verkehrslasten) bewirken keine Versatzmomente im Tragssystem. Die Verbände schließen wie bei der Zinkenbachbrücke mit einem Versatz um ca.  $h/2$  an und erzeugen somit entsprechende Sekundärmomente, die unbedingt zu berücksichtigen sind. Diese werden mit der Lasteinwirkungsdauer „kurz“ wirksam.

### 3.4 Fachwerk (Rechenbeispiel Pischl)

Dieses Fachwerk wird als Referenz in die Überlegungen aufgenommen. Beim dargestellten Knoten wird im Prinzip jeder Stab einzeln eingebunden. Dies erfolgt teilweise über sehr weiche Verbindungen wie zum Beispiel über Querpressung beim Pfosten. Der Einfluss der Nachgiebigkeit der Verbindungen ist bei diesem System ein Vielfaches höher als bei den oben beschriebenen Tragwerken.

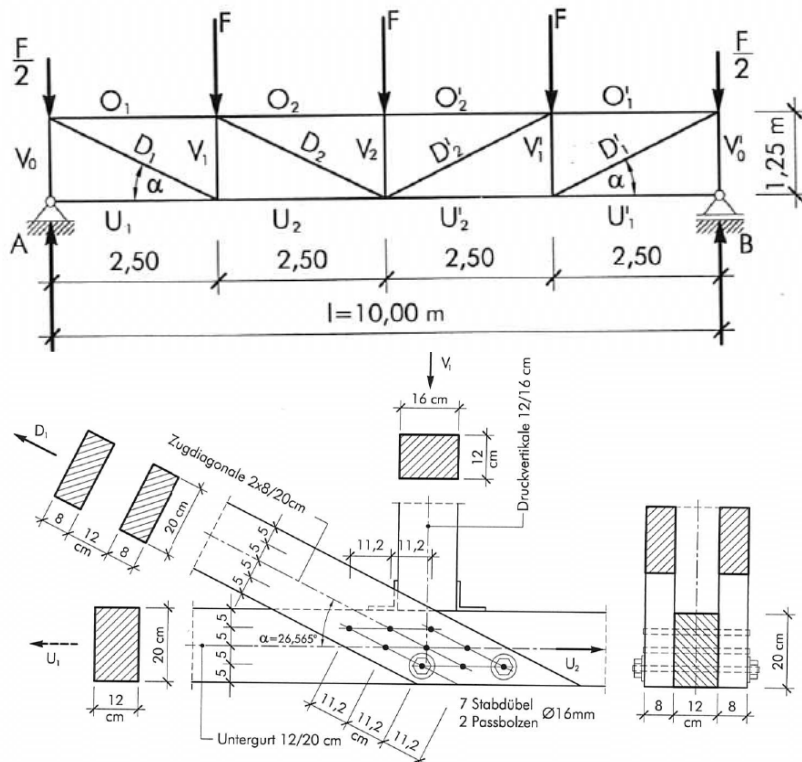


Abbildung 9: System und Fachwerkknoten Untergurt Fachwerk

Quelle: Pischl R.: „Zum Einfluss nachgiebiger Anschluss- und Stoßausbildungen auf Statik und Stabilität von Holztragwerken“

### 3.5 Querschnittswerte und Federsteifigkeiten

In der folgenden Tabelle sind Kennwerte der beschriebenen Brücken zusammengestellt. Die Querschnittsschwächungen im Knotenbereich werden als Verhältniswert dargestellt. Die Werte können als Richtwerte für Vordimensionierungen herangezogen werden. Berücksichtigt werden die Schlitze und die Bohrungen der Stabdübel. Bei den Obergurten, die auf Druck und Biegung beansprucht sind, werden die Stabdübellöcher nur in der gezogenen Hälfte berücksichtigt.

Weiters sind die Anschlussnachgiebigkeiten (Wegfedersteifigkeiten) im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit  $K_{ser}$  nach EN 1995-1-1 bzw. Literatur angegeben.

Querschnittswerte (Verhältniswerte)		Zinkenbach	Nationalpark	Malta Plüghof	Fachwerk
Obergurt	$A_n/A$	0,793	0,808	0,812	1,000
	$W_n/W$	0,765	0,844	0,759	1,000
Untergurt	$A_n/A$	0,685	0,746	0,747	0,760
	$W_n/W$	0,748	0,841	0,736	0,878
<b>Wegfedersteifigkeiten</b>					
<b><math>K_{ser}</math> [kN/cm]</b>					
Diagonale		starr	starr	6.410	1.011 / (942) <sup>1)</sup>
Pfosten		starr / 4.273 <sup>2)</sup>	2.564	starr	1.244
Gurt (in x-Richtung)		7.478	4.273	12.820	starr

1) Wert laut Pischl, resultiert aus einer älteren Ausgabe des EC 5

2) Zinkenbachbrücke Variante Ausführung

Abbildung 10: Querschnittswerte und Wegfedersteifigkeiten

## 4 Modellierung

Die Modellierung von Fachwerkträgern kann in vier Stufen gesehen werden, die nachstehend kurz beschrieben werden.

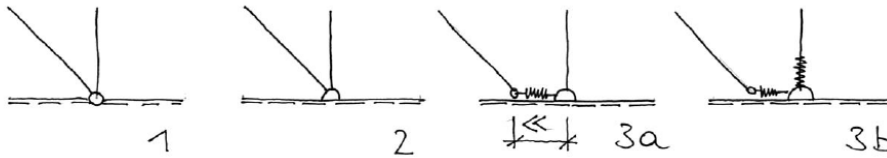


Abbildung 11: Modellierung der Anschlüsse 1 Vollgelenk, 2 Halbgelenk, 3a Wegfeder nur für Horizontalanteil Diagonale, 3b zusätzliche Wegfeder Pfostenanschluss

### 4.1 Stufe 1 (Ideales Fachwerk)

Das System wird mit Vollgelenken modelliert, üblicher Weise statisch bestimmt.

### 4.2 Stufe 2 (Statisch unbestimmtes Fachwerk)

Die Füllstäbe des Fachwerks werden mit Halbgelenken angeschlossen. Die Gurte laufen als Biegeträger durch. Montagestöße werden je nach Ausformung als Gelenke abgebildet.

### 4.3 Stufe 3 (Federn berücksichtigt)

Bei der dritten Stufe werden die Anschlüsse ihrer Nachgiebigkeit entsprechend berücksichtigt. Die Federn an den Stabendpunkten sind in ihrer Wirkungsrichtung darzustellen. Dies erfordert mitweilen etwas Fingerspitzengefühl bei der Umsetzung im Stabwerksprogramm.

In dieser Modellierungstiefenstufe sind die Steifigkeiten mit  $K_{ser}$  und  $E_{0,mean}$  festgelegt. Für die Verformungen ist dies nach EC5 das korrekte Modell, für die Schnittgrößenermittlung müssen die Steifigkeiten exakter Weise abgemindert werden ( $K_{ser}$  auf  $K_d$ ,  $E_{0,mean}$  auf  $E_d$ ). Dies erfolgt in der Stufe 4.

### 4.4 Stufe 4 (Bemessungswerte der Steifigkeiten)

Berechnung mit reduzierten Steifigkeiten  $K_d$  und  $E_d$ . Diese Stufe erfordert zusätzlichen Aufwand, da nicht bei allen Stabwerksprogrammen eine einfache Reduktion der Steifigkeiten vorgesehen ist. Zudem müssen die Federsteifigkeiten einzeln angepasst werden. Es gilt festzustellen, ob die Veränderungen der Schnittkräfte in dieser Stufe sicherheitsrelevante Größen annehmen.

## 5 Einfluss der Modellierung auf die Bemessung

Im Zuge der Recherche zu diesem Beitrag wurde in einer detaillierten Vergleichsrechnung der Einfluss der Modellierung auf die Schnittgrößen und das Verformungsverhalten des Fachwerkträgers der Zinkenbachbrücke ermittelt. Die Berechnungen wurden am Stabwerksprogramm RSTAB der Firma Dlubal durchgeführt.

Als Referenz dazu wird das Ergebnis der Berechnung Fachwerkträger Pischl gegenüber gestellt.

Daraus kann man in einer ersten Abschätzung ableiten, bei welcher Anforderung eine vertiefte Modellierung (Stufe 3) Sinn macht beziehungsweise erforderlich ist.



## VERFORMUNG

		[mm]	%
Modellierung	Kurzbezeichnung		
Stufe 1	Vollgelenke	90,40	120,1
Stufe 2	Halbgelenke	75,25	100,0
Stufe 3 a	Federn Var. Pock	79,60	105,8
Stufe 3 b	Federn Var. Wiehag	84,58	112,4

Abbildung 12: Zusammenstellung der maximalen Verformungen des Tragwerks der Zinkenbachbrücke in Abhängigkeit der Modellierung

Beim Fachwerk Pischl liegt die Veränderung der Verformung durch detaillierte Modellierung (Stufe 3) bei ca. 50 %

## SCHNITTKRÄFTE

	N <sub>max,d</sub> OG		N <sub>max,d</sub> UG		N <sub>max,d</sub> D		N <sub>max,d</sub> Pf		M <sub>max,d</sub> OG		M <sub>max,d</sub> UG	
	[kN]	%	[kN]	%	[kN]	%	[kN]	%	[kNm]	%	[kNm]	%
Stufe 1	1.742,1	96,1	1.672,0	101,5	824,8	102,1	617,7	101,2	30,04		3,28	-
Stufe 2	1.813,2	100,0	1.648,0	100,0	807,5	100,0	610,3	100,0	164,6	100,0	95,46	100,0
Stufe 3 a	1.812,8	100,0	1.647,3	100,0	805,4	99,7	609,5	99,9	162,8	98,9	95,71	100,3
Stufe 3 b	1.811,5	99,9	1.646,6	99,9	804,0	99,6	609,0	99,8	160,8	97,6	96,17	100,7

Abbildung 13: Zusammenstellung der maximalen Schnittkräfte des Tragwerks der Zinkenbachbrücke in Abhängigkeit der Modellierung als Absolutwerte angeschrieben

## Vergleich Stufe 4

Da die Abminderung von K und E nicht im gleichen Verhältnis erfolgt, hat dies eine Verlagerung der Schnittgrößen zufolge. Dieser Einfluss ist nach unseren Berechnungen bei der Zinkenbachbrücke bei den Normalkräften zwischen 0,01 und 0,15 % bei den Biegemomenten zwischen 1 und 2%. Die Biegemomente beteiligen sich mit ca. 20% am relevanten Nachweis. Somit ist die Auswirkung auf den Nachweis im Grenzzustand der Tragfähigkeit der Querschnitte bei ingenieurmäßiger Betrachtung irrelevant.

## 6 Conclusio

Für die Dimensionierung und Nachweisführung von ähnlich gelagerten Tragsystemen kann aus Sicht der Verfasser folgende Vorgangsweise gewählt werden. Das Tragwerk wird in Stufe 2 als statisch unbestimmtes Fachwerk modelliert. Die Schnittgrößen aus dieser Berechnung sind hinreichend genau für die Auslegung der Querschnitte, der Gestaltung der Knoten und der Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit. Der Fehler gegenüber der Stufe 3 und 4 liegt bei den untersuchten Tragwerken unter 3%.

Für die Bewertung der Verformungen kann ein entsprechender Aufschlag gewählt werden. Bei der Zinkenbachbrücke liegt er je nach Ausbildung der Knoten bei 5-15 %. Im Vergleich dazu liegen die Verformungen der Stufe 1 (Vollgelenke) bei 20 %.

Bei hohen Anforderungen an die Gebrauchstauglichkeit ist in jedem Fall die Stufe 3 anzuwenden.