

Eingeklebte Anker – Anforderungen und Umsetzungen

Glued-in anchors – requirements and applications

Ancres collées – exigences et applications

Ancoraggi incollati – Esigenze e applicazioni

Ernst Gehri
Professor emer.
Rüschlikon, Schweiz



Eingeklebte Anker – Anforderungen und Umsetzungen

1. Überlegungen zum Tragverhalten des Einzelankers

Die meisten Forschungsarbeiten befassen sich ausschliesslich mit dem Tragverhalten des Einzelankers. Dabei wird vorausgesetzt, dass die Ergebnisse sich auch auf Verbindungen, wie diese in der Praxis auftreten, übertragen lassen. Dies ist nur bedingt der Fall, wie später aufgezeigt. Dennoch bleiben derartige Untersuchungen wichtig, da hier der Einfluss verschiedener Einflussparameter sich einfacher analysieren lässt.

Die wichtigsten verbindungsspezifischen Parameter sind:

- Geometrie sowie Materialeigenschaften des Ankers
- Eigenschaften des Klebers
- Eigenschaften des anzuschliessenden Holzes

Je nach den Anforderungen erfolgen die Untersuchungen:

- im Kurzzeitversuch unter Normalbedingungen (60 % rel. L. und 20°C)
- mit abweichenden Feuchte- und Temperaturbereichen
- mit längerer Belastungsdauer (Zeitstandversuche)

Durch eine optimale Auslegung wird der höchstmögliche Auszieh Widerstand – infolge eines Scherversagens des Holzes an der Lochwandung – erreicht. Voraussetzung hierfür ist ein genügend leistungsfähiger Kleber, sodass das Versagen mit Sicherheit an der Lochwandung (Übergang Harz zu Holz) erfolgt. Schematisch ist dies in Abb.1 ersichtlich.

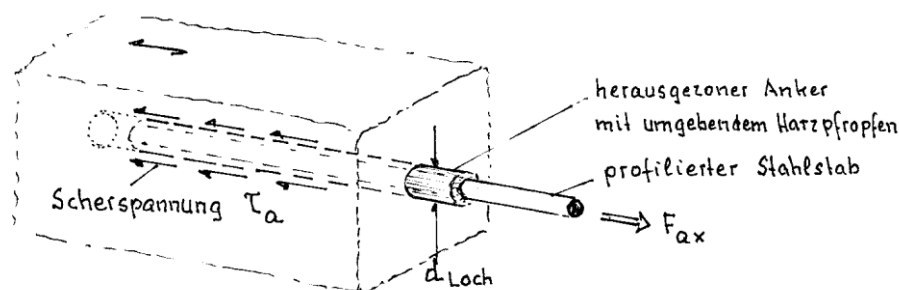


Abbildung 1: Versagensmodus des Holzes auf Abscheren entlang der Bohrlochwandung

Der Auszieh Widerstand F_{ax} lässt sich dann mittels des einfachen Tragmodells (Gehri/2000) recht zuverlässig erfassen:

$$F_{ax} = a \cdot (A_{\text{Loch}})^{\alpha}$$

- mit
- A_{Loch} eingeklebte Mantelfläche (Funktion des Lochdurchmessers d_{Loch} und der Einklebelänge l_E)
 - α Exponent, berücksichtigt Holzorientierung (parallel oder schräg zur Faser)
 - a Faktor, nach Holzart festgelegt; gültig für eine bestimmte Probengeometrie, wie z.B. in Abb.2 festgelegt

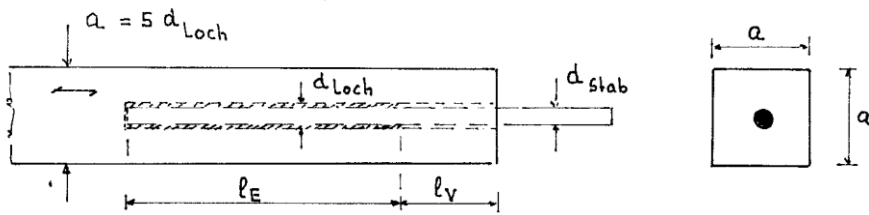


Abbildung 2: Probengeometrie

Für GSA-Anker, eingeklebt in Fichte parallel zur Faser, erhält man für den charakteristischen Auszieh Widerstand (Kurzzeitprüfung unter Normalbedingungen) einen gesicherten Ansatz mit

$$F_{ax,k} = 40 \cdot A_{Loch}^{0,8} \quad F_{ax,k} \text{ in Newton ; } A_{Loch} \text{ in mm}^2$$

An Stelle des Auszieh Widerstandes kann auch die Scherfestigkeit $f_{v,a}$ dargestellt werden. Wie bei spröden Versagensarten üblich, ist die Festigkeit stark abhängig von der Bezugsgrösse, hier der eingeklebten Mantelfläche des Ankers:

$$f_{v,a} = 40 \cdot A_{Loch}^{-0,2} \quad f_{v,a} \text{ in N/mm}^2 \quad \text{und} \quad A_{Loch} \text{ in mm}^2$$

Dieser Ansatz ist gültig für Ankergrössen GSA16 und GSA20, sowie für den baupraktischen Schlankheitsbereich ℓ_E / d_{Loch} von 8 bis 16, wie umfassende Versuche (siehe Abb.3) aufzeigen.

Scherfestigkeit zu Versuchsdaten GSA16 / GSA20

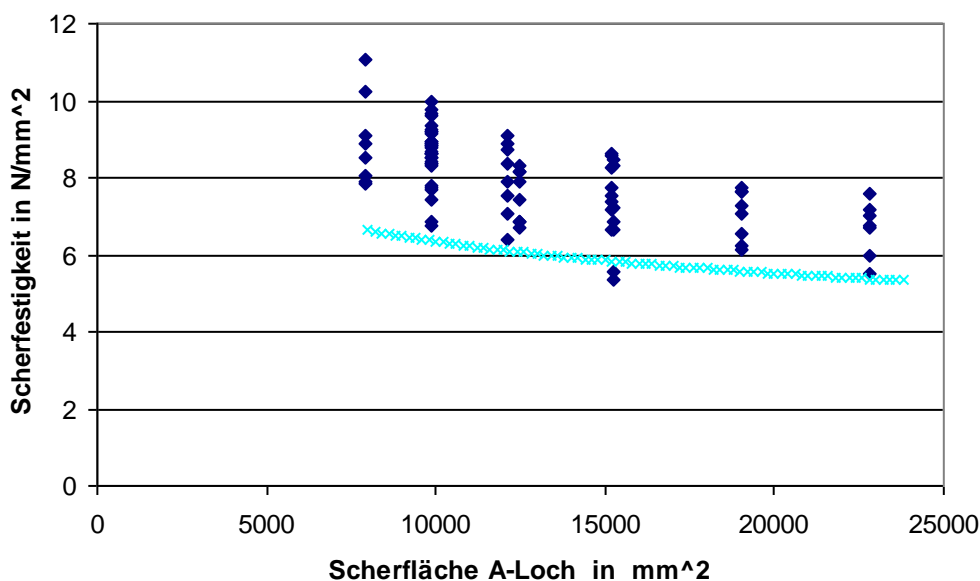
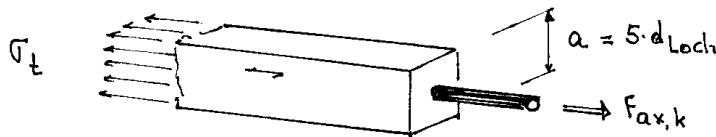


Abbildung 3: Vergleich Ansatz zu Versuchsergebnissen u.a. Steiger et al. (2006), ohne 2 Ausreisser infolge unzulässiger Schrägbohrung

Betrachtet man nun die Leistung eines derartigen Ankers bezüglich des angeschlossenen Holzquerschnittes mit Fläche $a^2 = (5d)^2 = 25 d^2$ so überrascht die tiefe Leistung, Leistung die gemäss Abb.4 sogar tiefer als bei einer konventionellen Nagelverbindung zu liegen kommt.



$$\text{mit } \lambda_{\text{mean}} = 12 \quad A_{\text{Loch}} = \pi \cdot 12 \cdot d_L^2 \quad F_{\text{ax},k} = 730 \cdot d_L^{1,6}$$

$$\text{Beruhsfläche Holz} = 25 \cdot d_L^2 \quad \Rightarrow \quad \sigma_t \approx 29 \cdot d_L^{-0,4}$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{für } d_L = 18 \text{ mm} \rightsquigarrow \sigma_t = 9,1 \text{ N/mm}^2 \\ d_L = 22 \text{ mm} \rightsquigarrow \sigma_t = 8,4 \text{ N/mm}^2 \end{array} \right\} \text{ zu } f_{t,k} = 20 \dots 25 \text{ N/mm}^2 \Rightarrow \eta = 0,35 \dots 0,45$$

Abbildung 4: Wirkungsgrad η eines Einzelankers bei Einhaltung der Probengeometrie gemäss Abb.2

Unter derartigen Bedingungen – Wirkungsgrad von rund 40% – ist an einem wirtschaftlichen Einsatz von eingelebten Anker nicht zu denken. Beachte, dass die Ableitung des Tragmodells für obige Probengeometrie erfolgte, Probengeometrie die sich ergibt, falls die maximale Ausziehkraft eines Einzelankers im Vordergrund steht, wie dies z.B. in der DIN 1052 der Fall ist. Dort fehlt jedoch der Hinweis, dass auch kleinere Holzquerschnitte (a -Werte kleiner als $5d$) zulässig sind; im Gegenteil der Wert $a = 5d$ wird dort explizit als Mindestwert festgelegt!

2. Bedeutung Verhältnis a/d auf den Auszieh Widerstand

Untersuchungen mit variablem Verhältnis a/d (siehe u.a. Gehri/2009) belegen folgendes:

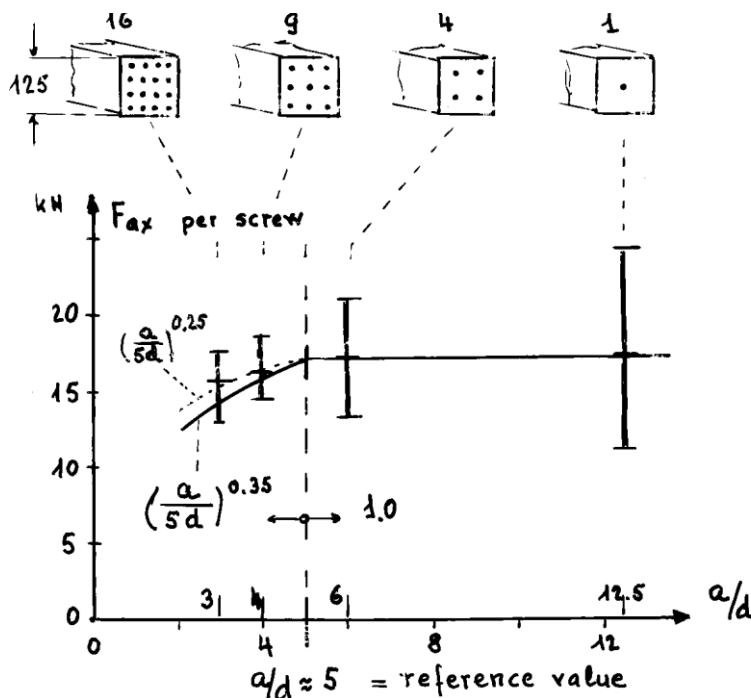


Abbildung 5: Einfluss von a/d auf den Auszieh Widerstand für Schrauben; analoges Verhalten eingelebter Anker in Fichte parallel zur Faser

Bei einem Verhältnis a/d um etwa 5 liegt ein Schwellenwert vor. Ein grösseres Verhältnis führt zu keiner Steigerung; kleinere Werte führen zu einer Reduktion des Auszieh Widerstandes, die mit folgendem – konservativen – Ansatz umschrieben werden kann:

$$k_{\text{red}} = \left(\frac{a}{5d} \right)^{0,35} \quad \text{für } a/d \leq 5$$

Führt man eine analoge Berechnung wie in Abb.4 durch, jedoch nun mit der variablen Bezugsfläche $(X \cdot d)^2$, so erhält man für $F_{ax,k} = 415,6 \cdot X^{0,35} \cdot d_{Loch}^{1,6}$ bzw. für die Zugspannung im Holz (auf Bruttoquerschnitt bezogen) $\sigma_{t,brutto} = 415,6 \cdot X^{-1,65} \cdot d_{Loch}^{-0,4}$. Das Ergebnis ist in Abb. 6 dargestellt. Eine engere Anordnung der Anker ermöglicht eine entscheidende Leistungssteigerung.

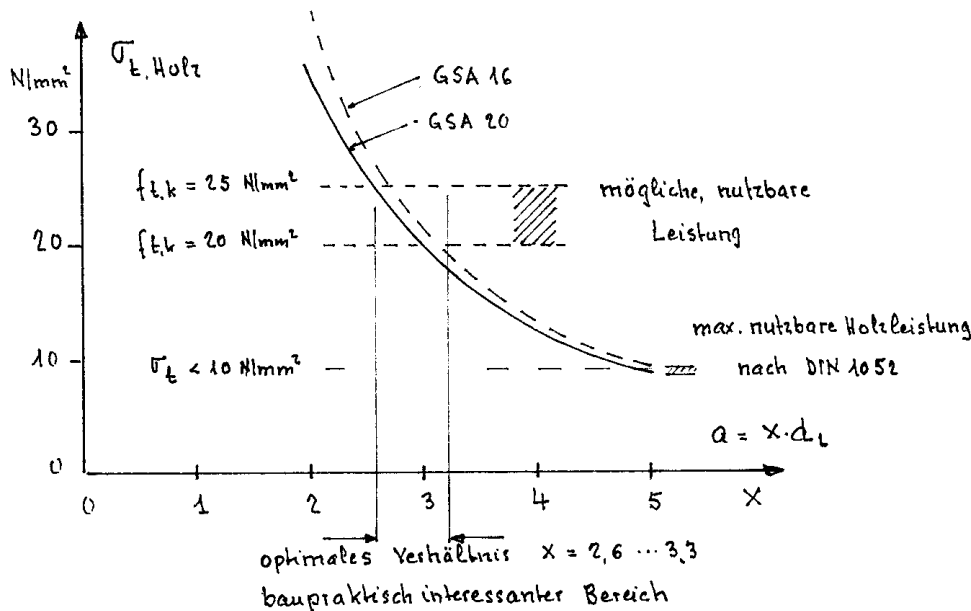


Abbildung 6: Leistungssteigerung in Funktion des Ankerabstandes $a = X \cdot d_{Loch}$

Aus dieser Darstellung dürfte klar werden, dass die Verwendung von eingeklebten Ankern – unter den heutigen Vorgaben in DIN 1052 – wirtschaftlich uninteressant ist. Grund hierfür ist:

- unkorrekte Festlegung des Schwellenwertes $a = 5d$ (für den Einzelanker) als Mindestabstand
- keine Angaben für den Fall kleinerer a/d -Werte (bei obiger Festlegung unnötig).

Für GSA-Anker lässt sich das Tragmodell (für Ausziehen in Fichte, parallel zur Faser) generell anschreiben zu:

$$F_{ax,k} = 40 \cdot (a/5d)^{0,35} \cdot A_{Loch}^{0,8} \quad \text{für } a/d \leq 5$$

Der Ansatz kann auch für andere Kraft- zur Faserrichtungen verwendet werden. Obwohl konservativ, erlaubt er eine einfache Bemessung und führt dennoch zu wirtschaftlichen Lösungen. Selbstverständlich ist eine Differenzierung möglich, so wie auch die Berücksichtigung unterschiedlicher Dichte (innerhalb der gleichen Holzart).

3. Verhalten unter baupraktischen Bedingungen

Unter baupraktischen Einsatzbedingungen sind noch folgende Aspekte zu beachten:

- Verhalten unter anderen Feuchtebedingungen:

Das Tragmodell gilt für eine Feuchte von rund 12%; wie wirken sich höhere Feuchten aus?

Daten liegen für die Klimaklasse 2 (mit w bis 20%) vor. Empfohlen wird für diesen Bereich – bis umfassendere Erfahrungen vorliegen – eine Reduktion mit dem Faktor 0,8.

- Verhalten unter höherer Temperatur:
Massgebend sind hier die Scherfestigkeiten des Holzes und des Harzes unter höherer Temperatur. Ein expliziter Temperaturbereich wird in den wenigsten Normen festgelegt. In der Schweiz decken die Normwerte generell, die in der Praxis üblichen Bedingungen: zu diesen gehört eine Temperatur $T \leq 50^\circ\text{C}$. Erfahrungen bei höheren Temperaturen liegen nur beschränkt vor; für Spezialanwendungen sind technische Lösungen für höhere Temperaturen bekannt.
- Verhalten bei längerer Einwirkungsdauer:
Längere Lasteinwirkungsdauer unter Normalbedingungen (60% r.L. und 20°C) führt zu einer Abminderung, die analog wie bei den Holzeigenschaften behandelt wird. Zuwenig bekannt ist jedoch der kumulative Einfluss von Einwirkungsdauer mit höherer Luftfeuchtigkeit und/oder höherer Temperatur. Dies gilt aber auch generell für andere, heute angewendete Verbindungsarten. Laufende Untersuchungen werden besseren Einblick erlauben.

4. Robustheit und Duktilität

Von Bedeutung für das Tragverhalten von Verbindungen (dies im Gegensatz zu einem Einzelanker) für den statischen Einsatz sind:

- ausreichendes Tragvermögen
- angemessene Steifigkeit
- hohe Duktilität

Zuerst zu den Begriffen „Robustheit“ und „Duktilität“, wie sie z.B. in der SIA Norm 260:2003 umschrieben sind:

Robustheit: Fähigkeit eines Tragwerkes und seiner Bauteile, Schädigungen oder ein Versagen auf Ausmasse zu begrenzen, die in einem vertretbaren Verhältnis zur Ursache stehen.

Duktilität: Durch irreversible Verformungen und Energiedissipation charakterisiertes, in der Regel auf die Grenze des elastischen Verhaltens bezogenes Verformungsvermögen.

Eingelebte Anker zeigen nun auf Ausziehen ein äusserst sprödes Verhalten auf. Die Brüche erfolgen bereits unter Verformungen von 0,5 bis 1 mm. Versagt in einer Ankergruppe ein Anker auf Ausziehen, muss mit einem kaskadenartigen Versagen des ganzen Anschlusses gerechnet werden. Somit ist hier kein plastisches Verformungsvermögen vorhanden (von Duktilität keine Spur) und damit fehlt eine wesentlich Voraussetzung für ein robustes Verhalten von Verbindungen mit eingeklebten Ankern. Dies ist hinreichend bekannt und führte zu besonderen Hinweisen in den geltenden Normen:

SIA 265:2003

Bei Zugverbindungen mit mehreren gleichzeitig wirkenden Stäben ist eine gleichmässige Kraftverteilung nur bei ausreichender Duktilität des Einzelanschlusses erreichbar. Andernfalls ist von einer ungleichmässigen Kraftverteilung auszugehen.

Duktileres Verhalten von Verbindungen mit eingeleimten profilierten Stäben wird in der Regel erreicht, wenn das mit grösseren Verformungen eintretende Zugversagen des Stabes mit Sicherheit vor den anderen Versagensmöglichkeiten erfolgt.

DIN 1052:2004

Falls eine ungleichmässige Beanspruchung nicht ausgeschlossen werden kann, muss für die Tragfähigkeit der Verbindung die Tragfähigkeit des Stahlstabes und nicht die Festigkeit des Holzes oder der Klebefuge massgebend sein.

Ausgehend von den Anforderungen in DIN 1052 ergibt sich somit

$$R_{ax,d,Stahl} = f_{y,d} \cdot A_{ef,Stahl} < R_{ax,d,Ausziehen} = n \cdot d \cdot l_{ad} \cdot f_{k1,d}$$

Setzt man für $l_{ad} = 15 \cdot d$ (ein typischer Wert) ein, sowie für $A_{ef,Stahl} = 0,78 \cdot n \cdot d^2$ (für metrische Gewindestäbe), so lässt sich obige Bedingung umformen zu:

$$f_{y,d} < 19,2 \cdot f_{k1,d}$$

Setzt man noch für $f_{k1,d}$ (mit $k_{mod} = 0,8$ und $\gamma_M = 1,3$) den Wert von $2,5 \text{ N/mm}^2$ ein, so muss $f_{y,d}$ kleiner als 47 N/mm^2 sein, um obige Normbedingung zu erfüllen. Stähle mit Fließgrenzen um 50 N/mm^2 sind jedoch nicht üblich. Marktprodukte gehen von Mindestwerten der Fließgrenze ab 240 N/mm^2 aus (Normwert für niedrigste Festigkeitsklasse 4.6; effektive Werte sogar wesentlich höher).

Obwohl aufgrund der Normvorgaben nicht erfüllbar, lässt sich versuchsmässig nachweisen, dass in der Praxis dies wohl möglich ist. Nachstehendes Versuchsergebnis wurde anlässlich den Diskussionen um Eurocode 5-1-1 – Anhang A – Connections with glued-in steel rods – an der Schlussabstimmung präsentiert (Gehri/2003).

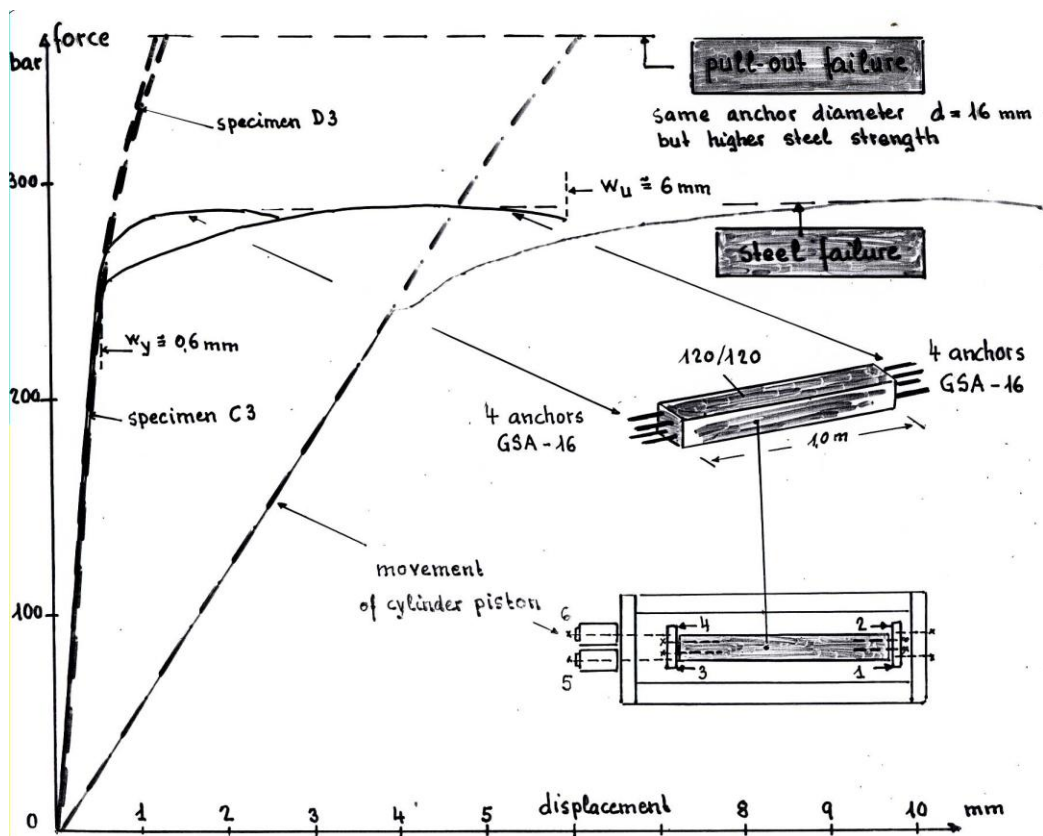


Abbildung 7: Kraft-Verformungsdiagramm einer 4^{er}-Ankergruppe: Specimen C3 mit angepasster Ankergeometrie und Stahlfestigkeit, duktiles Verbindungsversagen; Specimen D3 mit zu hoher Stahlfestigkeit: höherer Ausziehwert, jedoch sprödes Versagen

Daraus ersichtlich, dass bei Verwendung einer unangepassten (zu hohen) Stahlfestigkeit, z.B. durch den Einsatz einer Gewindestange 8.8 statt 4.6, wohl höhere Auszieherte möglich sind, aber das Ziel einer duktilen Verbindung nicht erreicht wird. Dies wird erst möglich:

- durch eine spezielle Anker Ausbildung und versenkter Einklebung
- dank der wesentlich höheren ausgewiesenen Scherspannung $f_{v,a,k}$ (entspricht $f_{k1,k}$ gemäss DIN 1052); die charakteristische Scherspannung (auf den Lochdurchmesser und nicht auf den Stabdurchmesser bezogen) liegt hier rund 50% höher.

Die Erfüllung der wichtigen Duktilitätsanforderung ist somit möglich und auch entscheidend für die spätere baupraktische Umsetzung bei Verbindungen. Nur so ist ein Kräfteausgleich zwischen mehreren Ankern möglich und das duktile Verhalten der gesamten Verbindung gewährleistet.

Anmerkung: Leider ist im Holzbau der Begriff Duktilität weitgehend unbekannt, im Eurocode 5-1-1 war dessen Einführung (noch) nicht erwünscht. Ein Blick auf die anderen Baustoffe (Stahl und Stahlbeton) könnte deshalb nützlich sein.

5. Umsetzungen

Bei den nachfolgenden Umsetzungen sind die eingangs formulierten Anforderungen bezüglich Festigkeit, Steifigkeit und Duktilität sowohl für den Einzelanker als auch für Ankergruppen erfüllt.

5.1 Ausbildung von Krafteinleitungen senkrecht/schräg zur Faser

Häufiges Problem bei Brettschichtholzträgern, z.B. bei Auflagern. Durch den Einsatz eingelebter Anker sind geringste Auflagerlängen möglich; zudem sind die daraus resultierenden Verformungen wesentlich geringer (von Bedeutung bei verformungsempfindlichen Konstruktionen).

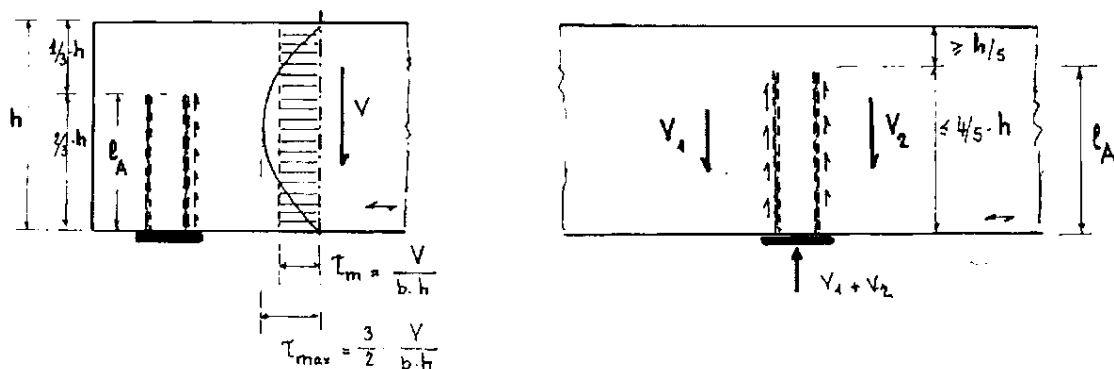


Abbildung 8: Auflagerausbildungen mit eingelebten Ankern bei Biegeträgern

Für die Krafteinleitung senkrecht zur Faser wird von einer weitgehend gleichmässigen Kraftverteilung über die Ankerlänge ausgegangen. Die Ankerkräfte stehen dabei im Gleichgewicht mit der Querkraft (bzw. den daraus resultierenden Schubspannungen). Eine komplette Übereinstimmung der Ankerlänge l_A mit der Trägerhöhe h ist zwar nicht erforderlich; um jedoch einen möglichst günstigen Kraftfluss zu erreichen, sind die in Abb.8 empfohlenen Längen einzuhalten. Werden an Stelle von Druckkräften, Zugkräfte eingeleitet, so ist ohnehin der Querkzugnachweis am Ankerende erforderlich; zweckmässig ist dann $l_A \approx h$.

Früheste Untersuchungen erfolgten in Deutschland bekanntlich durch Möhler/Hemmer (1981). Heute ist diese Ausbildung in der Schweiz Standardlösung. Die Leistungsfähigkeit derartiger Krafteinleitungen wird am Beispiel eines Schubversuches (siehe Abb.9) ersichtlich. Die konzentriert eingeleiteten Kräfte betragen pro eingelebten GSA-Anker rund 110 kN. Bei einer Krafteinleitung über Kontakt (mit entsprechend grossen und steifen Stahlplatten und der Annahme einer Querdruckfestigkeit von 4 N/mm^2) würde sich die Grösse (massgebender Faktor) des Schubfeldes gegen Null bewegen.

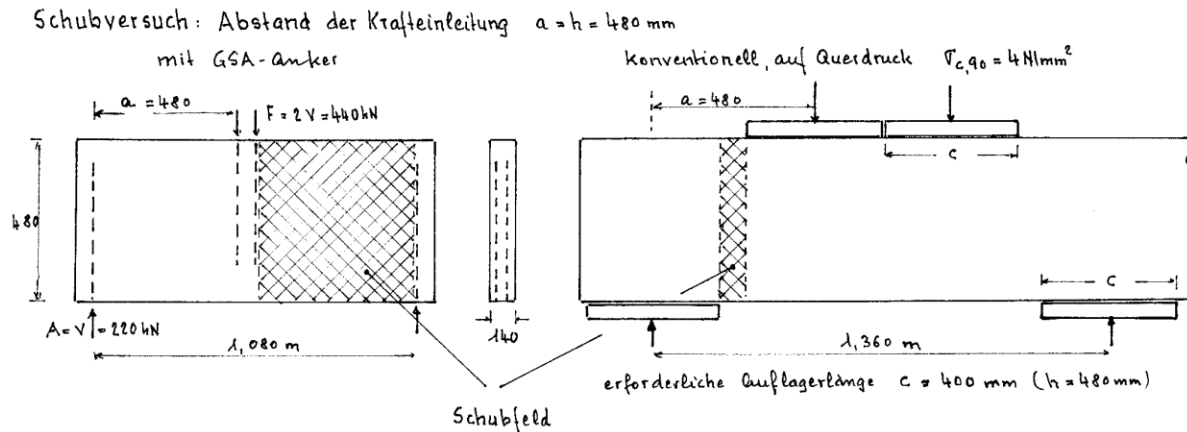


Abbildung 9: Unterschiedliche Grössen der Schubfelder bei gleichem Kraftabstand a ; daraus resultieren unterschiedliche Schubfestigkeit

5.2 Kraftdurchleitungen

Bei Rahmensystemen (z.B. Stockwerksrahmen) stellt sich stets das Problem des Kreuzens von Stütze und Unterzug. Üblicherweise wird die Stütze durchgeführt, die Riegel oder Unterzüge werden an die Stütze meist gelenkig angeschlossen. Damit ergibt sich das in Abb.10 skizzierte System mit Unterzügen als einfache Balken.

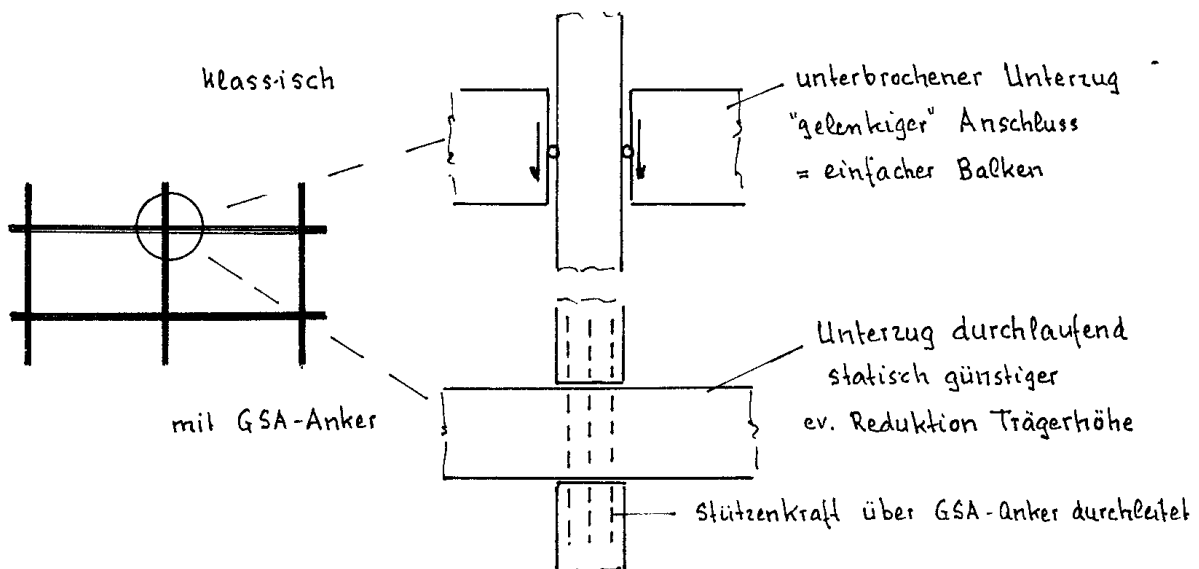


Abbildung 10: Ausbildungsmöglichkeiten von Stütze-Träger-Kreuzungen

Hier die andere – ausgeführte Möglichkeit. Die Stützen wurden stockwerksweise unterbrochen, die Riegel als Durchlaufträger aufgelegt. Die Stützenkräfte werden mittels GSA-Anker durchgeleitet, sodass die Riegel nicht auf Querdruck beansprucht sind.

Entscheidend war hier die Anwendung der GSA-Technologie mit Steckverbindungen. Diese erlaubt – nebst der klaren und sicheren Erfassung des Kräfteflusses – eine äusserst einfache Montage (Stahl-Stahl-Verbindung; Zusammenstecken der Bauteile).

5.3 Gelenke und Biegestösse

Gelenke stellen eine Sonderform der Kraftdurchleitung dar, wobei die Kräfte mit variabler Richtung an einem Punkt konzentriert werden; zudem muss die Rotation gewährleistet sein. Durch Spreizung der GSA-Anker ergeben sich einfache Lösungen.

Biegestösse werden im Holzbau – infolge der geringen Leistung derartiger Stösse und des üblicherweise spröden Versagensmodus – nach Möglichkeit gemieden. Mit der GSA-Anker-Technologie ist dies nicht mehr erforderlich.

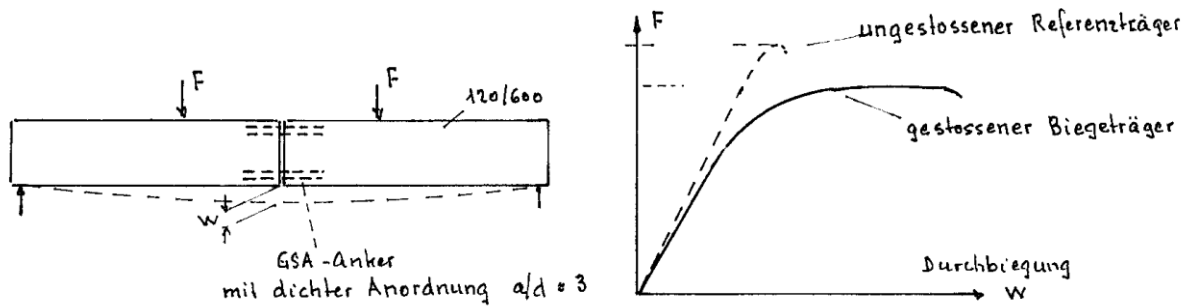


Abbildung 11: Duktiler Biegestoss mittels GSA-Anker

Für praktische Ausbildungen werden in der Regel die Anker nicht durchgehend, sondern 2-teilig ausgebildet. Der Stoss erfolgt dann auch Montage durch eine reine Steckverbindung.

5.4 Komplexere Aufgaben

Bei diesen Aufgaben zeigt sich, dass das duktile Ausziehverhalten einzig Voraussetzung, jedoch das Verhalten des umliegenden Grundmaterials Holz das Problem darstellt. Dies sei am Beispiel „Rahmenecke“ aufgezeigt.

Eigene – noch an der ETHZ begonnene – Untersuchungen zeigten, dass die notwendige Erhöhung des Schubtragvermögens im Eckbereich nur beschränkt möglich ist. Ausgehend von den Erfahrungen mit der Eckausbildung bei der BSB-Bauweise wurde deshalb eine Trennung über Eck entwickelt, wobei auch hier eine auf Montage äusserst einfache Steckverbindung erfolgt.

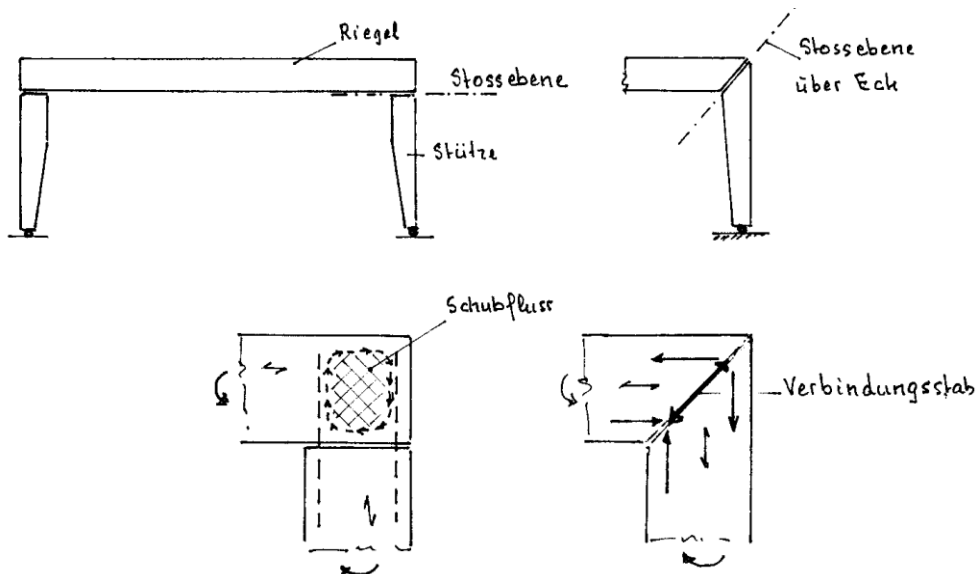


Abbildung 12: Rahmenecke: Gleichgewicht und resultierende Beanspruchungen

Die Grundidee ist einfach. Der – aus Gleichgewichtsgründen – erforderliche Verbindungsstab wird zweigeteilt und direkt in die zu verbindenden Bauteile (Riegel und Stütze) integriert. Auch bei baupraktisch üblicher symmetrischer Beanspruchung (mit Querkraften in der Stossebene) vermag die Verbindung diese Kräfte zu übertragen.

Für die Bemessung derartiger Rahmenecken liegen zuverlässige Tragmodelle vor, so dass eine gesicherte Ausbildung möglich ist. Grundlage hierfür war eine umfassende Versuchsreihe von Rahmenecken (mit bereits baupraktischen Abmessungen, da Trägerhöhen von 600mm) unterschiedlicher Konfiguration und mit Biegebeanspruchung sowohl in positiver als auch negativer Richtung.

5.5 Kombinationen mit Stahl

In vielen Fällen stellt die Kombination Stahlstütze mit Holzriegel die wirtschaftlichere Lösung dar. Hier kann der Stahlstütze zugleich die Rahmeneckfunktion übertragen werden; der Anschluss mittels eingeklebter Anker beschränkt sich auf die Einleitung des Biegemomentes (siehe Biegestoss) und der Querkraft (die Normalkraft hat nur sekundären Einfluss; wirkt zudem meist entlastend für die Zuganker).

Biegemoment und Querkraft (= Auflagerkraft) werden durch getrennte und entsprechend dimensionierte GSA-Anker übertragen. Auch hier wurde die Wirksamkeit durch Versuche untermauert.

6. Bedeutung von Laubholz

Die zum Teil wesentlich höhere Leistung von Laubholz ist generell bekannt. Zurzeit laufen europaweit grössere Forschungsvorhaben, insbesondere mit der Buche. Dies ist anerkennungswert, jedoch ist korrekterweise auf die früheren, wegweisenden Untersuchungen am Otto-Graf-Institut durch Egner/Kolb (1966) sowie auf die darauf aufbauenden Arbeiten von Gehri et al (1980) hinzuweisen.

Diese führten zu verschiedenen Ausführungen, sowohl im Hallenbau als auch im Brückenbau. Es sei hier auf die Dörflibrücke in Eggwil (zweispurige Strassenbrücke ohne Verkehrsbeschränkung) Baujahr 1985 hingewiesen, die Querträger (rund 1 m hohe Träger) und Hänger in Buche aufweist. Nach bald 25 Jahren im Betrieb, ist keine Schädigung irgendwelcher Art erkennbar (auch keine Delaminationen).

Entscheidend im Zusammenhang mit eingeklebten Ankern ist die höhere spezifische Leistung auf Ausziehen. Hier kommt die bessere Scherfestigkeit der Laubhölzer zum Tragen. Diese liegt bei Buche und Esche – konservativ betrachtet – 50% höher als bei der Fichte. Dies ist von Bedeutung für reine Laubholzkonstruktionen, kann aber auch effizient als lokale Verstärkung von Fichtenbauteilen eingesetzt werden.

Dadurch kann das Grundmaterial Holz im Stossbereich soweit verstärkt werden, dass bezogen auf das Fichtenholz ein 100%-ger Wirkungsgrad erreicht wird. Dies ist gerade bei Rahmenecken von Bedeutung, da häufig hier – gerade im Stossquerschnitt – die höchsten Schnittkräften auftreten. Durch das lokale Einfügen kleiner Mengen an Laubholz wird die Leistung des gesamten Tragwerkes wesentlich erhöht.

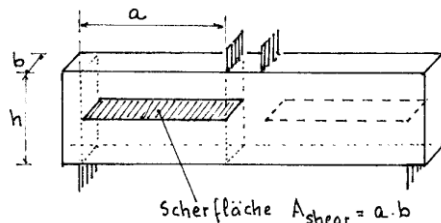
Trotz 25 Jahre positiver Erfahrung – bei sachgemässer Bemessung und Ausführung – mit verleimtem Laubholz in Buche und Esche für tragende Elemente ist zurzeit keine Hilfestellung seitens der Normung zu erwarten. Zurzeit ist in der Schweiz der Einsatz (noch) zulässig, den meisten Ingenieuren und Betrieben fehlt jedoch das entsprechende Wissen und Können.

7. Varia

Eingeklebte Anker eignen sich für die verschiedensten Verstärkungen, sei dies wegen Mängel bei der Bemessung oder Ausführung (Delaminationen), sei dies bei Umbauten. Die Einklebung kann auch am bereits (schub-)gerissenen Bauteil erfolgen, verlangt dann jedoch einen erhöhten Aufwand und Kontrolle (Wegfliessen des Harzes verhindern).

Schubverstärkungen dürften in Zukunft häufiger auftreten; Grund hierfür sind Bedenken bezüglich den bisherigen Normwerten bzw. deren Gültigkeit für hohe Brettschichtträger. Die charakteristische Schubfestigkeit von BSH aus Fichte lag zuerst bei – zu hohen – Werten von 3,5 bis 3,8 N/mm²; nachher wurde ein Rissefaktor (Begründung?) eingeführt und zugleich ein anständiger Wert von 2/3 hierfür vorgeschlagen, mit dem Resultat, dass nun ein Rechenwert von 2,3 bis 2,5 N/mm² vorliegt. Allerdings ist dabei weder ein Hinweis auf den Grösseneinfluss noch über die diesbezügliche Referenzgrösse zu finden; dabei weist gerade Schub das sprödeste Versagen auf.

Zur Erinnerung sei hier auf kanadische Untersuchungen (z.B. Longworth/1977) hingewiesen, die bereits vor 30 Jahren den enormen Grösseneinfluss auf die Schubfestigkeit aufzeigten.



Ansatz nach Daten von Longworth (1977)

$$f_v = 100 \cdot A_{\text{shear}}^{-0,28}$$

Abbildung 13: Grösseneinfluss aufgrund der Daten von Longworth (1977) mit Umformung auf metrische Werte (Gehri/2008)

Eigene Untersuchungen bestätigen diesen Grösseneinfluss, wie aus Abb.14 ersichtlich. Werte für Trägerhöhen über 600 mm liegen kaum vor. Die Versuchsergebnisse (an neuen, ungerissenen!) Trägern zeigen, dass bereits für derartige Träger bloss Schubfestigkeiten um 2,7 N/mm² erreicht werden.

Vergleich Ansatz Longworth / eigene Versuche

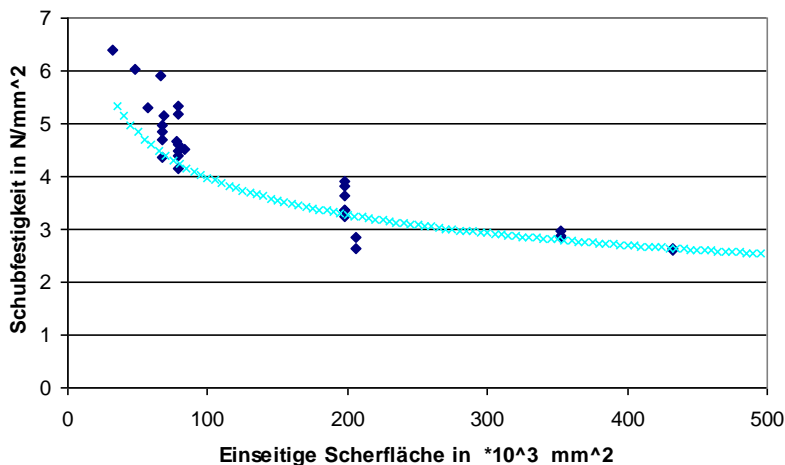


Abbildung 14: Überarbeiteter Ansatz nach Longworth mit $f_v = 100 \cdot A_{\text{shear}}^{-0,28}$ sowie eigene Versuche

Aus den Versuchsdaten wird ersichtlich, dass – auf die Schubfläche bezogen – der Grösseneinfluss sich mit einem (hohen) Exponenten von -0,28 beschreiben lässt. Eine ähnliche Grössenordnung zeigt übrigens auch der Ansatz für den Auszieh Widerstand eingelebter Anker (Exponent -0,2 auf die Scherfläche bezogen).

Eine Ertüchtigung mittels Einklebens von Schrägankern führt sowohl zur Erhöhung der Schubtragfähigkeit als auch der Schubsteifigkeit.

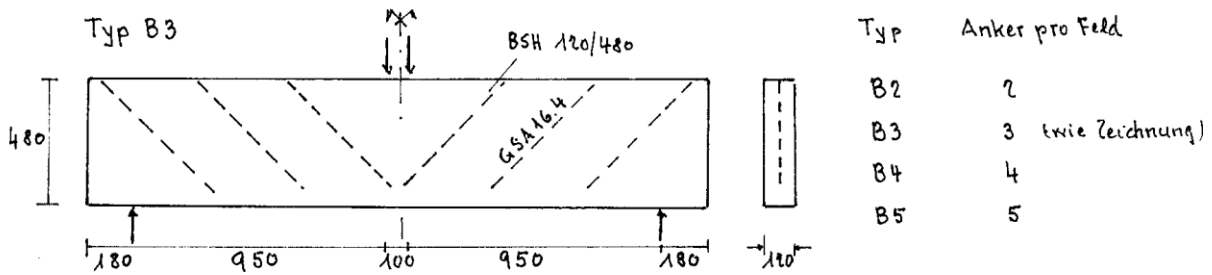


Abbildung 15: Versuche Gehri (2006) für Tragmodell Schubverstärkung

Die Versuche wurden an einer Serie gleichartiger Träger (gleichartiger Aufbau, gleichzeitig hergestellt) mit unterschiedlichem Grad bezüglich Verstärkung (2 bis 5 Schräganker GSA16.4 pro Schubfeld) durchgeführt. Unverstärkte Träger dienten als Referenz, wobei diese Träger (nach dem Schubbruch) durch analoge Verstärkung fast die ursprüngliche Tragfähigkeit erreichten (Voraussetzung angemessene Ankeranordnung), allerdings bei wesentlich verminderter Schubsteifigkeit.

Verdankung

Dank geht der Firma neue Holzbau AG, Lungern, für die Vorbereitung und Herstellung aller Proben, sowie meinen Freund und persönlichen Mitarbeiter dipl. Bauing ETH Peter Haas für die sorgfältige Durchführung der umfangreichen Prüfungen.

8. Literatur

- [1] **Egner, K. und Kolb, H. (1966)**: Geleimte Träger und Binder aus Buchenholz. Bauen mit Holz, 1966:4, S. 147-154.
- [2] **Gehri et al (1980)**: Erarbeitung von technologischen Grundlagen für den Einsatz von Buchenholz in Tragkonstruktionen. Schweiz. Arbeitsgemeinschaft für Holzforschung.
- [3] **Gehri, E. (2000)**: Klassische Verbindungen neu betrachtet. 17. Dreiländer-Holztagung, Luzern 2000.
- [4] **Gehri, E. (2003)**: Folie „Ductile behaviour“ für Schlussabstimmung Eurocode 5-1-1
- [5] **Gehri, E. (2006)**: Tragmodell Schubverstärkung. Interner Bericht zuhanden neue Holzbau AG. Lungern.
- [6] **Gehri, E. (2009)**: Influence of fasteners spacings on joint performance – Experimental results and codification. CIB-W18/42-7-8.
- [7] **Möhler, K. und Hemmer, Kl. (1981)**: Eingeleimte Gewindestangen. Holzbau-Statik-Aktuell, Folge 6, Mai 1981.
- [8] **Longworth, J. (1977)**: Longitudinal shear strength of timber beams. Forest Prod. Journal 27(8), p. 19-23.
- [9] **Steiger et al (2006)**: Pull-out strength of axially loaded steel rods bonded in glulam parallel to the grain. Materials and Structures 40:1, p. 69-78.