

Erarbeitung spezifischer Konstruktionsregeln für verschiedene Holzbauweisen und Tragsysteme aus dem Holzbau für den Entwurf des EC 8, Teil 1.3, Kap. 5

**T 2615**

T 2615

Dieser Forschungsbericht wurde mit modernsten Hochleistungskopierern auf Einzelanfrage hergestellt.

Die in dieser Forschungsarbeit enthaltenen Darstellungen und Empfehlungen geben die fachlichen Auffassungen der Verfasser wieder. Diese werden hier unverändert wiedergegeben, sie geben nicht unbedingt die Meinung des Zuwendungsgebers oder des Herausgebers wieder.

Die Originalmanuskripte wurden reprototechnisch, jedoch nicht inhaltlich überarbeitet. Die Druckqualität hängt von der reprototechnischen Eignung des Originalmanuskriptes ab, das uns vom Autor bzw. von der Forschungsstelle zur Verfügung gestellt wurde.

© by Fraunhofer IRB Verlag

Vervielfältigung, auch auszugsweise,  
nur mit ausdrücklicher Zustimmung des Verlages.

**Fraunhofer IRB Verlag**

Fraunhofer-Informationszentrum Raum und Bau

Postfach 80 04 69  
70504 Stuttgart

Nobelstraße 12  
70569 Stuttgart

Telefon (07 11) 9 70 - 25 00  
Telefax (07 11) 9 70 - 25 08

E-Mail [irb@irb.fraunhofer.de](mailto:irb@irb.fraunhofer.de)

[www.baufachinformation.de](http://www.baufachinformation.de)

**KONSTRUKTIVER HOLZBAU**  
TECHNISCHE HOCHSCHULE DARMSTADT



Abschlußbericht für das Forschungs-Vorhaben

**VERGLEICHENDE BETRACHTUNGEN EUROPÄISCHER  
BAUPRODUKTEN-NORMEN MIT NATIONALEN BESTIMMUNGEN**

Teilprojekt:

**ERARBEITUNG SPEZIFISCHER KONSTRUKTIONSREGELN FÜR  
VERSCHIEDENE HOLZBAUWEISEN UND TRAGSYSTEME AUS DEM  
HOLZBAU FÜR DEN ENTWURF DES EC 8, TEIL 1.3, KAP. 5**

Forschungsleiter: Prof. Dr.-Ing. Klausjürgen Becker  
Sachbearbeiter: Dipl.-Ing. Helmut Zeitter  
Forschungsstelle: Technische Hochschule Darmstadt  
Fachgebiet Holzbau  
Alexanderstr. 35  
6100 Darmstadt

Juni 1993

# GLIEDERUNG

- 1 **Einleitung**
- 2 **Zielsetzung**
- 3 **Untersuchungsmethodik**
  - 3.1 Quellenauswertung
  - 3.2 Konzept zur Einarbeitung in die Normung
- 4 **Allgemeine Entwurfs- und Konstruktionsregeln**
- 5 **Bauweisen und Tragsysteme**
  - 5.1 Scheibentragwerke
    - 5.1.1 Holztafelbauweise
    - 5.1.2 Amerikanische Holztafelbauweise
    - 5.1.3 Blockbauweise
  - 5.2 Rahmentragwerke
    - 5.2.1 Rahmenstrukturen
    - 5.2.2 Skelettbauweise
  - 5.3 Fachwerksysteme
    - 5.3.1 Moderne Fachwerksysteme
    - 5.3.2 Mischkonstruktionen
  - 5.4 Tabellarische Übersicht
- 6 **Zusammenfassung und Ausblick**
- 7 **Literatur**

Unter starken Erdbebenlasten wird die tragende Struktur eines Gebäudes über den elastischen Bereich hinaus beansprucht. Das Bemessungsverfahren für Bauwerke nach Eurocode 8 beinhaltet daher Verhaltensfaktoren zur Berücksichtigung der unterschiedlichen duktilen und dissipativen Eigenschaften der Strukturen. Mit Hilfe dieser Faktoren werden die sich aus einer linear-elastischen Berechnung ergebenden Bemessungslasten reduziert. Näheres zu den im Eurocode 8 angebotenen Berechnungsverfahren und der Bemessungsphilosophie findet sich in der die europäische Normungsarbeit begleitenden Literatur [1-4,31,42,74]. Für Holzbauwerke wurden dabei in der Fassung vom Mai 1988 drei Typklassen vorgesehen, denen unterschiedliche Qualitäten im Hinblick auf deren dissipatives Verhalten zugeordnet werden sollten. Die den Typklassen zugeordneten Werte hätten bei der Bemessung von Holzbauwerken zu deutlichen Nachteilen gegenüber anderen Baustoffen geführt, da von hysteretisch nicht dissipierendem Verhalten ausgegangen worden wäre. Die Änderung der Werte selbst aus dieser Notwendigkeit stellte kein großes Problem dar. Aber auch die Trennung zwischen den Typen war nicht eindeutig genug, um eine konsistente Anwendung des Kapitels über Holzbauten unter Erdbebenlasten im Eurocode 8 zu gewährleisten.

Mittlerweile ist die Normungsarbeit fortgeschritten (auch seit Antragstellung dieses Vorhabens). Nach Beschluß der Arbeitsgruppe wurden als erster Schritt vier Typklassen geschaffen. Dies geschah allerdings hauptsächlich aus Konformitätsgründen, um die für den Holzbau geeigneten Bemessungskonzepte eindeutig anwenden zu können. Es

ist jedoch auch erklärter Hintergrund der Normungsarbeit für das den Holzbau betreffende Kapitel, Informationen bereitzustellen, die eine vermehrte Anwendung von Holz zur Folge haben.

Insbesondere die große Bandbreite der Bauweisen im Holzbau und die regional in den europäischen Ländern stark voneinander abweichenden Holzbau-Traditionen machen es besonders schwer, im Rahmen der Normungsarbeit zu einem vereinheitlichten System zu kommen. Zwangsläufig können nicht alle Varianten berücksichtigt werden, die eventuell nur stark begrenzt in dem gewählten Klassifizierungs-System unterzubringen sind.

Die Bestrebung der Arbeitsgruppe im allgemeinen und der deutschen Vertreter im besonderen ist es, möglichst sowohl das Spektrum der gebräuchlichsten Bauweisen im europäischen Raum abzudecken, als auch die Bauweisen zu erfassen, die signifikante Eigenschaften haben und damit normativ berücksichtigt werden müssen (im Falle ungünstiger Eigenschaften) oder sollten (im Falle vorbildlicher Eigenschaften). Zu diesem Zweck soll die Problematik zur Einarbeitung der Verhaltenseigenschaften eingegrenzt werden und ein Überblick über die aus deutscher Sicht wichtigsten Bauweisen und deren Betrachtung unter seismischen Aspekten geschaffen werden. Im Anschluß soll der Versuch unternommen werden, die jeweils effizientesten Maßnahmen zu erfassen, die für die Bauweisen am geeignetsten erscheinen, um das Verhalten unter seismischen Lasten positiv zu beeinflussen. Es werden daher zunächst allgemeine Kriterien in Bezug auf die planerische Gestaltung ins-

besondere für kleinere Gebäude geliefert. Diese Kriterien beziehen sich auf Unregelmäßigkeiten im Grund- und Aufriß. Anschließend wird von dort ausgehend auf De-

tailpunkte übergegangen (z.B. Deckenöffnungen und die Verbindung der Gesamtkonstruktion zu der massiven Unterkonstruktion).

## 2 ZIELSETZUNG

Das Vorhaben ist einerseits ausgerichtet auf die Bereitstellung von Hintergrundinformationen zu den in den neuesten Normenentwürfen des Eurocode 8, Teil 1.3, Kapitel 5 enthaltenen Vorschriften und andererseits soll eine Übersicht geschaffen werden, welche Informationen darüber hinaus notwendig sind, um die verschiedenen Holzbauweisen hinsichtlich ihrer Eigenschaften korrekt zu erfassen. Weiterhin soll ein Konzept vorgeschlagen werden, wie die Information in die das europäische Regelwerk begleitenden Veröffentlichungen (z.B. das Nationale Anwendungsdokument - NAD) eingebunden werden können.

Dafür ist eine Überprüfung der derzeitigen Fassung auf die Anwendbarkeit für die verschiedenen Holzbauweisen notwendig. In der ENV-Fassung vom Juni 1993 wurde ein Kapitel eingefügt, das für Detaillierungsregeln geschaffen wurde. So besteht prinzipiell die Möglichkeit der Einbringung derartiger Informationen in den Normtext als Anwendungsregel ('application rule') oder im NAD. Insofern ist ein Teil der für dieses Vorhaben beantragten Leistung bereits im

Rahmen der aktiven Normungsarbeit der Autoren erbracht worden. *>Für das Kapitel 5 im aktuellen Entwurf des Eurocode 8 ist daher eine neue Gliederung vorzuschlagen, die diesen Regeln als 'application rules' Raum gibt.<* (Zitat aus dem Forschungsantrag der DGfH). Das neue Konzept beinhaltet dabei den Versuch, mit Hilfe einfacher Konstruktionshilfen die in der jeweiligen Typklasse vorausgesetzten Eigenschaften zu gewährleisten. Dabei ist jedoch zu beachten, daß gerade für komplexere Strukturen oder unter starken seismischen Beanspruchungen der Weg an einer entsprechenden Berechnung (u.U. dynamisch und/oder räumlich) nicht vorbeiführen kann. Die Notwendigkeit einer aufwendigeren Analyse und die entsprechenden Bedingungen sind in Teil 1.1 des Eurocode 8 geregelt. Daher wird ein Überblick über die aus deutscher Sicht wichtigsten Bauweisen und deren Betrachtung unter seismischen Aspekten geboten. Die davon betroffenen Passagen sind im Anhang A vergleichend gegenübergestellt. Auf eine Erläuterung der Abstimmungsvorgänge im Normungsgremium wird verzichtet.

## 3 UNTERSUCHUNGSMETHODIK

### 3.1 QUELLEN AUSWERTUNG

Soweit vorhanden, wurden Normen, Erfahrungen und Regeln aus dem europäischen und außereuropäischen Ausland herangezogen.

Ferner bildeten fertiggestellte und laufende Forschungsvorhaben zu Bauwerken in Holztafelbauweise einen Teil der Ausgangsbasis für die Erarbeitung des Überblicks. Einen ausführlichen Literaturüberblick über

diese Bauweise liefert [31]. Dort finden sich auch Angaben zu den Detailpunkten, auf die in den folgenden Kapitel zurückgegriffen wird. Leider gibt es so gut wie keine Quellen, aus denen direkte Angaben zum Verhalten den anderen Bauweisen unter diesen Lasten hervorgehen. Es war daher nötig, die der allgemeinen Beschreibung der Bauweise gewidmeten Quellen dahingehend zu untersuchen, ob die Angaben hinsichtlich der Beanspruchung unter Erdbebenlasten übertragen werden können. Die Literaturangaben werden daher direkt in den jeweiligen Kapiteln aufgeführt. So existiert für die typischen traditionellen Strukturen in Griechenland ein kurzer Bericht [25,85]. Aus den Berichten und Dokumentationen der einzelnen Erdbeben geht ebenfalls wenig hervor, da dort meist auf andere Baustoffe geachtet wurde.

Eine Ausnahme bildet hierbei die Literatur aus Neuseeland. Im Gegensatz zu Californien, wo zwar sehr große Teile der Wohngebäude in Holz gebaut werden, allerdings mehr oder minder immer wieder mit dem gleichen Bausystem, ist dort die sonst seltene Bedingung gegeben, daß ein vielschichtiger Holzbau in einem seismisch gefährdeten Gebiet eine lange und große Entwicklung hinter sich hat. Daher finden die Aspekte der Erdbebensicherheit dort auch direkten Eingang in Normung [10-13] und die entsprechende begleitende Literatur [15].

Nach *Liska* [71], *Cooney* [47] und *Touliatos et al.* [85] sowie etlichen anderen Veröffentlichungen, die sich mit den Schäden an Bauwerken aus Erdbeben-Katastrophen beschäftigen, sind es immer wieder Details, deren saubere Planung, Bemessung und Ausführung über die Qualitäten des Bauwerkes unter Erdbebenlasten entscheiden.

### 3.2 KONZEPT ZUR EINARBEITUNG IN DIE NORMUNG

Neben den für die vier Typklassen direkt angegebenen  $q$ -Faktoren bietet der Entwurf des Eurocode die Möglichkeit, genauere (u.U. höhere)  $q$ -Faktoren in Rechnung zu stellen, wenn verifiziert werden kann, daß die Struktur entsprechende Eigenschaften besitzt. Der einfachere und auch in den meisten Fällen ausreichende Weg besteht in der Zuordnung der Bauwerke zu einer der mittlerweile vier Klassen.

Eine feinere Differenzierung bei der Klassifizierung ist selbstverständlich ein zweischneidiges Schwert. Einerseits bietet sie die Möglichkeit, realistischere Klassifikationen durchzuführen, andererseits ergibt sich sowohl für die Normungsarbeit als auch für die praktische Anwendung des Eurocode 8 die Schwierigkeit, die vielfältig vorliegenden Strukturen den Klassen zuordnen zu müssen, wenn die Reduzierung der Lasten erfolgen soll. Während in der Normungsarbeit das Problem darin liegt, möglichst prägnante Beispiele zu finden, dürften in der Praxis der Erfahrungsschatz des allgemeinen Anwenders zu gering sein, um zuverlässig eine von den üblichen Bauweisen abweichende Struktur korrekt zu klassifizieren und die entscheidenden Randbedingungen bzw. Detailpunkte zu berücksichtigen. Die Schwierigkeit besteht bei der Erstellung von Vorschriften in diesem Fall darin, zu vermeiden, daß für Holzstrukturen ein Regelwerk geschaffen wird, das den Erdbebennachweis für Holzkonstruktionen so verkompliziert, daß der Planer davon Abstand nimmt, ein Projekt mit dem Baustoff Holz zu konzipieren. Vielmehr soll mit Hilfe klarer Angaben und Vorschriften zu Planung, Bemessung und Detaillierung die Erdbebensicherheit bis zu

einer noch zu definierenden Grenze gewährleistet werden.

Prinzipiell ergeben sich bei der Betrachtung der unterschiedlichen Bauweisen zwei verschiedene Bereiche:

1. Die realitätsnahe Abbildung und Beschreibung der Eigenschaften der Bauweise unter Erdbebenlasten. Es gibt mehrere wichtige Parameter, die das Verhalten unter Erdbebenbeanspruchung bestimmen, die sich zum größten Teil gegenseitig beeinflussen. Die  $q$ -Faktoren als bemessungstechnische Werkzeuge sind nur ein Teil der Problematik, da z.B. die Variationsmöglichkeit der Dämpfung im neuesten Entwurf des Eurocode 8, Teil 1 eventuell entfällt. Diese Angaben zu den Holzbauweisen betreffen die Modellierung der Struktur bzw. deren Berechnung in den vom Eurocode vorgegeben Verfahren.
2. Um die Eigenschaften abzusichern, die die entsprechenden  $q$ -Werte voraussetzen, müssen bestimmte konstruktive Regeln erfüllt sein. Dazu zählen architektonische Planungskriterien ebenso wie konstruktive Detailausbildungen, wobei anzumerken ist, daß gerade im Holzbau die Detailplanung meist in

Händen von Fachleuten ist, die selten oder nie Duktilitätskriterien und Dissipationsmechanismen kennengelernt haben.

Für beide Aspekte sind im neuesten Entwurf des Teils 1.3 Kapitel 5 Passagen enthalten, die die Möglichkeit bieten, diese Aspekte zu berücksichtigen. Die Figure 5.4.1 des Eurocode 8 (siehe Anhang) enthält neben den für die Typklassen verbindlichen  $q$ -Werten auch Beispiele, welche Konstruktionsformen des Holzbaus zu den jeweiligen Klassen gerechnet werden können. Weiterhin liegt es in der Verantwortung des Planenden (sowohl des entwerfenden Architekten als auch des konstruierenden Ingenieurs), die Zuordnung des konkreten Objektes in eine der Typklassen vorzunehmen. Aufgrund der o.g. Sicherheitsproblematik macht es wenig Sinn, einer scheinbaren Wirtschaftlichkeit wegen das Bauwerk in eine höhere Duktilitätsklasse einzustufen als die Eigenschaften wirklich hergeben.

Eine klare Trennung bezüglich der Relevanz der Maßnahmen ist nicht immer möglich, aber die in die Normung einfließenden Maßnahmen sollten für höhere Erdbebenbeanspruchungen obligatorisch sein. Die für stärkere Beanspruchungen grob vorsortierten, notwendigen Maßnahmen werden im folgenden mit (\*) gekennzeichnet.

#### 4 ALLGEMEINE ENTWURFS- UND KONSTRUKTIONSREGELN

An dieser Stelle werden Planungsprozesse berührt, die für den Holzbau nur in wenigen Fällen unter dem Aspekt der Erdbebensicherheit durchgeführt werden. Andererseits ist ein erdbebengerechter Entwurf des Gebäudes in Verbindung mit einer sauberen Ausführung und deren Kontrolle wichtiger

als ein noch so genauer rechnerischer Nachweis. So wird der gesamte Planungsprozeß zu einer Gemeinschaftsaufgabe von Architekten und Ingenieuren. In [14] wird ein sehr übersichtlicher Katalog von Entwurfs- und Planungshinweisen gegeben, die sich ganz

allgemein auf das Bauen in Erdbebengebieten beziehen.

Die *Entwurfsregeln* gehen schließlich in *Konstruktionsregeln* über. Diese dienen zunächst der **Sicherung** bestimmter Problemzonen, die sich bei früheren Bauwerken als häufiger Schadensort herausstellten (z.B. unausgesteifte, gemauerte Giebelwände und deren Anschluß an eine Dachkonstruktion).

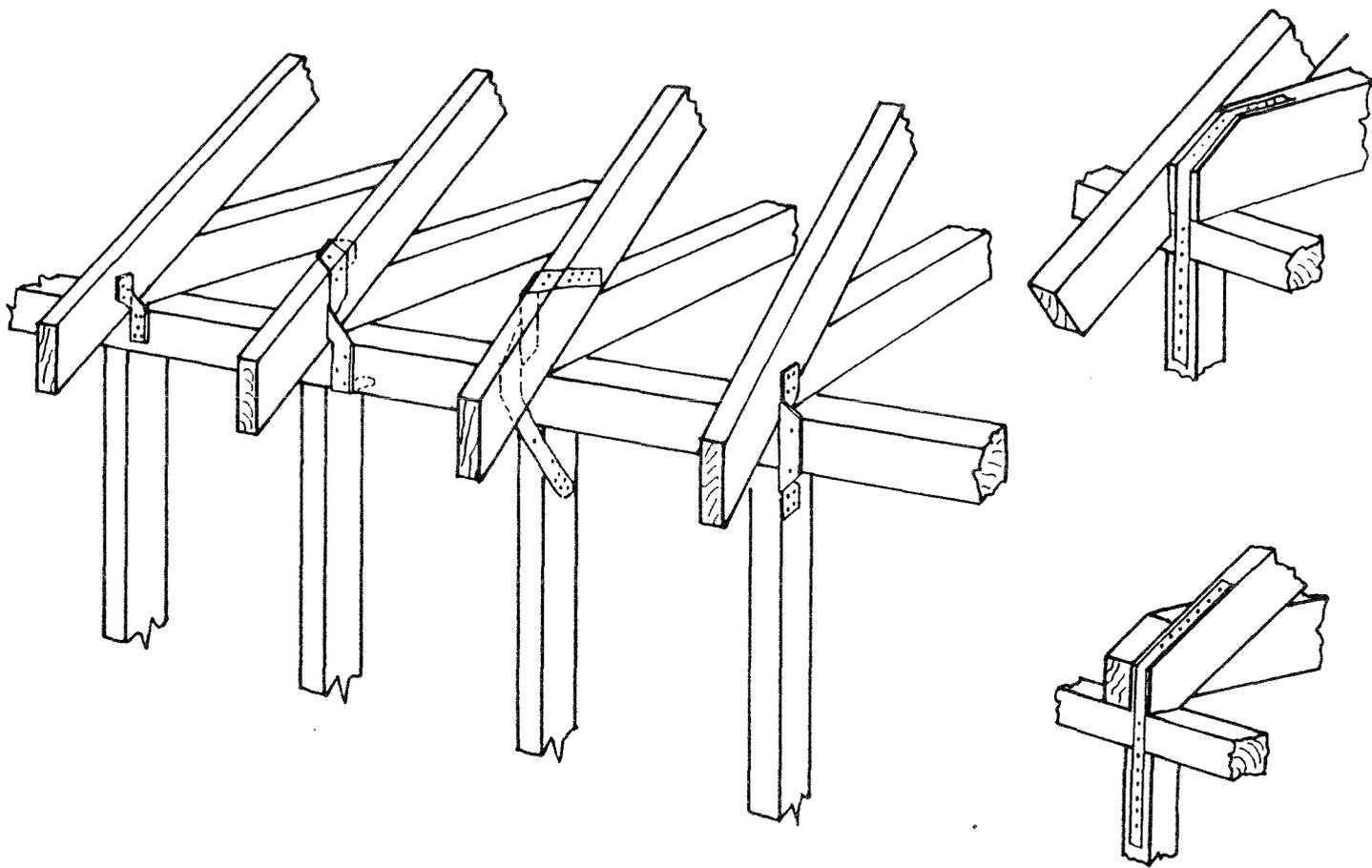
Allgemeine Grundsätze zur erdbebengerechten Sicherung bei der Konstruktion von Holzbauwerken sind:

- Sicherung von druckbeanspruchten zimmermannsmäßigen Anschlüssen und Verbindungen (Zapfen, Versätze, Verblattungen usw.), die während der Beschleunigungen kurzzeitig auf Zug beansprucht werden. Dazu sind konstruktive Maßnahmen ausreichend (keine Berechnung) (\*).
- Traufpunkte der Dachtragwerke sind durch geeignete Sparren-Pfetten-Konstruktionen zu sichern (\*). Dabei ist bei hölzernen Unterkonstruktionen der Anschluß an den Randbalken auf linear-elastisches Verhalten auszulegen.
- Nagelbleche im Sinne vorgelochter Bleche und Blechformteile sind so auszuführen, daß sie über den gesamten Querschnitt reichen, um zu gewährleisten, daß kein Spaltzug auftritt, wo-

bei DIN 1052 Teil 2 Abschnitt 10 zur Scherbeanspruchung von Nagelplattenverbindungen (gestanzte Bleche) zu beachten ist (\*).

Der Anschluß einer Dachkonstruktion an die darunter liegende Konstruktion ist in Abb. 1 dargestellt, wobei zu beachten ist, daß die Traufpfette bei Bauwerken in Holztafelbauweise oder anderen hölzernen Unterkonstruktionen mit ausreichenden mechanischen Verbindungsmitteln anzuschließen sind. Bei der Bemessung dieser Verbindungsmittel (Schrauben, Dübel, Stahlbauteile) sollte wie für die Verankerungen der Nachweis auf den Lasten aus einer linear-elastischen Rechnung basieren. Für Dachstühle sind im allgemeinen die rechnerischen Lasten aus einem Beben wegen der geringen Massen nicht so groß. Dennoch sollten die Anschlüsse und beispielsweise die Dachdeckung (Ziegel) konstruktiv gesichert werden. In Abb. 2 sind diese sichernden Maßnahmen für Mittelpfetten-Anschluß (oben), Kopfband (Mitte), Firstpunkt (unten links) und Kehlbalkenanschluß (unten rechts) dargestellt.

Die in Abb. 1 dargestellten Maßnahmen an den Traufpunkten tragen zu einer guten Duktilität bei, da sich die einzelnen Teile der Konstruktion nicht voneinander trennen können und so Lastumlagerungen besser ermöglicht werden. Die Gewährleistung der Integrität, also das Verhindern der Separation, der Bauteile für sich und untereinander ist für ein zähes Verhalten wichtig.



Stahlblechformteil,  
Winkelverbinder 90/90 mm  
mit Rippe, voll ausgenagelt

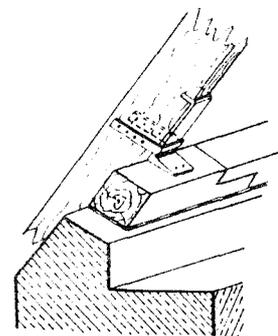
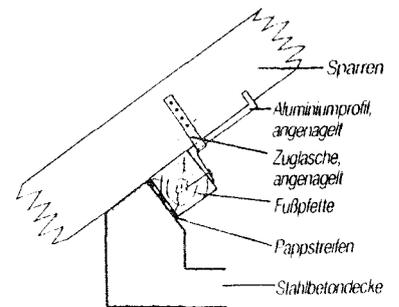
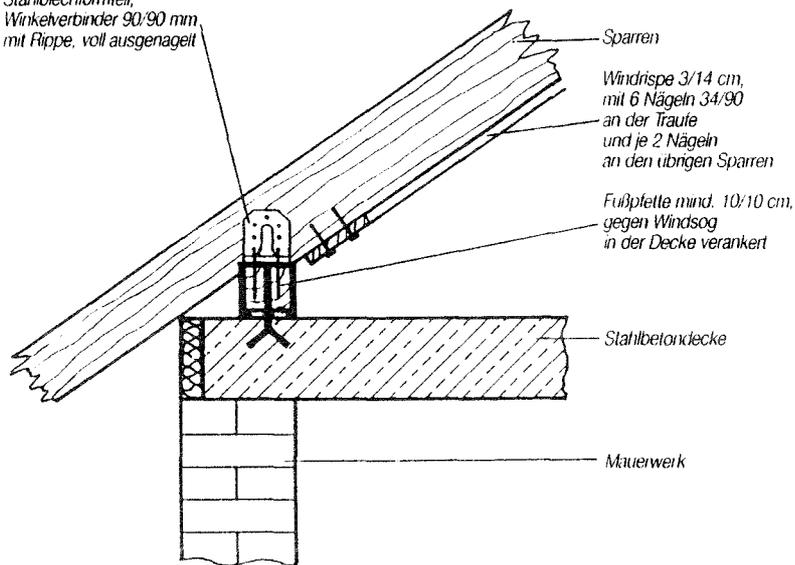


Abb. 1 Traufpunkt-Details (z.T. nach [14])

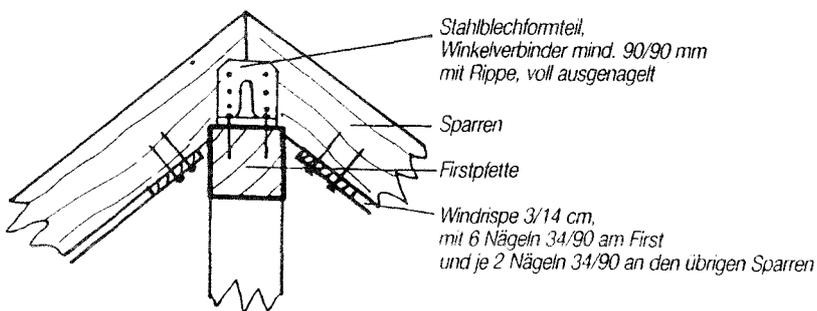
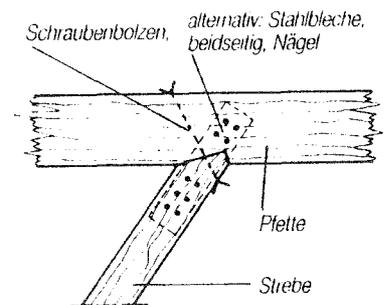
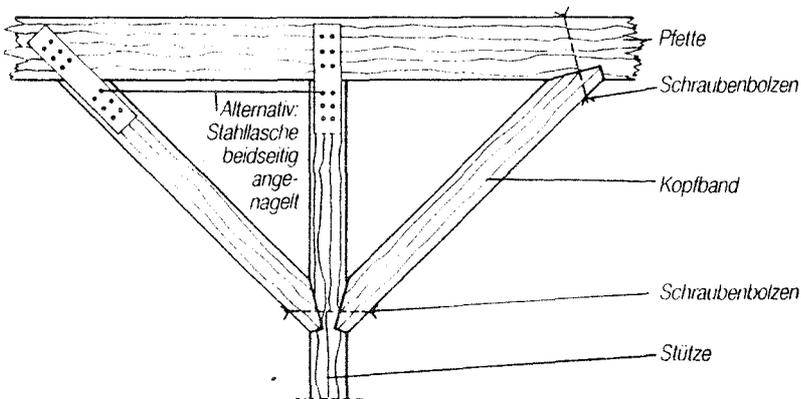
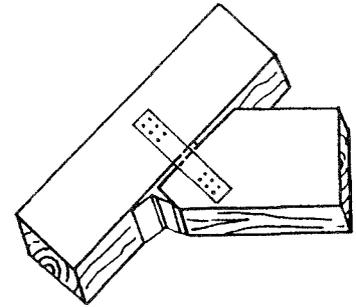
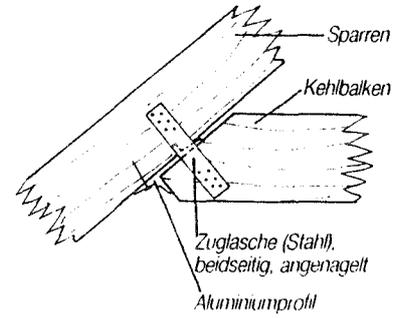
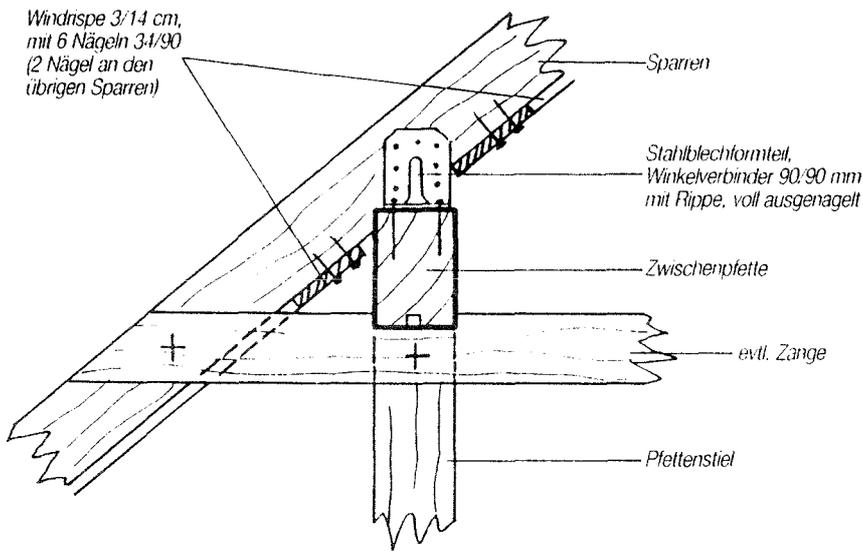


Abb. 2 Details der Dachkonstruktion nach [14]

Sollen allerdings die **duktilen Dissipationskapazitäten** gewährleistet werden, so sind häufig zusätzliche Maßnahmen sinnvoll.

- Sorgfältige Ausbildung der aussteifenden Maßnahmen für Dachflächen. Windrispen sind (konstruktiv) zu verstärken und an jedem Sparren anzuschließen (Holzrispen sollten mindestens Abmessungen von 14/3 cm haben, gelochte Stahl-Rispenbänder sind zu vermeiden) (\*).
- Stahlblechformteile (z.B. Winkelverbinder) sollten zur Reduzierung der Beulgefahr profiliert (übliche Versteifungsrippe) sein und voll ausgenagelt werden (\*).

Die Angaben in diesem Kapitel beziehen sich hauptsächlich auf kleinere bis mittlere Bauwerke, die vorwiegend als Wohn- und Bürohaus genutzt werden. Über [14] hinausgehende oder besonders wichtige, speziell auf Holzkonstruktionen zugeschnittene Regeln lassen sich grob gruppieren.

#### *Unregelmäßigkeiten im Grundriß*

Häufig übernehmen Scheiben die Aufgabe, die horizontalen Lasten in die aussteifenden, vertikalen Bauteile zu leiten. Dies können z.B. auch Dachscheiben von Hallen sein, vorallem aber die Geschoßdecken von Wohn- und Geschäftsbauten. In der Regel wird davon ausgegangen, daß die Horizontallasten entsprechend der Steifigkeiten der vertikal aussteifenden Bauteile (z.B. Wände)

verteilt werden. Dies trifft genau genommen nur bei Annahme einer unendlich steifen Deckenscheibe zu. In der Realität zeigt sich jedoch, daß aufgrund der endlichen Steifigkeit der meist mit einer Beplankung aus Holzwerkstoffplatten ausgebildeten Holzbalkendecken im elastischen und besonders im postelastischen Verformungsbereich die Verteilung der Lasten auf die Wände nicht mehr ohne gesonderte Berechnung vorhergesagt werden kann. Das Verhalten einer Holzbalkendecke ist aus verständlichen Gründen nicht in beiden Richtungen gleich. Ein Wechsel der Spannrichtung der Deckenbalken in einer Scheibe sollte vermieden werden bzw. erfordert gesonderte Betrachtung. Entsprechende Meßergebnisse zeigen dies deutlich [31]. Andererseits ist es durch einen konsequenten Richtungswechsel innerhalb größerer Deckenscheiben möglich, das Verhalten über die gesamte Fläche gesehen zu homogenisieren [33].

Zusammenfassend spielen für die Deckenscheiben alle Maßnahmen eine Rolle, die deren Integrität stören. Erker, Treppenlöcher, Maisonette-Ballustraden und Versprünge in Außenwänden in Zusammenhang mit der Form des Bauwerkes beeinflussen maßgeblich das Verhalten. Eine Verformungsrechnung der Scheibe wird daher notwendig. Als Grundregel für die Bemessung der Steifigkeit der Decken kann gelten, daß die Verformung der Deckenscheibe nicht größer werden soll als die zulässige Verformung eines darunterliegenden tragenden Elementes, sodaß dessen Integrität zur Weiterleitung der Lasten nicht beeinträchtigt wird.

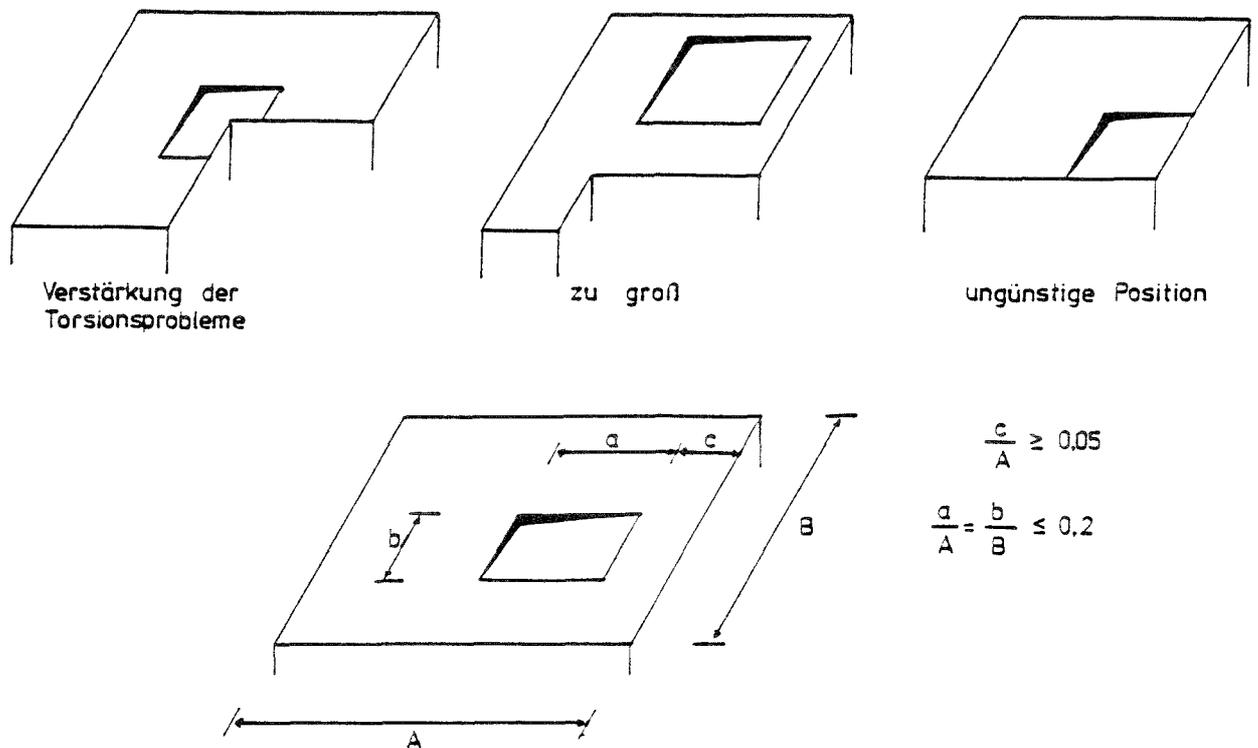


Abb. 3 Hinweise für Anordnung und Dimensionen von Öffnungen und Treppenlöchern

In Abb. 4 werden für diese Probleme zwei Möglichkeiten dargestellt, das Verhalten zu verbessern. Es geht dabei darum, ein Verformungsverhalten der Deckenscheiben zu erreichen, das möglichst ähnlich dem Verhalten ist, das sich eingestellt hätte, wäre die Störung der Deckenscheibe nicht vorhanden.

An den Rändern einer Öffnung und insbesondere in deren Ecken entstehen in der Scheibe höhere Beanspruchungen, die im Falle einer monolithischen Decke als Kerbspannung bezeichnet würden. Bei einer Holzbalkendecke wirken sich die Störungen ähnlich aus wie in einer orthotropen Fahrbahnplatte im Stahl-Brückenbau. Dort ist es üblich, an den Stellen höherer Beanspru-

chungen Steifen einzuschweißen, die unter anderem das Beulen verhindern sollen. Tatsächlich kann durch eine Verlängerung der Randbalken der Öffnung in die Deckenscheibe hinein die Steifigkeit wesentlich erhöht werden. In den amerikanischen Regelwerken [7,17] sind diese sogenannten 'drag struts' sogar vorgeschrieben. Dies geht einher mit einer Vernagelung der Beplankung an dieser Stelle, die je nach Anforderung an die Steifigkeit der Decke verstärkt ausgeführt (Reduzierung der Verbindungsmittelabstände) wird. Dabei ist jedoch zu beachten, daß die Mindest-Nagelabstände nach den jeweiligen Normen (DIN 1052 bzw. Eurocode 5) eingehalten werden.

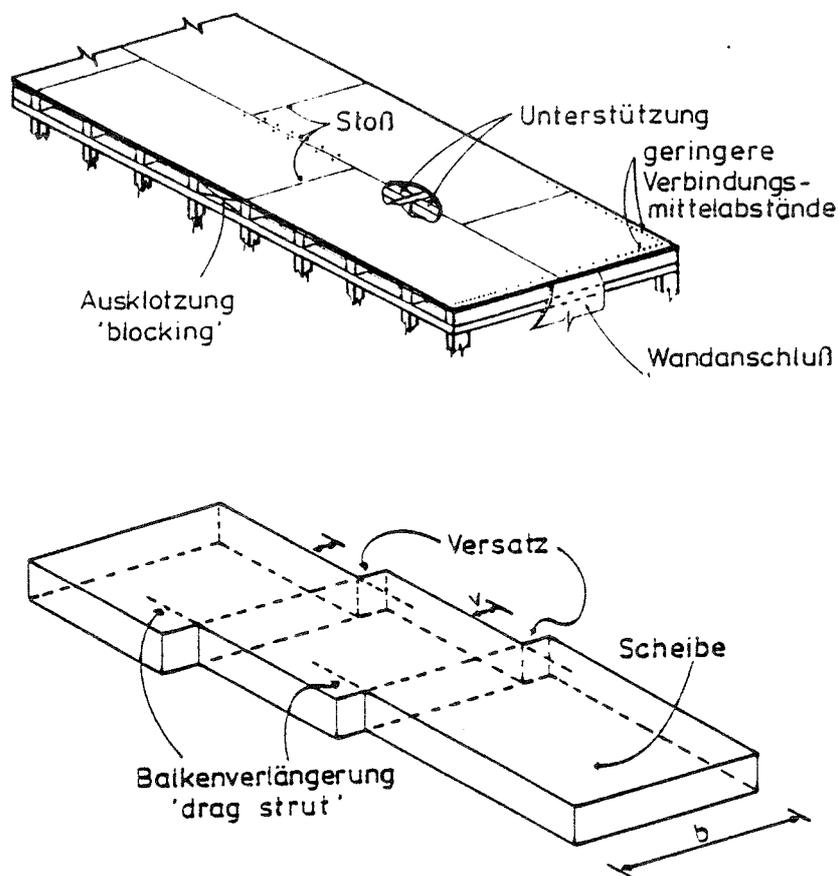


Abb. 4 Ausklotzen ('blocking') und Balkenverlängerung ('drag struts')

Ein weiteres wichtiges Detail zur Verbesserung der Eigenschaften ist das Ausklotzen des Deckenaufbaues an den Stellen, wo Scheibenlasten aus horizontalen Lastfällen aus der aufgehenden Konstruktion oder in die darunter liegenden Bauteile weitergeleitet werden müssen. In einem laufenden Forschungsvorhaben an der TH Darmstadt soll u.a. der Einfluß des Blockings auf die Steifigkeit und die dissipativen Eigenschaften der Deckenscheibe untersucht werden. Das Ausklotzen mit Holzquerschnitten der gleichen Höhe wie die Deckenbalken bringt jedoch ein Problem mit sich. Die Deckenaufbauten in den üblichen Holzhäusern (z.B. der Fertighausindustrie) werden als belüftete Konstruktionen ausgeführt, wenn der darüberliegende Raum nicht geheizt ist. Ein Ausklotzen würde hier die Luftzirkulation behindern und unter Umständen bauphysikalische

Schäden verursachen. An diesen Stellen sollte das Blocking nur mit halber Deckenbalkenhöhe ausgeführt werden (beispielsweise im gedämmten Teil des Aufbaues).

#### *Unregelmäßigkeiten im Aufriß*

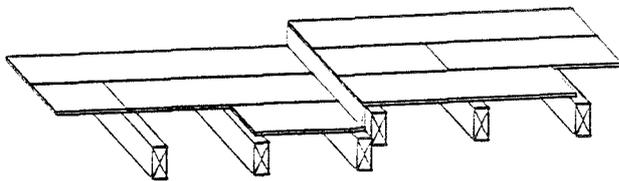
Die Bodenbeschleunigung verursacht bei einem Erdbeben Trägheitskräfte in der Struktur, die möglichst kontinuierlich weitergeleitet werden müssen. In [14] werden prinzipielle Planungskriterien diesbezüglich dargestellt. Die im Holzbau verbreiteten Systeme weisen gerade in Wohn- und Bürogebäuden weitere Planungsdetails auf, die das Verhalten unter Erdbebenlasten beeinflussen. Zunächst sind dies vor allem Bauwerke, bei denen Teile der Geschoßdecken gegeneinan-

der in der Höhe (z.B. um ein halbes Geschoß) versetzt sind und so die Scheibenwirkung nicht aufrecht erhalten werden kann. Dadurch ergeben sich immer wieder offene Strukturen, Ballustraden und z.T. innere Balkone (Maisonnette). Diese Strukturen müssen genau daraufhin untersucht werden, in welcher Form die Lasten von den Deckenscheiben, in denen die Massen als konzentriert angenommen werden, in die aussteifenden Bauteile geleitet werden. Häufig werden aber auch kleine, vertikale Absätze und Versprünge in Holzbalkendecken ausgeführt (siehe Abb. 5). Diese architektonisch reiz-

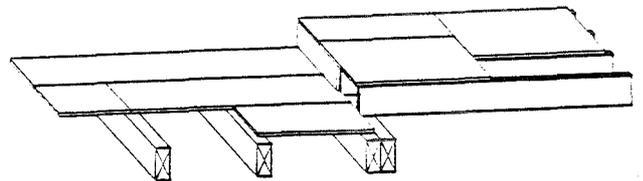
volle Maßnahme muß durch konstruktiven Mehraufwand hinsichtlich der tatsächlichen Steifigkeit ausgeglichen werden. Bei diesen Versätzen spielt die Spannrichtung der Deckenbalken eine besonders wichtige Rolle.

Eine ähnliche Wirkung haben nicht übereinanderliegende aussteifende Wandscheiben. Derartige Versätze sollten vermieden werden bzw. erfordern von der Biege- und Schubbeanspruchung der Decke abgesehen eine gesonderte Gewährleistung der Weiterleitung der horizontalen Scheibenkräfte.

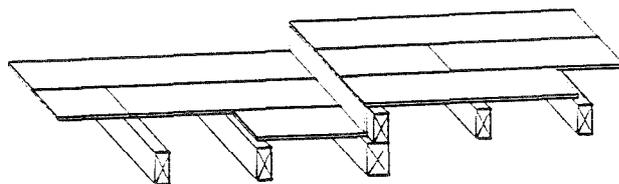
Version 1:



Version 3:



Version 2:



Version 4:

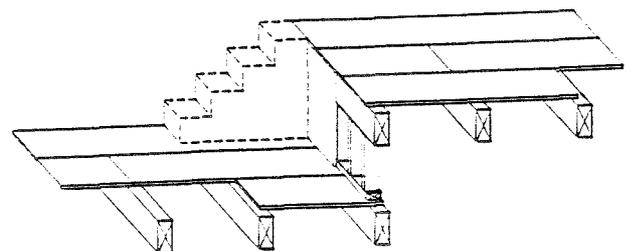


Abb. 5 Schematische Darstellung von Deckenversprüngen

*Allgemeine, von den Bauweisen unabhängige  
Detailpunkte*

Die Verbindung der Gesamtkonstruktion zu der massiven Unterkonstruktion ist sicher eines der wichtigsten Details. Eine fehlerhafte

Ausführung oder gar das komplette Fehlen einer Verankerung kann im Falle eines stärkeren Bebens zu schweren Schäden führen. Die Hauptschäden an Holzhäusern nach Erdbeben in Californien, die nicht durch Sekundärursachen (Feuer, Wasser usw.) hervor-

rufen wurden, sind auf eine ungenügende Verankerung der Gebäude mit dem Unterbau zurückzuführen (Abrutschen von der meist nicht unterkellerten Bodenplatte). Das Argument, die Horizontallasten könnten über Reibung in das Fundament weitergeleitet werden und man könne infolgedessen auf eine Verankerung verzichten wird schnell widerlegt, wenn die Vertikalbeschleunigungen mit berücksichtigt werden. Die Reibung beruht schließlich auf der Vertikallast, die sich bei der Erdanziehungskraft entgegengesetzter Beschleunigung erheblich reduzieren kann. Ferner sind die angesetzten Eigen- und Verkehrslasten nicht zuverlässig immer vorhanden, um die volle Reibung aktivieren zu können. Daher sollten gerade diese Verankerungen nicht unter Reduzierung der Lasten mit dem  $q$ -Faktor bemessen werden.

Für dieses Detail existieren etliche Lösungsvorschläge, die sich bezüglich der aufnehmbaren Kräfte (Schub und Zug), des Aufwandes auf der Baustelle und der Möglichkeit der Vorfertigung unterscheiden. Allen derzeit gebräuchlichen Lösungen ist allerdings gemeinsam, daß durch die in der Regel metallische Verbindung vom (kalten) Fundament in den Wandstiel hinein eine Wärmebrücke entsteht.

Für bestimmte Bauteile ist eine Dimensionierung vorzusehen, die ein linear-elastisches Verhalten unabhängig von der Bemessung des restlichen Tragsystems gewährleistet. Die Berücksichtigung der Duktilität bei der Dimensionierung sollte auf Bauteile beschränkt bleiben, für die Lastumlagerungen die Verteilung der lastabtragenden Bereiche gewährleisten können. Bauteile wie die Verankerungen sind jedoch nicht in der Lage, die Kontinuität des Tragwerks aufrecht zu

erhalten, wenn sie sich aufgrund plastischer Verformungen den Lasten entziehen und so keine Dissipation in den eigentlichen duktilen Zonen stattfinden kann.

In diesem Zusammenhang sei erwähnt, daß es in Umkehrung der derzeitigen Regelungen bereits Normenkonzepte gibt, die für Strukturen Faktoren zur Erhöhung der Lasten vorsehen, wenn keine Duktilität bereitgestellt werden kann. Das Ergebnis bezüglich der Bemessung ist das gleiche, jedoch wird schon in der Entwurfsphase bereits die Beachtung des Lastfalles für die Tragwerksplanung lohnend. Gerade beim Entwurf sind bereits viele von der Bauweise unabhängige Gesichtspunkte zu berücksichtigen, die die Beanspruchungen deutlich reduzieren können. Die Grundrißgestaltung spielt dabei eine entscheidende Rolle. Der Angriffspunkt der Erdbebenlasten befindet sich in den Massenschwerpunkten der einzelnen Geschosse. Fallen nun im Grundriß Massenschwerpunkt und Steifigkeitsmittelpunkt nicht zusammen, treten nicht nur Verschiebungen auf, sondern auch Verdrehungen. Die 'Hebelarme' dieser Verdrehungen beaufschlagen die Bauteile mit großen Verformungen, sodaß derartige Grundrisse sehr schadensanfällig werden. Sind im Aufriß des Gebäudes, also in der vertikal tragenden Struktur, Versätze in der Massenverteilung und/oder Steifigkeitssprünge, so führt dies ebenfalls zu einer deutlichen Erhöhung der Beanspruchungen. Neben allen anderen Randbedingungen sieht sowohl die DIN 4149 [6] als auch der Eurocode 8 [3] vereinfachte Verfahren für vertikal und horizontal regelmäßige Tragsysteme vor. Die Grenzen für die Beurteilung der Regelmäßigkeit ist in [3] und den dort abgedruckten Kommentaren zu entnehmen.

## 5 BAUWEISEN UND TRAGSYSTEME

### 5.1 SCHEIBENTRAGWERKE

Unter dem Begriff der Scheibentragwerke werden in diesem Zusammenhang Bauwerksysteme zusammengefaßt, deren Aussteifung durch Wandscheiben gebildet wird, die aus einer Holzständer-Konstruktion mit plattenförmiger Beplankung bestehen. Demzufolge scheiden an dieser Stelle bretterverschaltete (Klein-)Gebäude aus. Aufgrund der begrenzten Kapazität, auf diese Art auszusteifen handelt es sich bei diesen Bauwerken um maximal 3 - 4-stöckige Bauwerke, in den allermeisten Fällen aber um Wohngebäude mit nicht mehr als 2 Vollgeschossen.

Gebäude, bei denen eine Holzkonstruktion durch Mauerwerksscheiben aussteift werden, sind in Kap. 5.2.3 beschrieben.

#### 5.1.1 HOLZTAFELBAUWEISE

Gerade für diese Bauweise treffen die oben erwähnten Kriterien und Maßnahmen in Bezug auf die Deckenscheiben besonders zu. Sie werden an dieser Stelle nicht wiederholt, jedoch sind die durch die Vorfertigung bedingten Unterschiede hinsichtlich einer rationellen Fertigung und der Verlegung der Elemente zu beachten. In [31] sind die entsprechenden Hintergrundinformationen zu finden. Für den Holztafelbau sind es demnach aufgrund der Untersuchungen in der Hauptsache Details an den Wandelementen, die das duktile Dissipations-Vermögen der Holztafelbauweise begünstigen.

1. Alle Randstiele der Tafeln sind fest mit der (massiven) Unterkonstruktion zu verankern. Dabei sind Stahlquerschnitte (St 37) nicht unter  $75 \text{ mm}^2$  zu verwenden (keine Lochbleche).
2. Die Verbindung der Wandscheiben an Stößen und in Eckbereichen ist kraftschlüssig mit mechanischen Verbindungsmitteln (z.B. Paßbolzen  $d \leq 12 \text{ mm}$ , Schrauben  $d \leq 8 \text{ mm}$ ) zu verbinden.
3. Über die Stöße reichende verleimte Beplankungen sind zu vermeiden.
4. Der Anschluß an die Deckenscheibe muß kontinuierlich und über die Wandlänge gleichmäßig verteilt mit mechanischen Verbindungsmitteln erfolgen.

Zu den Bauelementen, die für ein linear-elastisches Verhalten auszulegen sind, zählen:

- Zug-Verankerungen der Wandelemente
- Schub-Verankerungen z.B. der Schwellenkränze
- Anschlüsse des Dachtragwerks an die Unterkonstruktion
- weitgespannte Einzeltragglieder

Für die scheibenartig abtragenden Bauteile (Wände und Decken, bei denen die Beplankung aussteifend angerechnet wird) spielen besonders die Verbindungsmittel zwischen Beplankung und Holzrahmen eine Rolle. Die in [31] erläuterten Kriterien führen zu der Tabelle 1 (Auszug):

		Klammern		Nägel		
		glatt		glatt		Profilierung
	Bewertung	beharzt	unbeharzt	beharzt	Rillen	andere <sup>1)</sup>
$d_N$ [mm]	gute Duktilität	1,4 - 3,1 <sup>2)</sup>	1,8 - 3,1 <sup>4)</sup>	1,8 - 3,1	2,0 - 2,5	2,0 - 2,8
$d_B$	gute Duktilität	$6 \cdot d_N - 8 \cdot d_N$	$4 \cdot d_N - 7 \cdot d_N$	$4 \cdot d_N - 7 \cdot d_N$	$5 \cdot d_N - 7 \cdot d_N$	$5 \cdot d_N - 7 \cdot d_N$
$l_E$	gute Duktilität	$14 \cdot d_N - 24 \cdot d_N$	$14 \cdot d_N - 18 \cdot d_N$	$12 \cdot d_N - 16 \cdot d_N$	$10 \cdot d_N - 14 \cdot d_N$	$10 \cdot d_N - 14 \cdot d_N$

$d_N$  = Nageldurchmesser  
 $d_B$  = Beplankungsdicke (für Spanplatten)  
 $l_E$  = Einschlagtiefe

1) Schraub- und Schuppenprofilierung  
 2) gleiche Maximalwerte wie glatte, beharzte Nägel, aber nur gebräuchlich bis 2,0 mm  
 3) gebräuchliche Klammern Durchmesser haben durchweg gute Duktilitätseigenschaften  
 4) gleiche Werte wie beharzte, glatte Nägel, da sich die Beharzung auf die Werte für  $l_E$  auswirken

Tab. 1 Verbindungsmittel für gute Duktilität

Dabei erweist sich überschlächlich die Kombination von dickeren Beplankungsmaterialien und dünneren Verbindungsmitteln als günstig. Dickere Beplankungen verlagern bei entsprechender "Weichheit" des Verbindungsmittels das Fließgelenk in die Beplankung. Dünnere Verbindungsmittel (z.B. Klammern) haben aufgrund der größeren Anzahl und der deutlicheren Biegebeanspruchung (weniger Scherbelastung nach Bildung der Fuge) im makroskopischen Bereich gleichmäßigere Eigenschaften. In der Neuseeländischen Norm ist die Nagellänge aus Gründen der Begrenzung des Auszugswiderstands auf das 5-fache der Beplankungsdicke limitiert. Profilierte Verbindungsmittel haben vom Bruchmechanismus auch noch gute Eigenschaften, aber es ist in getrennten Untersuchungen zu klären, ob veränderte Rillennägel sich günstiger verhalten. Die horizontalen Verbindungsmittelreihen werden in den

Versuchen und auch nach *Polensek* [79] besonders in den Eckbereichen höher beansprucht als die vertikalen. Um eine gleichmäßigere Beanspruchung der Beplankung zu erreichen, sollten die Verbindungsmittelabstände in den Eckbereichen (30 cm von jedem Beplankungsrand) der Tafel zusätzlich auf  $0,75 \cdot e_R$  reduziert werden (\*).

Bezüglich der Beplankung kann davon ausgegangen werden, daß durch die häufig [32] ausgeführte zusätzliche Beplankung der Wände mit Gipskartonplatten (bei Außenwänden nur innen, bei Innenwänden auch beidseitig) die 'einspannende Wirkung' der Beplankung zu der Doppelbiegung in den Verbindungsmitteln führt, die die besten Duktilitäten ermöglicht. In Tab. ??? sind keine Angaben für die Verwendung von Bau-furnier-Sperrholz gemacht. Da sich die Eigenschaften nach *Dean* kaum von denen der

Spanplatten unterscheiden (siehe Kap. 5), können die für die Holztafelbauweise getroffenen Maßnahmen für BFU-beplankte Konstruktionen übernommen werden, wenn folgende Bedingungen erfüllt sind:

- die Mindestdicke der BFU-Beplankungen sollte 12,5 mm betragen
- alternativ können 9 mm BFU-Platten verwendet werden, wenn eine zweite Beplankung aus einem anderen Beplankungsmaterial vorhanden ist. Diese zweite Beplankung muß nicht rechnerisch in Ansatz gebracht werden, sollte aber für aussteifende Zwecke zugelassen sein (Gipskarton-, Gipsfaserplatten)

Die Verankerung der Wandscheiben spielt wie schon erläutert eine wichtige Rolle sowohl für die Abtragung der Horizontallasten, als auch der Zuglasten aus den Stielen. In der Praxis der Holztafelbauweise stellen 2-Raster-Tafeln statistisch gesehen den größten Anteil der aussteifenden Wandelemente. Größere Tafeln haben häufig Tür- oder Fensteröffnungen. Die real vorhandenen Anschlüsse der Tafeln untereinander (z.B. durchgehende Rähm- und Schwellhölzer) lassen Unterschiede im Verhalten, wie sie in den Versuchen zutage traten, nicht so deutlich werden.

Für Öffnungen und sämtliche anderen Diskontinuitäten müssen die Kräfte aus dem Schubfluß über die umlaufenden Holzquerschnitte in die Beplankung abgetragen werden. Diese Hölzer sind demnach mit den

Verbindungsmittelabständen für die Randstiele ( $e_R$ ) an die Beplankung anzuschließen. Alle Beplankungsstöße müssen auf ausreichend breiten Holzteilen (Stiel, Rähm, Blockings) zu liegen kommen (\*).

Im Zusammenhang mit den Zugverankerungen ist zu erwähnen, daß nach *Dolan* [54] die nach den einschlägigen Verfahren berechneten Ankerzugkräfte unterschätzt werden. Wenn die Konstruktion der Wände auf einem Schwellenkranz basiert, so ist dieser auf der Unterkonstruktion kontinuierlich zu verdübeln (\*). Die Schwellhölzer längerer Wände können dann aus bauphysikalischen Gründen möglichst getrennt mit dem Schwellenkranz verbunden werden. Damit ist die Abtragung des Schubs in der Fuge unter den Wänden gewährleistet. Für die Abtragung der Zuglasten sind dann weniger Verankerungen notwendig. Je nach rechnerischem Ansatz nur noch an beiden (\*) Enden der Tafel, dort aber auf jeden Fall. Für lange Wände (> 3-Raster) ohne Öffnungen reichen die Verankerungen an den Enden der Tafel wegen der günstigen Hebelverhältnisse und der Vertikallasten aus. Bei Türöffnungen wiederum ist an diesen Stellen auch in den langen Wänden eine Verankerung vorzusehen (\*).

In den Eckbereichen, bzw. an den Stellen, wo zwei Wandelemente senkrecht gestoßen werden, besteht die Möglichkeit, eine Verankerung der Wandscheiben nach Abb. 6 anzubringen, die eine möglichst minimale Wärmebrücke mit sich bringt.

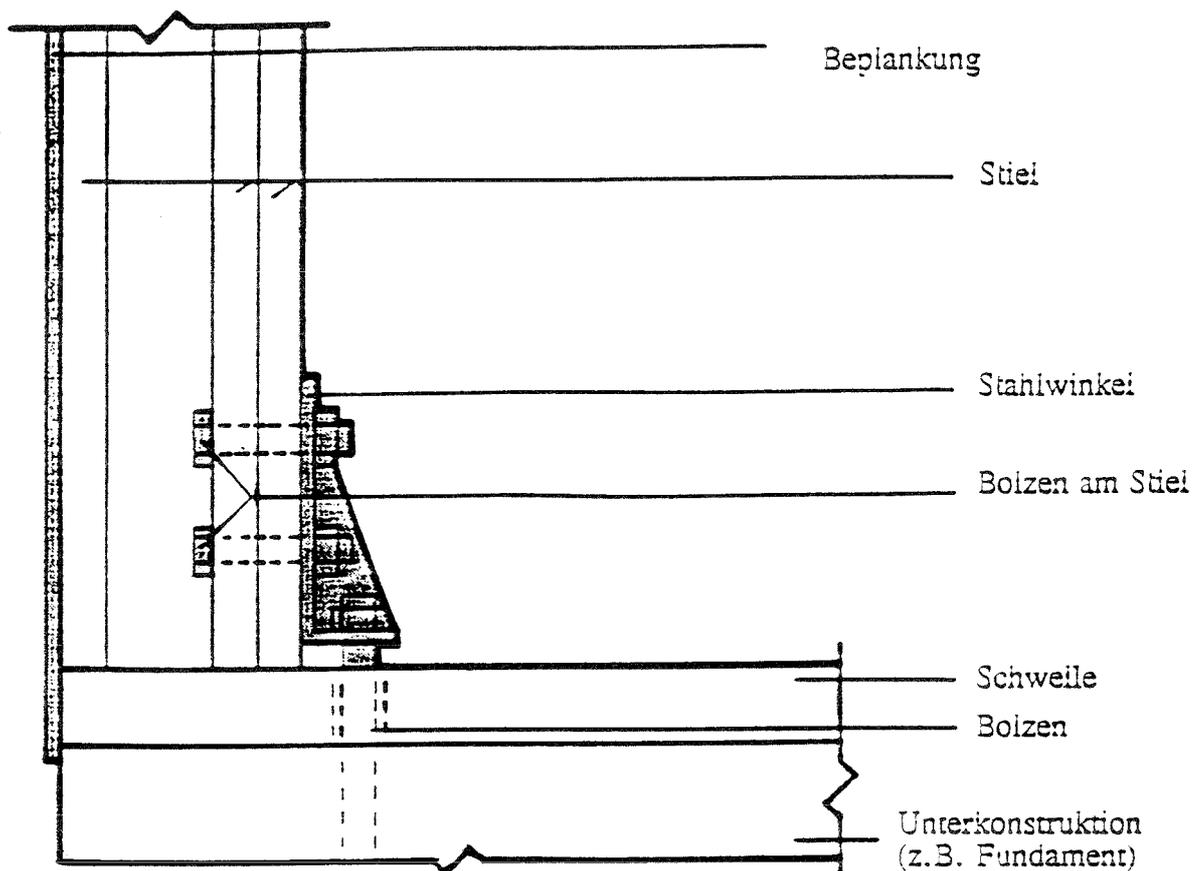


Abb. 6 Verankerung der Randstiele in Eckbereichen

Nach *Dolan* [54] bewirkt ein in den oberen Ecken des Holzrahmens bei kurzen Wänden ( $< 3$ -Raster) angebrachter kleiner Stahlwinkel eine zuverlässige Verbesserung der duktilen Eigenschaften (siehe Abb. 7). Dies erscheint einsichtig, da durch diesen Winkel das Rähmholz daran gehindert wird, sich vom Stiel zu lösen. Die somit erreichte erhöhte Kontinuität ermöglicht eine gleichmäßigere Verschiebung der Beplankung gegenüber dem Holzrahmen und damit eine Ver-

besserung der Verformungsbedingungen für die Verbindungsmittel. Die Stahlwinkel werden dabei rein konstruktiv mit Schrauben oder profilierten Nägeln (hoher Auszugswiderstand erforderlich) in den Ecken befestigt. Diese Maßnahme ist herstellungstechnisch kostengünstig und dürfte daher bei den Herstellern problemlos realisierbar sein. Die Wirksamkeit sollte allerdings unabhängig von den Untersuchungen von *Dolan* nachgewiesen werden.

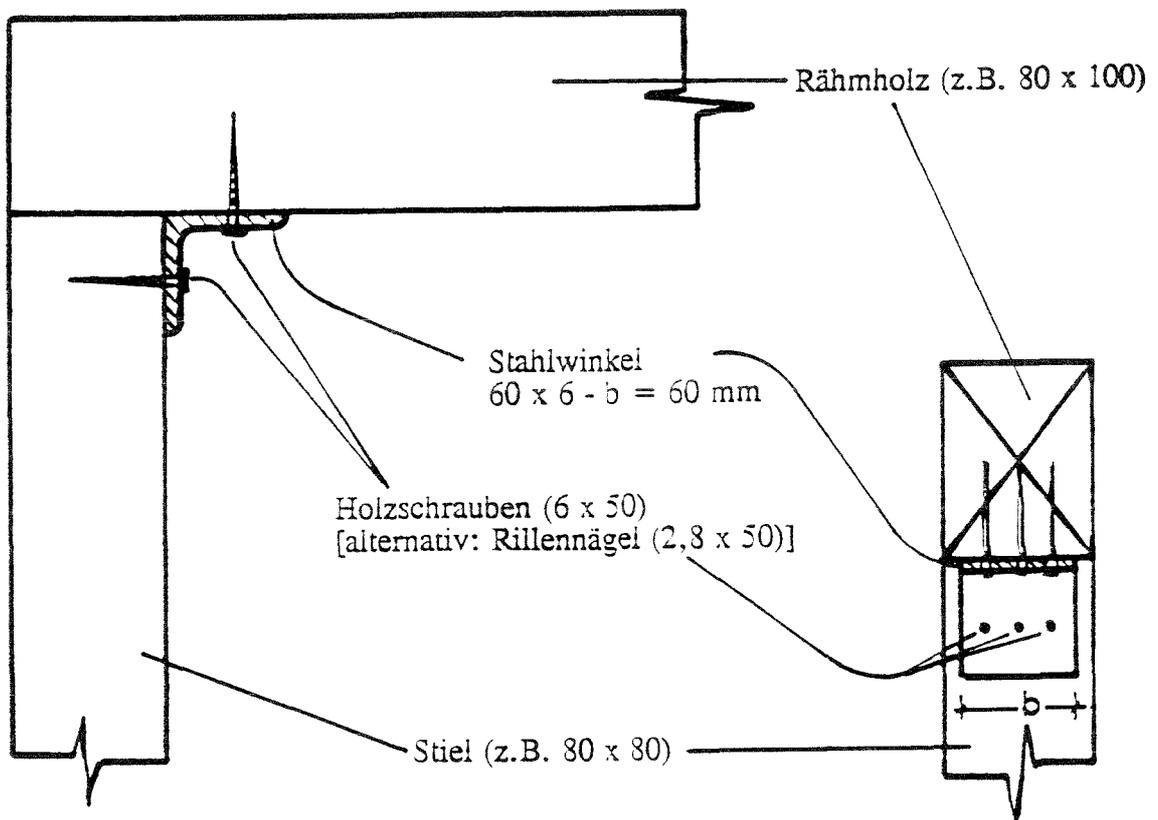


Abb. 7 Stahlwinkel

### 5.1.2 AMERIKANISCHE HOLZTAFEL-BAUWEISE

Bekannt unter dem Namen 'Timber Framing', gewinnt diese Bauweise immer größere Anteile am Markt in Mitteleuropa. Sie unterscheidet sich von der oben genannten Holztafelbauweise hauptsächlich in den Herstellungsprozessen bzw. dem Grad der Vorfertigung. Ferner wurden die in den USA und Kanada üblichen Standardisierungen und Ausführungsgegebenheiten an die mitteleuropäischen Verhältnisse adaptiert; das Lastabtragungssystem ist jedoch prinzipiell

das gleiche. Alle Maßnahmen, die in Kap. 5.1.1 erläutert werden, sind daher auch für diese Bauweise maßgebend. Sie richten sich mehr an den ausführenden Handwerker, da die Restriktionen aus einer Vorfertigung nicht existieren. Werden für Deckenbalken in Anlehnung an die amerikanischen oder skandinavischen Gewohnheiten sehr schlanke Querschnitte für die Deckenbalken verwendet, so ist auf die o.g. Ausklotzungen besonderer Wert zu legen.

In [16] werden für etliche Detail Ausführungs- und Planungshinweise gegeben, bei

deren Beachtung und sauberer Ausführung auf der Baustelle bereits ein sehr zuverlässiges Verhalten erwartet werden kann. Bezüglich der erhöhten Anforderungen an Verankerungen und konstruktiven Maßnahmen (z.B. Stahlwinkel in Abb. 7) wird auf Kap. 5.1.1 und [32] verwiesen.

### 5.1.3 BLOCKBAUWEISE

Der Anwendungsbereich für massive Blockbauten ist weitgehend auf den Wohnhausbereich und landwirtschaftliche Gebäude beschränkt. Diese eher traditionelle Bauweise nimmt in der Entwicklung des Holzbaus einen bestimmten Stellenwert ein, wurde aber durch andere Bauweisen (Tafelbau, Skelettbau) abgelöst und weiterentwickelt. Die heute bezüglich der damaligen Schwachpunkte (Luftdichtigkeit, Variabilität und Wärmedämmung) wesentlich verbesserten Konstruktionen weisen folgende Eigenschaften auf:

Die massive Bauweise bringt zunächst höhere Lasten mit sich, die in Bezug auf eine seismische Erregung ungünstig wirken. Es kann jedoch davon ausgegangen werden, daß die inneren Reibungsmechanismen sehr gut geeignet sind, die eingetragene Energie aus dem Untergrund zu dissipieren, obwohl abgesicherte statistische Auswertungen fehlen. Der Grund dafür liegt in der Tatsache, daß das Hauptverbreitungsgebiet der Blockbauweise kein Erdbebengebiet mit hoher seismischer Gefährdung ist. Bei neueren Bauwerken sind nur selten kritische dynamische Systeme zu finden. Die Verbindung der Bohlen untereinander (Verzahnung) und die Verkämmung in Wandstößen (Verblattung/Verkämmung) der Scheiben führen jedoch zu einer guten Redundanz in Bezug auf zyklische Lasten, solange kon-

struktiv sichernde Haltungen vorhanden sind. Ein wichtiges Detail bildet der Anschluß der Decken an die Blockwände. Die Einbindung der Deckenscheibe in die Wand muß so ausgeführt werden, daß die Schubkräfte aus der Deckenscheibe zuverlässig weitergeleitet werden können.

## 5.2 RAHMEN TRAGWERKE

Mit Rahmentragwerken sind Strukturen gemeint, deren Aussteifungssystem auf biegesteifen Anschlüssen der Bauteile untereinander beruht, bzw. eingespannte Stützen die Horizontallasten aufnehmen. Der Anwendungsbereich schließt somit in dieser Form auch Zweckbauten und große Strukturen mit ein.

### 5.2.1 RAHMENSTRUKTUREN

Wichtigster Punkt bei diesen Bauwerken ist die Verwendung mechanischer Verbindungsmittel zur Übertragung der Momente z.B. zwischen Stütze und Riegel oder in geknickten Rahmentragwerken. Dübel und Paßbolzenverbindungen sowohl bei Holz/Holz- als auch bei Stahlblech/Holz-Verbindungen haben sich diesbezüglich bei richtiger Detailausbildung bewährt. Keilgezinkte und damit geleimte Verbindungen werden von den spröden Bruchmechanismen des Werkstoffes Holz unter Zug geprägt und haben nur sehr beschränkte Möglichkeiten der hysteretischen Energiedissipation. Entsprechende Vorgaben bezüglich der anwendbaren  $q$ -Faktoren sind im aktuellen Entwurf für den Eurocode 8 [4] bereits berücksichtigt (siehe Anhang A).

Über die duktilen und dissipativen Eigenschaften von Dübelverbindungen in Rahmenecken existieren eine Reihe von ausführ-

lichen Veröffentlichungen von *Ceccotti* über Versuche, Berechnungsmodelle und Normungsvorschläge [40-45]. Dabei wurde die sehr gute Eignung dieser Tragsysteme bei korrekter Planung nachgewiesen. Entsprechende Kriterien für den Einfluß der Duktilität der Verbindung auf das Gesamtverhalten von Rahmentragwerken beziehen sich auch auf Detaillierungshinweise (geeignete Dübel-durchmesser  $< 12$  mm).

Bei Bauwerken mit großen Spannweiten und stark belasteten Systemen (Sporthallen, Industrieanlagen mit Kranbahnen oder Fördereinrichtung) werden z.T. beträchtliche Leimbinderquerschnitte notwendig. Damit ist ein im Vergleich zu den Querschnitten kleinerer Bauwerke großes absolutes Maß an Schwind- und Schwell-Volumenänderungen aufgrund von Feuchteänderungen verbunden. Werden die Verbindungen nicht unter diesem Aspekt bemessen, detailliert, kontrolliert und gewartet (evtl. Nachziehen), kann es zu lokalen Schwachpunkten kommen, die zwar unter 'normalen' Lasten tolerierbar sein mögen, aus Sicht der Erdbebenbemessung jedoch zu einem gänzlich anderen als dem vorgesehenen Verhalten führen können. Die Nachgiebigkeit der Verbindung spielt gerade in Bezug auf die dissipativen Fähigkeiten eine entscheidende Rolle, da sich Dämpfung und Eigenfrequenzen ändern.

Bei diesen Strukturen sind die Einflüsse aus den nichttragenden Elementen wie Innenausbau, Fassaden und Dachdeckungen besonders wichtig, da deren Verformungsgrenzen stark von den Werten der Hauptkonstruktion abweichen können. Dies kann zu einer zusätzlichen Änderung der dynamischen Kennwerte während der Beanspruchung führen. Bewegungen, die die nichttragenden Elemente vor eventuellen Schäden bewahren sollen, sind bauphysikalisch u.U. problematisch und

müssen auf die dynamische Beanspruchung ausgelegt sein.

Aufgrund der zum Teil komplexen Bauverfahren bei großen Bauwerken, sind Bauzustände eventuell kritisch zu betrachten. Es gab Fälle in Griechenland, bei denen ein leichtes Erdbeben während der Bauphase zu großen Schäden führte, da die zur Dissipation der eingetragenen Energien vorgesehenen Konstruktionsteile oder Mechanismen noch nicht zum Einsatz kommen konnten. Eine diesbezügliche Planung bei der Errichtung der Bauwerke scheint auch wegen anderer Lastfälle (Fahrzeuganprall, Wind) unerlässlich.

Für Hallentragwerke werden in den beiden Hauptrichtungen häufig völlig unterschiedliche Aussteifungssysteme gewählt. Zum Beispiel werden die tragenden Rahmen und Bögen in der Richtung senkrecht zu den Rahmen häufig mit Hilfe von Stahldiagonalen ausgesteift, deren Verhalten und Eigenschaften einschließlich der Anschluß-Situationen von dem der Rahmen stark abweichen können. Für diese Fälle ist es sinnvoll (und nach dem Entwurf für den Eurocode 8 auch erforderlich bzw. möglich), für beide Richtungen mit unterschiedlichen  $q$ -Faktoren zu kalkulieren. Da sich die  $q$ -Faktoren nur auf der Lastseite auswirken, kann selbst bei einer räumlichen Modellbildung ein Unterschied in den Eigenschaften der beiden Hauptrichtungen berücksichtigt werden. Bei den erwähnten Aussteifungen über Diagonalen ist besonderes Augenmerk auf die Führung der Stahldiagonalen zu richten. Mechanische (Feder-)Schockabsorber und andere zusätzliche Einbauten haben sich sehr gut bewährt. Die Abstimmung der Federkonstante und der zu dissipierenden Energie erfordert allerdings fundierte Kenntnisse bei der dynamischen Modellierung des Tragwerks.

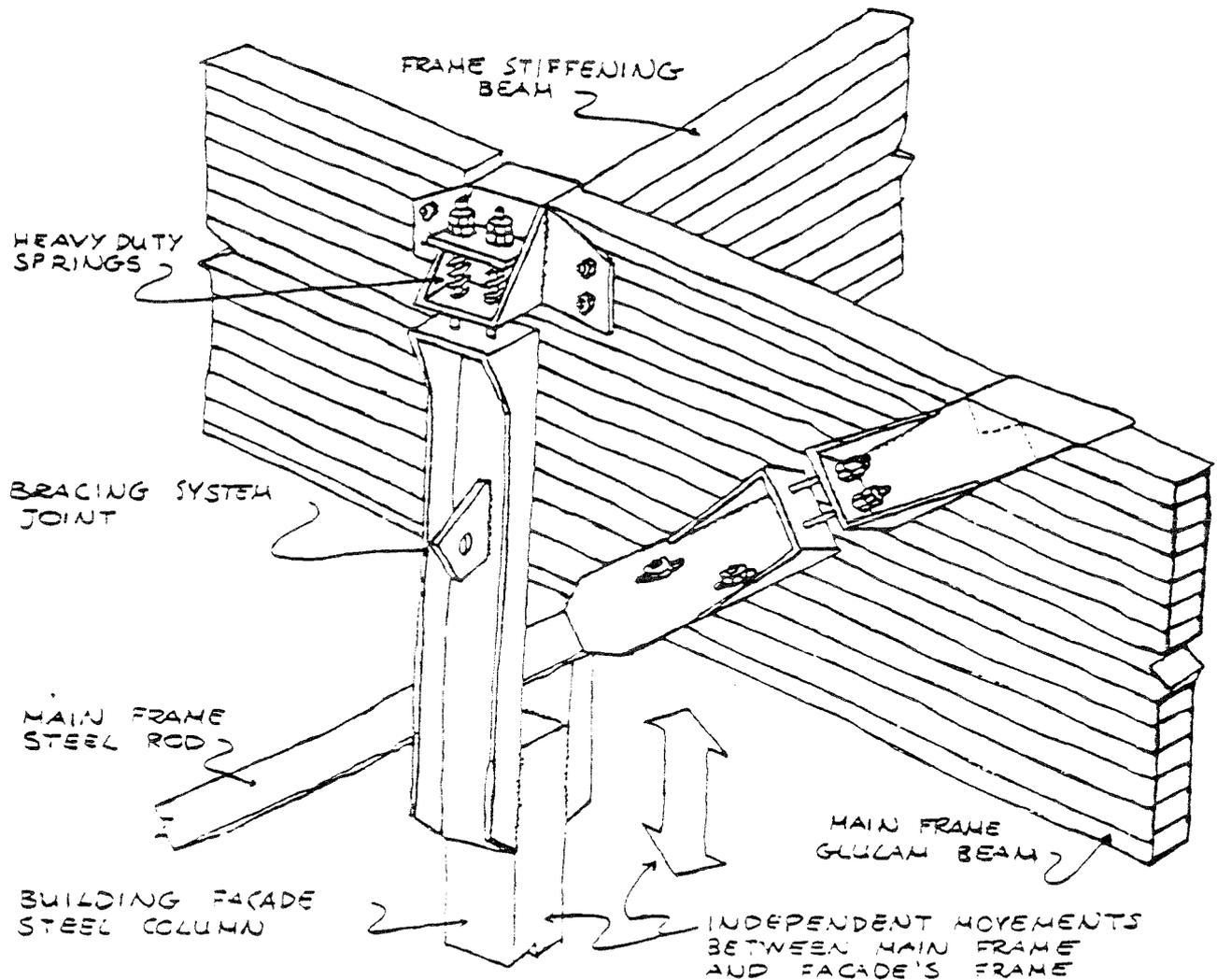


Abb. 8 Schock-Absorber bei Aussteifung über Diagonalen nach [85]

### 5.2.2 SKELETTBAUWEISE

Der Begriff der Skelettbauweise beinhaltet im Fachjargon eine Gruppe von Bauweisen, deren Merkmal es ist, die Lasten (aus allen Richtungen und Ursachen) in wenigen in der Regel stabförmigen Bauteilen abzuleiten. Für die Modellierung hat dies den Vorteil, daß die Annahme der in den Deckenscheiben konzentrierten Massen wesentlich besser zutrifft als bei anderen Systemen, bei denen die Massen über die gesamte Gebäudehöhe verschmiert sind. Werden dabei die gleichen biegesteifen Verbindungen zur Aussteifung gewählt wie in Kap. 5.2.1 (Rahmenstrukturen), so sind o.g. Kriterien gültig. Handelt es sich jedoch um eine Skelettkonstruktion im Sinne der 'Post and Beam'-Bauweise aus dem überseeischen Raum, so ist zu berücksichtigen, daß eine ausreichende Lagesicherung der übereinanderliegenden Bauteile ein

Versagen aufgrund von großen Systemänderungen und/oder Instabilitäten verhindern. Die Aussteifung erfolgt häufig mit den gleichen Systemen wie bei anderen Bauweisen. Für aussteifende Wände, die auf der Verbindung von Holzwerkstoffplatten an Holzbauteilen (Stiele, Stützen, Rähm- und Schwellhölzer usw.) beruhen wurden in Kap. 5.1.1 bereits ausführliche Hinweise gegeben. Werden Stahldiagonalen und ähnliche Auskreuzungen verwendet, ist außer der korrekten Einordnung der Typklassen nach [4] auf einen Anschluß der Stahlbauteile (Rund-, Flach-, Profilstahl) zu achten, der in der Lage ist, auch unter sich aus anderen Teilen der Struktur ergebenden eventuell größeren Verformungen die Kräfte zuverlässig weiterzuleiten. Für aussteifende Wände aus Mauerwerk oder anderen nicht holzbautechnisch erfaßten Materialien wird in Kap. 5.3.2 (Mischkonstruktionen) eingegangen.

## 5.3 FACHWERKSYSTEME

### 5.3.1 MODERNE FACHWERKSYSTEME

Außer bei Brückenbauwerken, für die eigene Regelwerke zur Bemessung auf Erdbebenlasten existieren (daher hier keine Betrachtung), werden große Fachwerk-Systeme hauptsächlich für Dachbinder von Hallentragwerken verwendet. Bei diesen Systemen erscheint es nicht sinnvoll, in dem Bauteil 'Binder' dissipative Mechanismen vorzusehen, um ein sicheres Verhalten unter Erdbebenlasten zu gewährleisten. Daher sollten die Binder auf jedenfall auf ein linear-elastisches Verhalten bemessen werden ( $q = 1,0$ ).

Im weitesten Sinne unter Fachwerkssystemen sind auch rein auf Zug oder Druck beanspruchte Strukturen wie Netzwerke zu verstehen. Sie zeigen jedoch die weitgehend spröden Eigenschaften des Werkstoffes Holz. Bei deren Betrachtung unter dynamischen Lasten werden in der Regel bereits aus dem Lastfall Wind eingehende Betrachtungen der dynamischen Eigenschaften notwendig. Die mechanischen Zusammenhänge ergeben sich daher eher aus der Membran- bzw Schalentheorie. Für Holz-Tragwerke dieser Art ist eine Nutzung der postelastischen Reserven des Baustoffes und der Verbindungen nicht sinnvoll, da die Verformungen aus der linearen Bemessung bereits beträchtlich sind.

### 5.3.2 MISCHKONSTRUKTIONEN

In diesem Kapitel werden Strukturen kurz umrissen, bei denen ein Teil der tragenden Funktion nicht von Holz- oder Holzwerkstoffen übernommen wird. Beispielsweise gibt es

Skelettkonstruktionen, bei denen die Aussteifung von Mauerwerksscheiben gebildet wird. Andererseits gibt es auch Strukturen wo zusätzlich zu der vertikal tragenden Struktur und einer existierenden Aussteifung der Einfluß der nichttragenden Holzständerwände als Scheibe nicht vernachlässigt werden sollte. Darunter fallen auch historische, traditionelle Fachwerkbauten mit und ohne tragende Ausfachungen. Eine modellhafte Betrachtung eines historischen Gebäudes findet sich in [69]. An dieser Stelle sind aufgrund der Vielzahl der Varianten keine allgemein gültigen Aussagen möglich. Die vorgefundene (eventuell historische) Struktur muß auf deren Lastabtragungswege für horizontale Lasten untersucht werden. Ferner ist eine Betrachtung der möglichen Reibungsmechanismen in der tragenden Struktur notwendig. Dabei ist darauf zu achten, daß bei der Weiterleitung von einem Bauteil (z. B. Dachscheibe) in das andere (z.B. Wand) die Verbindungen so gestaltet werden müssen, daß sie die dissipativen Mechanismen in anderen Teilen der Struktur aufrecht erhalten können.

Mauerwerksbauten mit Holzbalkendecken bilden einen großen Teil von kleineren Gebäuden. In [14] sind beispielsweise Maßnahmen an Holzbalkendecken zur Sicherung der Scheibenwirkung beim Anschluß an massive Wände ( $\ast$ ) sowie Verankerungsdetails zur Sicherung von Dachziegeln beschrieben. In Abb. 8 sind Details (vorwiegend sichernde Funktion) aus [14] dargestellt, die den richtigen Anschluß von Holzbauteilen an eine Stahlbeton- bzw. Mauerwerkskonstruktion veranschaulichen. Für ein erdbebengerechtes Detaillieren wird der direkte Anschluß an Mauerwerk allerdings wegen dessen spröden Verhaltens vermieden.

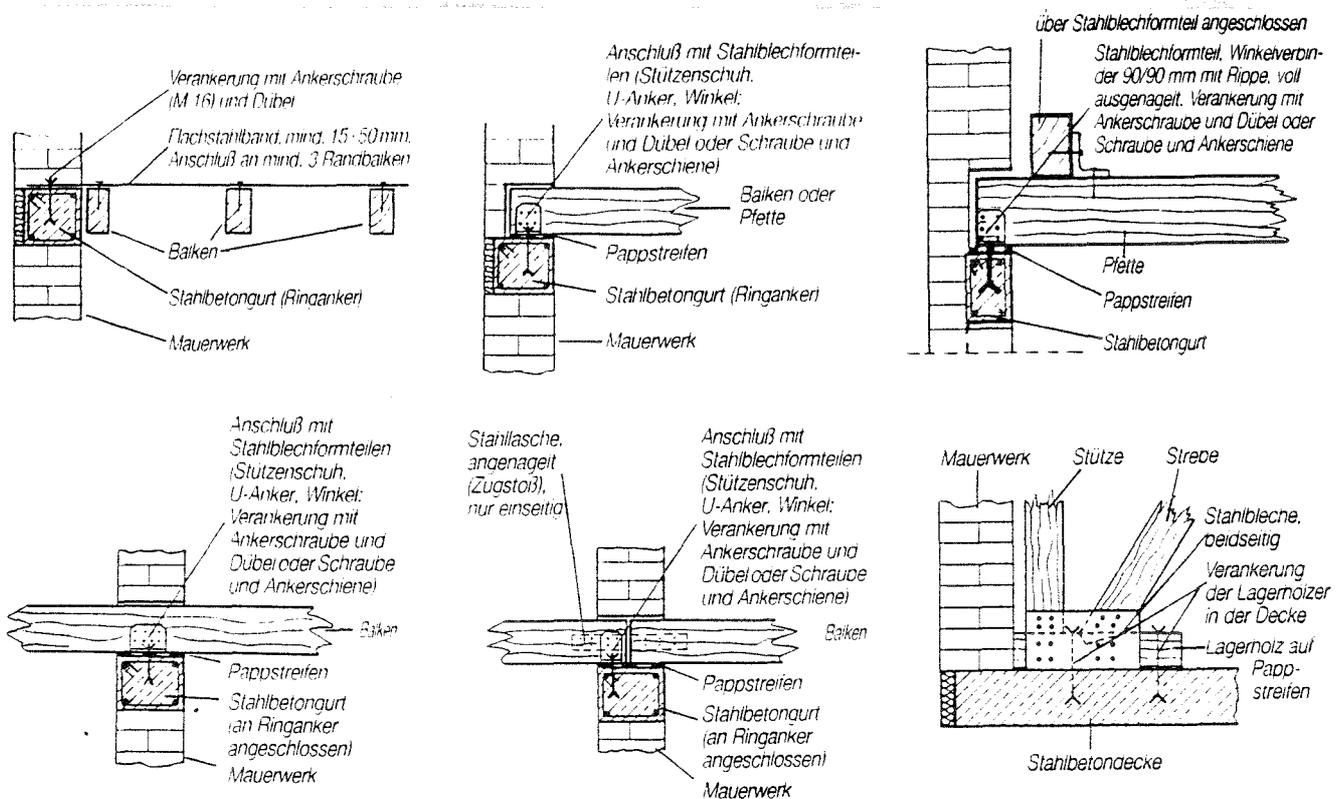


Abb. 9 Anschluß von Holzbauteilen an Massivbauteile nach [14]

#### 5.4 TABELLARISCHE ÜBERSICHT

In der Tab. 2 sind keine konkreten q-Werte enthalten, da die rechnerischen Hintergrunddaten nicht geliefert werden können. Grobe Einstufung und Bewertung der Eigenschaften unter Erdbebenlasten.

- innere Reibungsmechanismen: Mit diesem Kriterium sind die potenziellen Dämpfungsmöglichkeiten der Bauweise gemeint. Tritt Reibung nur an den Stellen auf, an denen die Verbindungsmittel für Zähigkeit sorgen oder existieren allgemein in der Bauweise große Reibungsmechanismen (z.B. Blockbau)
- ausgeprägt duktile Zonen: Werden in der Struktur bestimmte Zonen zu dissipativen Zonen erklärt, setzt dies voraus, daß die hysteretische Dissipation aufgrund der postelastischen Verformungskapazität der Zone ausreicht, um

die für diesen q-Faktor geforderten Anforderungen zu erfüllen.

- Redundanz für die vertikalen Lasten: Unabhängig von der Beanspruchung der Struktur durch die Horizontallasten aus dem Erdbeben muß weiterhin gewährleistet sein, daß die Vertikallasten aufgenommen werden können. Es geht dabei um die Unabhängigkeit der horizontalen Aussteifung vom vertikalen Tragsystem (z.B. Instabilitäten).
- Massenbetrachtung: Eine Betrachtung der aufgrund der Bauweise und deren Anwendungsbereich üblichen Massenbelegung der Bauwerke spielt für die dynamischen Eigenschaften eine wichtige Rolle.
- kritische Details: Welche Bereiche der Struktur sind anfällig, welche Entwurfs-Kriterien sind zu beachten und auf welche Details sollte bei Ausführung und Kontrolle geachtet werden.

	Tafelbauweise	Timber framing	Blockbauweise	Rahmenstrukturen	Skelettbauweise	Fachwerk-Systeme	Mischkonstruktionen
Innere Reibungsmechanismen	gut	gut	sehr gut	wenig	wenig	je nach System	gut bis sehr gut
Ausgeprägt duktile Zonen	Verbindung zw. Beplankung und Holzrahmen	Verbindung zw. Beplankung und Holzrahmen	wenig	Rahmenecken Fundamentanschl. Aussteifung	Rahmenecken Aussteifung	Fachwerkknoten	je nach System
Redundanz für die Vertikallasten	sehr gut	sehr gut	gut	ungünstig	ausgeglichen	je nach System	je nach System
übliche Massenbelegung	ausgeglichen verschmiert	ausgeglichen verschmiert	ungünstig verschmiert	nutzungsabhängig meist konzentriert	ausgeglichen konzentriert	sehr nutzungsabhängig	ausgeglichen verschmiert
kritische Details	Verankerung Anchl. Wand/Wand Anchl. Wand/Decke	Verankerung Anchl. Wand/Wand Anchl. Wand/Decke	Anchl. Wand/Decke	Aussteifungen	Lagesicherung Aussteifungen	Auflager	je nach System
Gesamtbewertung	sehr gut	sehr gut	gut	bedingt gut	je nach System	je nach System	je nach System

Tab. 2 Bauweisen im Vergleich

## 6 ZUSAMMENFASSUNG UND AUSBLICK

Es werden allgemeine Kriterien und Details aus dem Bereich des konstruktiven Holzhausbaues vorgestellt, deren Bedeutung erst unter dem Gesichtspunkt der seismischen Beanspruchung relevant werden.

Aufgrund der vorliegenden Gegenüberstellung wird deutlich, daß der gesamte Prozeß des erdbebengerechten Bauens eine Teamarbeit voraussetzt. Angefangen bei einer erdbebengerechten Planungs- und Entwurfsphase im Aufgabenbereich des Architekten, über eine erdbebengerechte Konstruktion, Klassifikation und Bemessung des Ingenieurs und schließlich einer erdbebengerechten Ausführung der Baufirmen entsteht vor allem die Notwendigkeit permanenten gegenseitigen

Informationsaustausches und der Kontrolle des Produktes.

Da die Bauweisen sich auch in Bezug auf Zielgruppen und Anwendungsbereich stark unterscheiden, kann eine übersichtliche Einarbeitung der jeweiligen Charakteristiken nur erfolgen, wenn von Seiten der Fachleute eine anwendbare Information bereitgestellt wird. Der Forschungsschwerpunkt der folgenden Zeit muß daher auf einer geschickten Verbesserung der Details unter dem Aspekt der Erdbebensicherheit liegen. Dazu gehört selbstverständlich die Evaluierung der Grenze, bei der nicht mehr mit rein konstruktiven Maßnahmen zuverlässig die Sicherheit gewährleistet werden kann.

*Normen, Richtlinien, Vorschriften:*

*Europäische Normen im Rahmen der Harmonisierung:*

- [1] **"Eurocode 1 Gemeinsame einheitliche Regeln für verschiedene Bauarten und Baustoffe"**  
Kommission der Europäischen Gemeinschaften  
Ausgabe 1984
- [2] **"Eurocode 5 Gemeinsame einheitliche Regeln für Holzbauwerke"**  
Kommission der Europäischen Gemeinschaften  
Ausgabe 1988
- [3] **"Eurocode 8 Bauten in Erdbebengebieten - Entwurf und Bemessung - Teil 1: Allgemeines und Gebäude"**  
Kommission der Europäischen Gemeinschaften  
Ausgabe Mai 1988
- [4] **"Eurocode 8 Bauten in Erdbebengebieten - Entwurf und Bemessung - Teil 1.3 Kap. 5 Besondere Regeln für Holzbauwerke"**  
Kommission der Europäischen Gemeinschaften  
Entwurf Juni 1993

*Deutsche Normen:*

- [5] **"DIN 1052 Holzbauwerke"**  
Fassung 1988
- [6] **"DIN 4149 - Bauten in deutschen Erdbebengebieten"**  
Ausgabe 4/1981  
**"Beiblatt zu DIN 4149: Erdbebenzonen"**  
Ausgabe 4/1981

*Amerikanische Normen:*

- [7] **"UBC Standards 1991 Edition"**  
International Conference of Building Officials
- [8] **"Recommended lateral force requirements and tentative commentary"**  
Seismology Committee, Structural Engineers Association of California (SEAOC)  
San Francisco, 1988 (+ 1990)
- [9] **"A standard for testing sheathing materials for resistance to racking"**  
Federal Housing Administration, Technical Circular Nr. 12, October 1949

*Neuseeländische Normen:*

- [10]     **"Code of practice for timber design"**  
NZN 3603:1981  
Standards Association of New Zealand
- [11]     **"Code of practice for light timber frame buildings not requiring specific design"**  
NZN 3604:1984  
Standards Association of New Zealand
- [12]     **"Specification for strength properties and design methods for construction plywood"**  
NZN 3615:1981  
Standards Association of New Zealand
- [13]     **"Code of practice for general structural design and design loadings for buildings"**  
NZN 4203:1984  
Standards Association of New Zealand

*Empfehlungen und Anwendungsregeln:*

- [14]     **"Erdbebensicher Bauen"**  
Referat Bautechnik des Innenministeriums Baden-Württemberg  
2. Auflage, Dezember 1988
- [15]     **"Timber use manual"**  
New Zealand Timber Industry Federation, Wellington, 1989
- [16]     **"Holzrahmenbau"**  
Bund Deutscher Zimmermeister, Karlsruhe 1985
- [17]     **"Plywood diaphragm construction"**  
American Plywood Association, Tacoma, Washington 1970
- [18]     **"Design/Construction Guide, Residential and Commercial"**  
American Plywood Association, Tacoma, Washington 1987
- [19]     **"Recommended provisions for the development of seismic regulations for new buildings"**  
National Earthquake Hazards Reduction Program (NEHRP)  
Federal Emergency Management Agency, Edition 1985 + 1988
- [20]     **"Timber frame construction - a guide to platform frame"**  
Council of Forest Industries of British Columbia  
Vancouver, 1982
- [21]     **"Plywood handbook"**  
Council of Forest Industries of British Columbia  
Vancouver, 1984
- [22]     **"Engineered buildings - material"**  
Reducing earthquake hazards: Lessons learned from earthquakes  
EERI Publication 86-02

## *Proceedings von Konferenzen:*

- [23] **"Structural Behaviour of Timber Constructions in Seismic Zones"**  
Proceedings of the workshop: Structural behaviour of timber constructions in seismic zones, Florence, Italy, May 1989 with papers from:  
P. G. Touliatos, A. Vignoli, C.K.A. Stieda, A. Ceccotti, H.J. Blaß, A.H. Buchanan, B. Zakic, Y. Lobel, I. Sakamoto, J.M. Leijten, P.G. Touliatos, E.S. Katsaragakis, S. Ohlsen, J. Srpcic, A. Vergne, R. Racher, S. Giordano, A. Buchanan, J.A. Dean, H.J. Larsen
- [24] **"Seismic considerations"**  
Proceedings of the sub-conference 16 of the International Timber Engineering Conference, London, 1991 with papers from:  
M. Yasamura, T. Murota, K. Gramatikov, P. Gavrilovich, J.D. Dolan, P. Touliatos, H.J. Blaß, A. Bargone, R. Roccati, Y. Kataoka, D.H. Brown, S. Zdravkovic
- [25] **"Full-scale behaviour of wood-framed buildings"**  
Pre-proceedings of the workshop held at  
Building research establishment jointly with RILEM TC 109 TSA, 8/1991
- [26] **"Redrafting Eurocode 8, Part 1.3, Chapter 5"**  
Minutes of the 1<sup>st</sup> meeting of the subpanel PT1B, Lugnorre, Switzerland, August 1992, unveröffentlicht  
K. Becker, A. Ceccotti, H. Charlier, P. Haller, K. Hollinsky, E. Katsaragakis, H. Larsen, J. Natterer, H. Zeitter, E. Zeller
- [27] **"Redrafting Eurocode 8, Part 1.3, Chapter 5"**  
Minutes of the 2<sup>nd</sup> meeting of the subpanel PT1B, Lausanne, Switzerland, May 1993, unveröffentlicht  
K. Becker, A. Ceccotti, H. Charlier, H. Zeitter

## *Alphabetisch nach Autoren:*

- [28] **"Plywood shear walls"**  
N.R. Adams  
American Plywood Association Laboratory Report 105, February 1976
- [29] **"Ultimate strength of structural waferboard and particleboard diaphragms"**  
G.H. Atherton  
Forest Research Laboratory, Oregon State University, Corvallis, 1982
- [30] **"Timber Designers Manual"**  
J.A. Baird, E.C. Ozelton  
Granda Publishing Limited, Second Edition, 1984
- [31] **"Holzbau: Theoretische und experimentelle Untersuchungen für die Anwendung des Eurocode 8"**  
K. Becker, H. Zeitter  
Forschungsbericht der Technischen Hochschule Darmstadt im Auftrag des BMBau, 1992
- [32] **"Umfrage bei den Fertighausherstellern nach Regelausführungen im Holzhausbau"**  
K. Becker, H. Zeitter  
TH Darmstadt, 1990, unveröffentlicht

- [33] **"Erdbebenaussteifung von mehrgeschossigen Holzskelettbauten"**  
H.J. Blaß  
Bautechnik 67, 1990
- [34] **"Grundlagen der Bemessung von Holzbauwerken nach dem Eurocode 5 Teil 1 - Vergleich mit DIN 1052"**  
H.J. Blaß, J. Ehlbeck, H. Werner  
Betonkalender 1992, Verlag Ernst & Sohn, Berlin 1992
- [35] **"Practical design of timber structures to resist earthquakes"**  
A. Buchanan, J.A. Dean  
Background documents Eurocode 8
- [36] **"Earthquake resistance of timber buildings in New Zealand"**  
A.H. Buchanan  
Proceedings of the workshop: Structural behaviour of timber constructions in seismic zones, Florence, Italy, May 1989
- [37] **"Wood properties and seismic design of timber structures"**  
A.H. Buchanan  
Proceedings of the Pacific Timber Engineering Conference, Auckland, New Zealand, May 1984
- [38] **"Seismic design of wood structures"**  
A.H. Buchanan, J.A. Dean, B.L. Deam  
Wood Design Focus, Vol. 1, No. 4, Winter 1990
- [39] **"Bibliography on wood and plywood diaphragms"**  
J.M. Carney  
Journal of Structural Engineering, Vol. 101, No. ST11, November 1975
- [40] **"On the evaluation of the 'seismic behaviour factor' value of engineered timber structures: an italian experience"**  
A. Ceccotti  
Proceedings of the workshop: Structural behaviour of timber constructions in seismic zones, Florence, Italy, May 1989
- [41] **"The effects of seismic events on the behaviour of semirigid-joint timber structures"**  
A. Ceccotti  
Proceedings of the International Timber Engineering Conference, Seattle, 1988
- [42] **"Specific rules for timber structures"**  
A. Ceccotti, H.J. Larsen  
Background documents Eurocode 8
- [43] **"Eurocode 8 Chapter 1.3.5. Timber - Example of applications"**  
A. Ceccotti, H.J. Larsen  
Seminar on Eurocode 8, May 1988
- [44] **"Behaviour factor of timber structures in seismic zones"**  
A. Ceccotti, A. Vignoli  
CIB W 18 A, 1987 + 1988

- [45] **"On a better evaluation of the seismic behaviour factor of low dissipative timber structures"**  
A. Ceccotti, A. Vignoli  
CIB-W19A/23-15-5
- [46] **"Damping characteristics of sheathed wood diaphragms"**  
C.H. Cheung, R.Y. Itani  
Proceedings of the Pacific Timber Engineering Conference, Auckland, New Zealand, 1984
- [47] **"The structural performance of houses in earthquakes"**  
R.C. Cooney  
Bulletin of NZ National Society for Earthquake Engineering, Vol. 12, No. 3, 1979
- [48] **"Stabilität von Holzhäusern unter Horizontalbelastung"**  
E. Cziesielski  
bauen mit holz 84, Nr. 7, 1982
- [49] **"Full scale testing of 3-storey plywood shearwalls"**  
B.L. Deam, J.A. Dean, A.H. Buchanan  
Proceedings of the Conference of the Institute of Professional Engineers of New Zealand, 1992
- [50] **"The seismic strength of timber frame shearwalls sheathed with gibraltarboard"**  
J.A. Dean  
Research Report CE 87/7, Department of Civil Engineering, University of Canterbury, 1987
- [51] **"Reverse cyclic load tests on twelve timber seismic bracing frames"**  
J.A. Dean  
Research Report CE 87/3, Department of Civil Engineering, University of Canterbury, 1987
- [52] **"Seismic design loadings timber structures"**  
J.A. Dean, A.H. Buchanan  
Proceedings of the Pacific Conference on Earthquake Engineering, Wairakei, August 1987
- [53] **"Earthquake resistance of timber structures"**  
J.A. Dean, B.L. Deam, A.H. Buchanan  
Proceedings of the Conference of the Institute of Professional Engineers of New Zealand, 1989
- [54] **"The dynamic response of timber shear walls"**  
J.D. Dolan  
PhD Thesis, University of British Columbia, Canada, October 1989
- [55] **"Timber sheathed walls for wind and earthquake resistance"**  
D.J. Dowrick  
NZ Journal of Timber Constructions 2(4)
- [56] **"Timber sheathed walls for wind and earthquake resistance"**  
D.J. Dowrick, P.C. Smith  
Bulletin of NZ National Society of Earthquake Engineering, Vol. 19, No. 2, June 1986

- [57] **"Dynamische Beanspruchung von Holz und Holzkonstruktionen"**  
J. Ehlbeck, P. Belchior-Gaspard  
Literatursammlung und -auswertung der Uni Karlsruhe, 1989
- [58] **"Experimental and theoretical study of the behaviour of wood diaphragms"**  
R.H. Falk, Y. Itani  
PhD Thesis, Washington State University, Pullmann 1986
- [59] **"Dynamics characteristics of full scale wood diaphragms"**  
R.H. Falk, Y. Itani  
3rd Specialty Conference on Dynamics of ASCE, 1986
- [60] **"Wood diaphragms: performance requirements and analytical modeling"**  
R.H. Falk, R.C. Moody  
ASCE-Congress, New York, 1989
- [61] **"Seismic design spectra for friction-damped diaphragms"**  
A. Filiatrault, S. Cherry  
Journal of Structural Engineering, Vol. 116, No. 5, May 1990
- [62] **"Seismic design spectra for friction-damped structures"**  
A. Filiatrault, S. Cherry  
Journal of Engineering Mechanics, Vol. 116, No. 5, May 1990
- [63] **"Lateral nail resistance for ten common sheathing materials"**  
D.S. Gromala  
Forest Products Journal, Vol. 35, Nr. 9, September 1984
- [64] **"Wood-framed shear walls with uplifting"**  
A. Gupta, G. Kuo  
Journal of Structural Engineering, Vol. 113, No. 2, February 1987
- [65] **"Single- and double-sheathed wood shear wall study"**  
M. Gutkowski, A.L. Castillo  
Journal of Structural Engineering, Vol. 114, No. 6, June 1988
- [66] **"Verankerung schubbeanspruchter Wandscheiben aus Holz und Holzwerkstoffen nach Versuchen"**  
D. Henrici  
Die Bautechnik 58, 1981
- [67] **"Das Trag- und Verformungsverhalten von Wandscheiben aus Holz und Holzwerkstoffen unter Schubbeanspruchung"**  
D. Henrici, M. Kufner, I. Müller  
Auftrags-Nr. 78/5, Forschungsbericht Nr. 79501 EGH, 1980
- [68] **"Windaussteifung von Wandkonstruktionen im Holzskelettbau mit Plattenwerkstoffen"**  
B. Källsner  
bauen mit holz 85, Nr. 6, 1983
- [69] **"The restauration study of a traditionally built upper-class house in Athens"**  
E. Lazouras, E. Tsakanika  
Diploma Thesis, National Technical University of Athens, Greece, 1988

- [70] **"Requirements for stiffness and ductility of timber joints"**  
 J.M. Leijten  
 Proceedings of the workshop: Structural behaviour of timber constructions in seismic zones, Florence, Italy, May 1989
- [71] **"Performance of wood construction in disaster areas"**  
 J.A. Liska, B. Bohannan  
 Journal of the Structural Division, Proceedings of the ASCE, Vol. 99, No. ST 12, December 1973
- [72] **"Energy absorption of structures under cyclic loading"**  
 K. Medearis  
 Journal of the Structural Division, Proceedings of the ASCE, February 1964
- [73] **"An investigation of the structural damping characteristics of composite wood structures subjected to cyclic loading"**  
 K. Medearis  
 PhD Thesis, Stafford University, 1962
- [74] **"Earthquake response of low-rise timber buildings"**  
 P. Moss, A. Carr  
 Background documents Eurocode 8
- [75] **"Seismic performance of moment-resisting joints in timber frames"**  
 P.J. Moss  
 Proceedings of the Pacific Timber Engineering Conference, Auckland, New Zealand, 1984
- [76] **"Seismic performance of a multistoried timber frame having moment-resisting nailed joints"**  
 P.J. Moss  
 Proceedings of the International Timber Engineering Conference, London, 1991
- [77] **"Lateral-torsional response of low rise timber buildings"**  
 T.R. Naik, S.K. Kaliszky, L.A. Soltis  
 Proceedings of the 8th World Conference on Earthquake Engineering, 1984
- [78] **"Experimental study on behaviour of wooden frames with bearing walls subjected to horizontal load"**  
 Y. Ohashi, I. Sakamoto  
 Proceedings of the 9th World Conference on Earthquake Engineering, 1988
- [79] **"Finite element analysis of wood stud walls"**  
 A. Polensek  
 Journal of the Structural Division, Proceedings of the ASCE, Vol. 102, No. ST7, July 1976
- [80] **"Stability and dynamics of shear wall frame structures"**  
 R. Rosman  
 Building science 9, No. 9, 1974
- [81] **"Study on evaluation of aseismic performance of neoconventional wooden frame structures assembled by using highly ductile connection fittings"**  
 K. Sadakata  
 Proceeding of the International Timber Engineering Conference, Seattle, 1988

- [82] **"Seismic design of timber buildings in Japan - from traditional architecture to modern structures"**  
I. Sakamoto  
Proceedings of the workshop: Structural behaviour of timber constructions in seismic zones, Florence, Italy, May 1989
- [83] **"Low-rise timber buildings subjected to seismic, wind and snow loads"**  
L.A. Soltis  
Journal of Structural Engineering, Vol. 110, No. 4, April 1984  
**Discussion of 'Low-rise timber buildings subjected to seismic, wind and snow loads'**  
S. Somayaji  
Journal of Structural Engineering, Vol. 111, No. 5, May 1985
- [84] **"The seismic design of plywood sheathed shearwalls"**  
W.G. Stewart  
PhD Thesis, Department of Civil Engineering, University of Canterbury, New Zealand, 1987
- [85] **On the Greek experience concerning the structural behaviour of timber construction in seismic zones"**  
P.G. Touliatos, E.P. Tsakanika, P.G. Carydis  
Proceedings of the Workshop held at Building Research Establishment Watford, UK jointly with RILEM TC 109 TSA, 1991
- [86] **"Design methods for timber structures in seismic zones"**  
J.A. Webster  
Building research world wide, Oslo 1980  
Hrsg.: Norwegian Building Research Institute
- [87] **"Wood floors with nonlinear nail stiffness"**  
D.L. Wheat, M.D. Vanderbilt, J.R. Goodman  
Journal of Structural Engineering, Vol. 109, No. 5, May 1983
- [88] **"Seismic design of timber structures"**  
R. Williams  
NZ Journal of Timber Constructions, 2(3)
- [89] **"Beuth-Kommentare - Holzbauwerke - Eine ausführliche Erläuterung zu DIN 1052 Teil 1 bis Teil 3"**  
verschiedene Autoren  
1. Auflage, 1989

## **ANHANG**

Abdruck der Version des Kapitels 5 im Eurocode 8, Teil 1.3

Vorschlagsversion vom Juni 1993

Änderungen im Rahmen der Normungsarbeit vorbehalten

## Part 1.3

### BUILDINGS IN SEISMIC REGIONS

- SPECIFIC RULES FOR DIFFERENT MATERIALS AND ELEMENTS -

#### Chapter 5

### SPECIFIC RULES FOR TIMBER BUILDINGS

#### CONTENTS:

5	SPECIFIC RULES FOR TIMBER BUILDINGS
5.1	DEFINITIONS AND SYMBOLS
5.2	GENERAL
5.3	PROPERTIES OF MATERIALS AND DISSIPATIVE ZONES
5.4	STRUCTURAL TYPES AND BEHAVIOUR FACTORS
5.5	STRUCTURAL ANALYSIS
5.6	DESIGN CRITERIA AND DETAILING RULES
5.6.1	DESIGN CRITERIA
5.6.2	DETAILING RULES FOR CONNECTIONS
5.6.3	DETAILING RULES FOR HORIZONTAL DIAPHRAGMS
5.7	SAFETY VERIFICATIONS AND LIMITATIONS
5.8	LIMITATION OF DAMAGE
5.9	CONTROL OF DESIGN AND CONSTRUCTION

## 5. SPECIFIC RULES FOR TIMBER BUILDINGS

### 5.1 DEFINITIONS AND SYMBOLS

P(1) The following definitions and symbols are used in this chapter with the following meanings:

Dissipative structures: Structures, which are able to dissipate energy by ductile hysteretic behaviour and friction.

Dissipative zones: Determined parts of dissipative structures, where the dissipative properties are mainly located.

Static ductility: Ratio between the ultimate deformation and the deformation at the end of elastic behaviour evaluated in quasi-static, cyclic tests (see 5.4 P(4)).

Semi-rigid joints: Joints allowing significant loading deformation, the influence of which has to be considered in structural analysis according to Eurocode 5 (e.g. mechanical timber joints).

Rigid joints: Joints with insignificant loading deformation, which is negligible in structural analysis according to Eurocode 5 (e.g. glued solid timber joints).

Dowel-type joints: Joints with dowel-type mechanical fasteners (nails, staples, screws, dowels, bolts etc.) loaded perpendicular to their axis (activating embedding-resistance).

Carpenter joints: Joints, where loads are transferred by means of pressure areas and without mechanical fasteners (e.g. skew notch, tenon, half joint)

d: diameter (respectively equivalent diameter) of dowel-type fastener.

### 5.2 GENERAL

P(1) For the design of timber buildings Eurocode 5 applies. The following rules are additional to those given in Eurocode 5 with respect to seismic design.

P(2) Earthquake-resistant timber structures shall be designed according to one of the following concepts:

a) Concept of non-dissipative structural behaviour

b) Concept of dissipative structural behaviour

(3) When using concept a), the action effects - regardless of the structural type (see 5.4) - are calculated on the base of an elastic analysis without taking into account non-linear material-behaviour. When using the design response spectrum defined in Part 1.1, Clause 4.2.4 of Eurocode 8, the behaviour factor is taken as  $q = 1$ .

(4) When using concept b), the capability of parts of the structure (dissipative zones) to resist earthquake actions by moving out of the elastic range, is taken into account. When using the design response spectrum defined in Part 1.1, Clause 4.2.4 of Eurocode 8, the behaviour factor is taken as  $q > 1$ . The value of  $q$  depends on the structural type (see 5.4).

(5) Dissipative zones are mainly located in joints and connections with mechanical fasteners. The timber members themselves shall be regarded as behaving non-dissipative.

P(6) The properties of dissipative zones shall be determined by tests either on single joints, on whole structures or on parts thereof according to EN XXX<sup>1)</sup>. Provisions to avoid tests are given in 5.3 till 5.6.

### 5.3 PROPERTIES OF MATERIALS AND DISSIPATIVE ZONES

P(1) Chapter 3, 6 and 7 of Eurocode 5 apply. According to the properties of steel parts chapter 3 of Eurocode 3 applies.

P(2) When using the concept of dissipative structural behaviour, in dissipative zones the following provisions apply:

- a) Only materials and mechanical fasteners, which have an appropriate oligo-cyclic fatigue behaviour of the joint, are allowed.
- b) Large glued joints of the members are not allowed.
- c) Carpenter joints are only allowed with additional provisions - resulting from tests or given by the National Authorities - to provide dissipative mechanisms.

(3) A deemed-to-satisfy rule for P(2) is as follows: When tested to EN XXX (see footnote 1) ) joints shall be verified to have appropriate oligo-cyclic fatigue properties under large amplitudes to ensure a sufficient ductility according to their intended deformational mechanism and to justify the q-value assumed for analysis (see 5.4 P(4)).

P(4) Sheathing-material for bracing-purposes of diaphragms (horizontal and vertical) shall meet the following conditions:

- a) density shall be at least 650 kg/m<sup>3</sup> for particleboard-panels.
- b) plywood-sheathing shall be at least 9 mm thick.
- c) particleboard- and fibreboard-sheathing shall be at least 13 mm thick.

P(5) Steel-material for connections shall meet the following conditions:

- a) All connection-elements made of formed steel have to fulfil the requirements in Eurocode 3 and Part 1.3, Clause 3.2 of Eurocode 8.
- b) The ductility properties of the connection between the sheathing material and the timber framing in type C and D structures shall be shown in cyclic tests to fulfil the requirements in 5.4 P(4) considering the applied combination of sheathing-material and fastener.

---

<sup>1)</sup> At this point of time no related EN exists. In the meantime it is referred to agreed international recommendations (e.g. RILEM - TC 109 TSA).

## 5.4 STRUCTURAL TYPES AND BEHAVIOUR FACTORS

P(1) Timber buildings shall be referred to one of the following to four types A - D according to the ductile and hysteretic behaviour of their dissipative zones under seismic actions:

A	Non-dissipative structures .....	$q = 1,0$
B	Structures having low ability to dissipate energy .....	$q = 1,5$
C	Structures having medium ability to dissipate energy .....	$q = 2,0$
D	Structures having good ability to dissipate energy .....	$q = 3,0$

(2) Examples for structural types and the corresponding behaviour factors  $q$  are given in figure 5.4.2.

P(3) For structures having different, independent properties in the main directions in plan (e.g. halls with three-hinged arches (type A), trussed in the perpendicular direction by mechanical connected steel-trusses (type C), see figure 5.4.1) different  $q$ -values for both main directions of seismic action may be used.

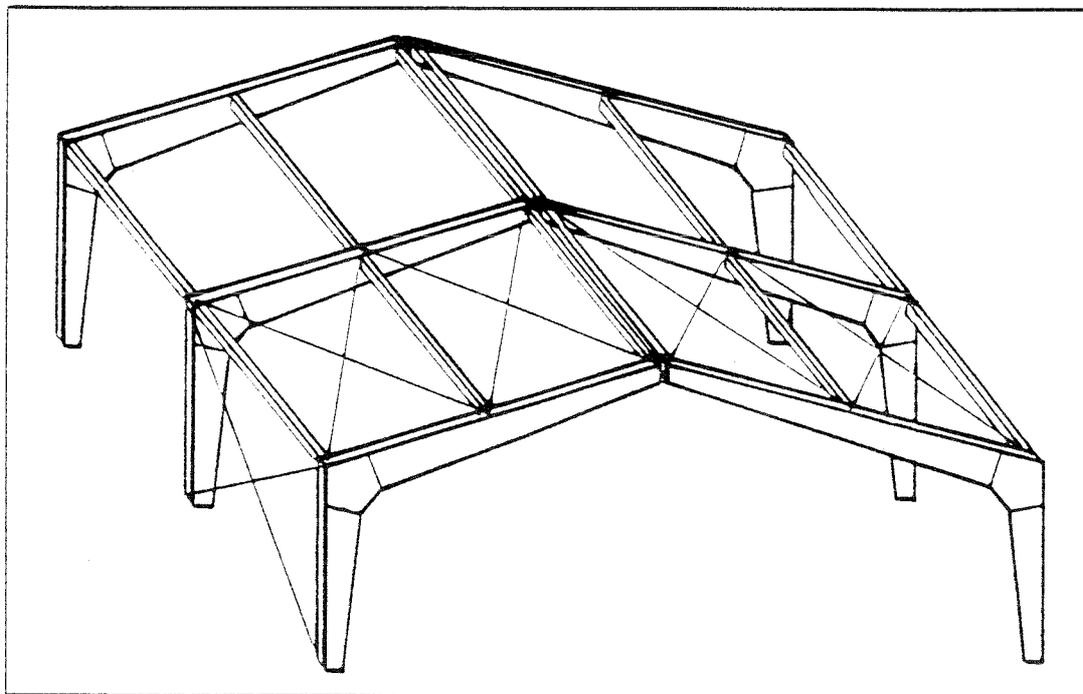


Figure 5.4.1 Example for a structure with different behaviour in the main directions

P(4) In order to assure the accomplishment of the given  $q$ -values the static ductility obtained from tests the dissipative zones shall be able to deform plastically for at least three fully reversed cycles at a static ductility ratio of 4 (for type B structures) and 6 (for type C and D structures) without impairment of their strength larger than 20 %.

(5) The provisions of P(4) and of 5.3 P(2) may be regarded as satisfied for dissipative zones of all structural types if the following provisions are met:

- a) For doweled and nailed timber-to-timber joints, if the minimum thicknesses of the connected members is  $8 \cdot d$ .
- b) For doweled and nailed steel-to-timber joints, if the minimum thicknesses of the connected timber members is  $8 \cdot d$  and if the dowel-diameter  $d$  does not exceed 12,0 mm.
- c) For the connection of sheathing to timber framing of diaphragms, if the sheathing material is wood-based and if the minimum thickness of the sheathing material is  $4 \cdot d$  and if  $d$  does not exceed 3,0 mm.

P(6) Higher values may be used for specific structures, if they are demonstrated on the base of trial simulations and tests under a representative number of earthquakes.

P(7) If the building is not regular in elevation (see Part 1.2 Clause 2.2 of Eurocode 8) the listed  $q$ -values shall be reduced 20%, when using the concept of dissipative structural behaviour.

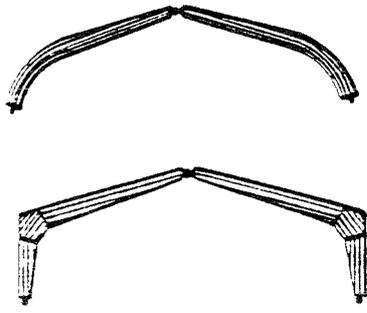
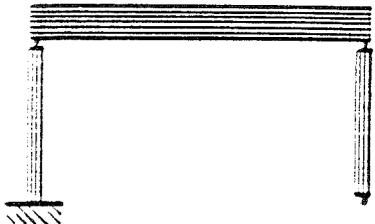
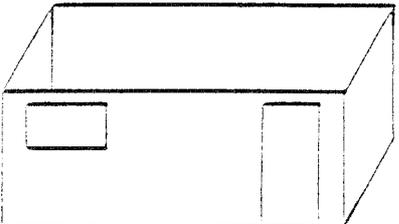
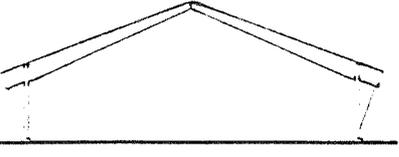
Type	Description	Examples	q
A	<p><u>Non-dissipative structures</u> having none or only a few joints with mechanical fasteners beyond the dissipative zones</p>	<p>- Arches with hinged joints</p>  <p>- Cantilever structures with rigid connections at the base</p>  <p>- Buildings with wall-diaphragms without mechanical fasteners for interconnection as well as between sheathing and timber framing</p> 	1,0
B	<p><u>Structures having low ability to energy-dissipation</u> due to the design of their load-carrying system and detailing</p>	<p>- Structures with mechanically fixed-based columns</p>  <p>- Structures with few but effective dissipative zones</p> 	1,5

Figure 5.4.2 Structural types and behaviour factors

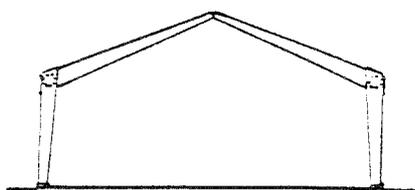
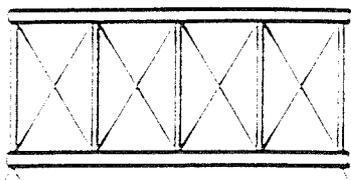
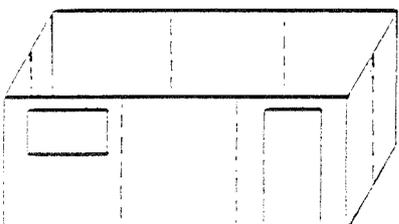
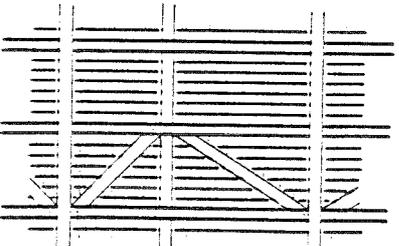
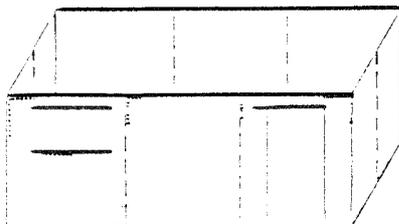
Type	Description	Examples	q
C	<p><u>Structures having medium ability to energy-dissipation</u> due to the design of their load-carrying system and detailing</p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Frames or beam-column structures with semirigid joints between all members. Connections with foundations may be semirigid as well as hinged (due to the load-carrying-system)</li> </ul>  <ul style="list-style-type: none"> <li>- Trussed frame structures with mechanical fasteners in the joints of the frame and/or the connections of the bracing elements</li> </ul>  <ul style="list-style-type: none"> <li>- Buildings with vertical diaphragms resisting the horizontal forces, where sheathing is glued to the framing. Diaphragms are interconnected by mechanical fasteners (horizontal diaphragms may be glued or nailed)</li> </ul>  <ul style="list-style-type: none"> <li>- Mixed structures consisting of timber framing (resisting the horizontal forces) and non-load-bearing infillment</li> </ul> 	2,0
D	<p><u>Structures having good ability to energy-dissipation</u> due to the design of their load-carrying system and detailing</p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Buildings with vertical diaphragms resisting the horizontal forces, where sheathing is fixed to the framing by mechanical fasteners as well as the interconnection of the wall-elements (horizontal diaphragms may be glued or nailed)</li> </ul> 	3,0

Figure 5.4.2 ff Structural types and behaviour factors

## 5.5 STRUCTURAL ANALYSIS

- P(1) Structures of type A shall and structures of type B, C and D may be designed according to 5.2 (3). Structures of type B, C and D may also be designed according to 5.2 (4), provided the corresponding requirements are fulfilled.
- P(2) Floors may be considered as rigid in plan for structural analysis, if the following conditions are met:
- The detailing rules for horizontal diaphragms given in 5.6.3 are applied.
  - The openings are limited, so that they do not significantly affect the overall in-plane rigidity of the floor.
- P(3) In the dynamic analysis the slip in the joints of the structure shall be taken into account. An  $E_0$ -modulus-value for instantaneous loading (10 % higher than the short term one) shall be used.

## 5.6 DESIGN CRITERIA AND DETAILING RULES

### 5.6.1 DESIGN CRITERIA

- P(1) Structural systems with dissipative zones shall be designed such that these zones are located mainly in those parts of the structure, where yielding or local buckling or other phenomena due to hysteretical behaviour do not affect the overall stability of the structure.
- (2) In case of tension perpendicular to the grain additional provisions should be met to avoid splitting, as shown in figure 5.6.1 for instance:

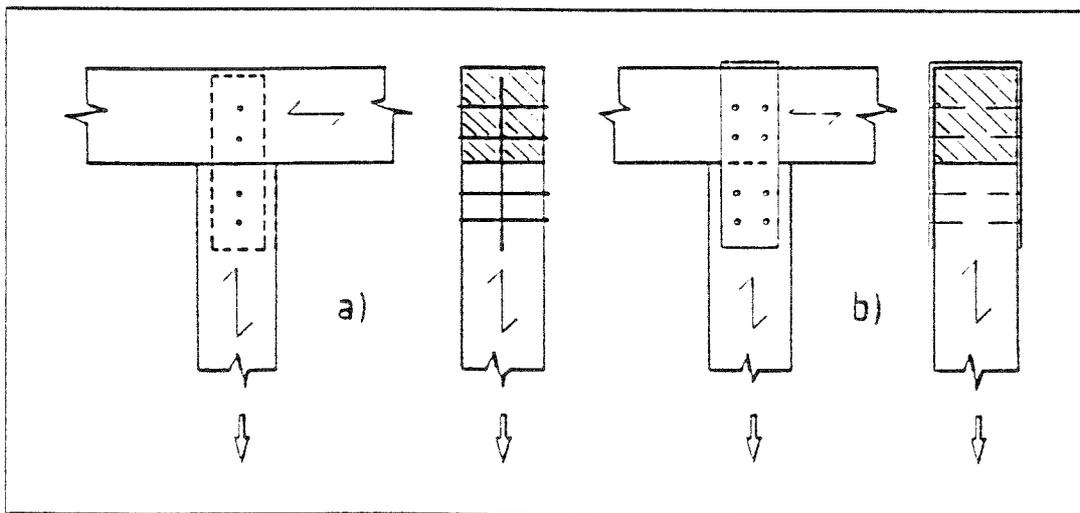


Figure 5.6.1

Examples for acceptable provisions in case of tension perpendicular to the grain: a) by a dowelled inner steel plate and b) by a cover plate

## 5.6.2 DETAILING RULES FOR CONNECTIONS

- P(1) Compression members and their connections (e.g. carpenter-type joints), which may fail due to deformations caused by load reversals, shall be designed such that they are protected from separating and remain in their original position.
- P(2) Bolts and dowels shall be tightened and tight fitting in the holes. Large bolts and dowels ( $d > 16,0$  mm) shall only be used in secondary members except in combination with timber connectors.
- (3) Smooth nails and staples should not be used without additional provision against withdrawal except in diaphragms for the connection of sheathing to the timber framing (see 5.4 (5) c)) and except in secondary members.

## 5.6.3 DETAILING RULES FOR HORIZONTAL DIAPHRAGMS

- P(1) For horizontal diaphragms under seismic actions Clause 5.4.2 of Eurocode 5 applies with the following modifications:
- a) Clause 5.4.2 (2) and (6) of Eurocode 5 shall not be applied
  - b) Differing from Clause 5.4.2 (5) of Eurocode 5 the distribution of the shear forces in the diaphragms shall be evaluated by taking into account the in-plan position of the horizontal load resisting elements.
- P(2) All sheathing edges not occurring on framing members shall be supported and connected to blocking (see fig. 5.6.3). Additionally blocking shall be provided in the horizontal diaphragm over every vertical load-resisting element (e.g. walls).

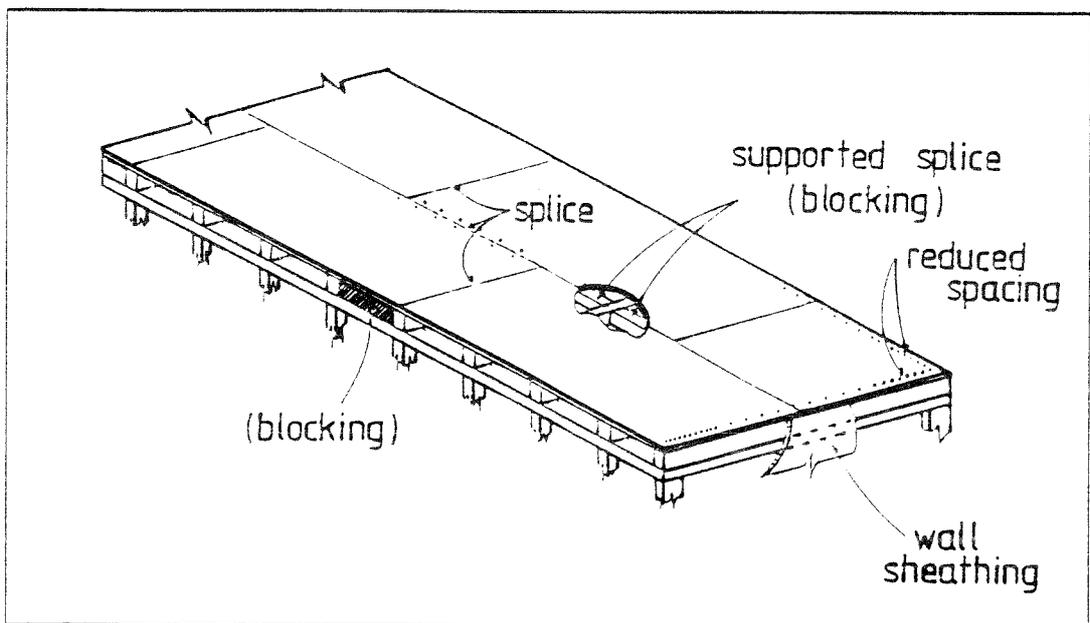


Figure 5.6.3 Supporting and nail-spacing in the edges of sheathing panels

- P(3) The continuity of beams and especially of headers shall be insured even in areas of diaphragm-disturbances.
- P(4) Slenderness of the beams shall be limited to  $b/h < 4$ .
- P(5) In seismic zones with a peak ground acceleration  $a_g \geq 0,2 \cdot g$  the spacing of the fasteners shall be reduced by the factor 1,3 in areas of discontinuance (see figure 5.6.3), under consideration of the minimum spacings given in Eurocode 5.
- P(6) If floors shall be considered as rigid in plan for structural analysis, there shall be no change of span-direction of the beams in areas, where horizontal forces are assumed to be carried in subsequent members (e.g. shear-walls).

## 5.7 SAFETY VERIFICATIONS AND LIMITATIONS

- P(1) The design strength values of the material shall be according to Eurocode 5 taking into account the  $k_{mod}$ -values for instantaneous loading.
- P(2) For ultimate limit state verifications of structures designed according to the concept of non-dissipative behaviour (see 5.2. P(2)) the partial safety factors for material properties  $\gamma_m$  for accidental load combinations from table 2.3.3.2 of Eurocode 5 shall apply.
- P(3) For ultimate limit state verifications of structures designed according to the concept of dissipative behaviour (see 5.2. P(2)) the partial safety factors for material properties  $\gamma_m$  for fundamental load combinations from table 2.3.3.2 of Eurocode 5 shall apply.
- P(4) To allow the development of cyclic yielding in the dissipative zones, all structural members shall be designed with an overstrength such that their load-bearing resistance is higher than that of the connections. This applies especially for:
- Anchor-ties and any connections to massive subelements.
  - Connection of horizontal diaphragms to the adjacent transmitting construction parts of the structure.

## 5.8 LIMITATION OF DAMAGE

- P(1) The provisions given in part 1.2 of Eurocode 8 apply.

**CONTROL OF DESIGN AND CONSTRUCTION**

- P(1) The provisions given in part 1.1 of Eurocode 8 and in Eurocode 5 apply.
- (2) In accordance to part 1.1 Clause 2.2.4.3 (2) of Eurocode 8 the following structural elements shall be identified on the design drawings and specification for special control during construction shall be provided:
- a) Anchor-ties and any connections to massive sub-elements
  - b) Diagonal tension steel trusses used for bracing
  - c) Connection of horizontal diaphragms to the construction parts above
  - d) Material and performance of the connection between sheathing panels and timber framing in horizontal and vertical diaphragms according to the regarded detailing parameters