

Schweißanschlüsse
bei
„Außergewöhnlichen Einwirkungen“

Dr.-Ing. Peter Knödel, SFI/IWE

ö. b. u. v. Sachverständiger (IHK KA) für
Schweißtechnik – Sonderbauten in Metall
www.peterknoedel.de



Fortbildung für Schweißaufsichtspersonen

31.01.–01.02.2007

Gruppe 3 Stahlbau

Schweißtechnische Lehr- und Versuchsanstalt Mannheim GmbH

Käthe-Kollwitz-Str. 19, D-68169 Mannheim

www.slv-mannheim.de

0. Inhalt

0.	Inhalt	2
1.	Einleitung	3
2.	Einwirkungen	4
2.1	Anprall	4
2.2	Baumfall	7
2.3	Erdbeben	9
2.4	Explosion	11
2.5	Kerbschlagbiegeversuch	14
3.	Dehngeschwindigkeit	18
4.	Werkstoffverhalten	20
5.	Bemessungsregeln	23
5.1	Erdbeben	23
5.2	Sonstige	29
6.	Folgerungen	30
7.	Danksagung	30
8.	Literatur	31
8.1	Normen BRD	31
8.2	Normen International	31
8.3	Fachliteratur	31

1. Einleitung

DIN 1055-9:2003 definiert in Abs. 3.1 den Begriff „außergewöhnliche Einwirkung“:
Ereignis von gewöhnlich kurzer Dauer und mit geringer Eintritts-Wahrscheinlichkeit.

Dies läßt sich mit dem bisher häufig verwendeten Begriff „unplanmäßige Beanspruchung“ vergleichen. Man versteht darunter ein Ereignis, das „passieren“ kann. Das Ereignis ist bekannt, man kann das Eintreten nicht ausschließen, es fällt aber nicht in den Bereich der „bestimmungsgemäßen Verwendung“ für das Bauteil/Bauwerk.

Unter „Außergewöhnlichen Einwirkungen“ verstehe ich im folgenden:

- Anprall

- Baumfall

- Brand (wird im vorliegenden Vortrag aber ausgeklammert)

- Erdbeben

- Explosion

Im Vordergrund steht dabei nicht die Ermittlung der jeweiligen Maximallast als quasi-statischer Bemessungswert, sondern der Unterschied zwischen einer „statischen“ und einer „dynamischen“ Last und den daraus möglicherweise folgenden zusätzlichen konstruktiven Forderungen.

Anmerkung:

Das vorliegende Skript wurde gegenüber der am 01.02.07 von der SLV-Mannheim verteilten Fassung inhaltlich ergänzt und redaktionell überarbeitet. Ich bedanke mich bei der SLV-Mannheim für die Veröffentlichungsgenehmigung.

Quellenangabe für die Titelseite (siehe Literaturverzeichnis):

links: Oscura: Tank nach Explosion ;

rechts: Kordes: Hallenstütze nach Gabelstapler-Anprall

2. Einwirkungen

2.1 Anprall

Bisher war Fahrzeuganprall auf absturzsichernde Bauteile in DIN 1055-3 Abs. 7.4.1.3 geregelt.

2 kN/m in 50 cm Höhe

alternativ dazu waren 10 kN Einzellast in 50 cm Höhe anzusetzen.

Hinweis: Für LKW-Anprall (z.B. auf Tankstellen) waren höhere Lasten festgelegt.

Neu (d.h. seit Weißdruck 2006) ist in DIN 1055-3 Abs. 8 genannt: Für die Anpralllasten gilt DIN 1055-9.

Tabelle 1 — Ersatzlasten für Anprall von Kraftfahrzeugen

1	Kategorie	Ersatzlast in MN	
		F_x in Fahrtrichtung	F_y rechtwinklig zur Fahrtrichtung
2	Straßen außerorts	1,0	0,5
3	Straßen innerorts bei $v \geq 50$ km/h ^a	1,0	0,5
4	Straßen innerorts bei $v < 50$ km/h ^{a b}		
5	– an ausspringenden Gebäudeecken	0,5	0,5
6	– in allen anderen Fällen	0,25	0,25
7	Für LKW befahrbare Verkehrsflächen (z. B. Hofräume)	0,1	0,075
8	Für PKW befahrbare Verkehrsflächen	0,050	0,025
9	Tankstellenüberdachungen ^{b c}	0,1	0,1
10	Parkgaragen für PKW $< 2,5$ t ^{b d}		
11	– Einzel-/Doppel-Garage, Carports	0,01	0,01
12	– sonst	0,04	0,025
13	Gebäude, in denen LKW verkehren können, bzw. Gebäude mit PKW-Verkehr $\geq 2,5$ t ^d	0,1	0,1

^a Nur anzusetzen, wenn stützende Bauteile der unmittelbaren Gefahr des Anpralls von Straßenfahrzeugen ausgesetzt sind, d. h. im Allgemeinen im Abstand von weniger als 1 m von der Bordschwelle.
^b Nur anzusetzen, wenn bei Ausfall der stützenden Bauteile die Standsicherheit von Gebäude/Überdachung/Decke gefährdet ist.
^c Nur anzusetzen, wenn die stützenden Bauteile nicht am fließenden Verkehr liegen, sonst wie Zeilen 2 bis 6.
^d Auch anzusetzen für Anprall an Holme, Brüstungen etc., von Rampen, Parkplätzen etc.

Tabelle 1 aus DIN 1055-9:2003

In DIN 1055-9 Abs. 6.3.1 (7) sind für Parkflächen mit reiner PKW-Nutzung die Werte 2 kN/m in 50 cm Höhe genannt, in allen anderen Fällen 5 kN/m in 1,2 m Höhe.

Von den Werten in der oben genannten Tabelle darf nach DIN 1055-9 Abs. 6.3.1 (6) abgewichen werden, „wenn genauere Untersuchungen über die Interaktionen zwischen anprallendem Fahrzeug und angefahrenem Bauteil durchgeführt werden, z. B. durch elastisch-plastisches Verhalten des Bauteils“.

Ein Weg für so eine Interaktion zwischen Fahrzeug und Bauteil ist in Eurocode 1 (prEN 1991-1-1, Annex B (informativ)) aufgezeigt.

Dort ist in Fahrtrichtung eine Kraft [kN]

$$F = 0,5 * m * v^2 / (\delta,c + \delta,b)$$

angegeben, mit

m [kg] Brutto-Masse des Fahrzeuges

v [m/s] Auftreff-Geschwindigkeit des Fahrzeuges

δ,c [mm] Verformung des Fahrzeuges (Knautschweg)

δ,b [mm] Verformung des Bauteiles

Für Fahrzeuge bis zu einem zulässigen Gesamtgewicht von 2500 kg dürfen folgende Werte eingesetzt werden:

$$m = 1500 \text{ kg}$$

$$v = 4,5 \text{ m/s} = 16 \text{ km/h} = 10 \text{ mph}$$

$$\delta,c = 100 \text{ mm}$$

$$\delta,b = 0 \text{ mm (unendlich steifes Bauteil)}$$

Mit diesen Größen erhält man eine Kraft

$$F = 0,5 * 1500 \text{ kg} * (4,5 \text{ m/s})^2 / (100 \text{ mm} + 0 \text{ mm}) = 152 \text{ kN} = \text{ca. } 150 \text{ kN}$$

Die Formel ist mechanisch erklärbar, durch Umformen kann man sie in die Form

$$\text{Kraft} * \text{Bremsweg} = 0,5 * m * v^2$$

oder

$$\text{Potentielle Energie} = \text{Bewegungsenergie}$$

bringen.

Da vor dem Term „Kraft * Weg“ der Faktor 0,5 fehlt, wird offenbar vorausgesetzt, daß die elastischen Verformungsanteile vernachlässigbar gering sind und sowohl um Fahrzeug wie auch im Bauteil nur plastische Knautschwege auftreten. Dies ist in vielen Fällen sicher nicht der Fall, z.B. wenn ein Fahrzeug an einem Parkhaus in die üblichen Gittermatten fährt. In der obigen Formel kann das dadurch berücksichtigt werden, daß man den elastischen und den plastischen Anteil des Bremsweges trennt, und den elastischen mit 0,5 multipliziert:

$$0,5 * \text{Kraft} * \text{Bremsweg}_{\text{elastisch}} + \text{Kraft} * \text{Bremsweg}_{\text{plastisch}} = 0,5 * m * v^2$$

oder wieder nach der Kraft aufgelöst

$$F = 0,5 * m * v^2 / (\delta_{\text{plastisch}} + 0,5 * \delta_{\text{elastisch}})$$

Durch die Norm wird hier eine Auftreffgeschwindigkeit vorgegeben, die zu berücksichtigen ist – obwohl natürlich auch größere Geschwindigkeiten vorkommen könnten.

Um abzuschätzen, welche Dehngeschwindigkeiten dabei im Werkstoff des Bauteiles auftreten können, müssen verschiedene Annahmen getroffen werden:

- a) Eine Parkhausstütze als Durchlaufstütze mit üblichen Abmessungen und einer Geschoßhöhe von ca. 2,50 m macht bei einer Horizontallast von 150 kN in Kniehöhe eine Verformung von 2 mm.
- b) Während das Fahrzeug diesen Verformungsweg in der Stütze hervorruft, baut sich an irgendeiner maßgebenden Stelle des Bauteils eine Spannung von 240 N/mm² auf.
Das entspricht einer Dehnung von $\varepsilon = 240 \text{ N/mm}^2 / 210000 \text{ N/mm}^2 = 0,0011$
- c) Der Fahrzeugschwerpunkt legt in dieser Zeit einen Weg von 100 mm + 2 mm zurück.
- d) Bei Annahme einer konstanten Verzögerung erhält man die Zeit für den Bremsvorgang aus $t = 2 * s / v = 2 * 0,102 \text{ m} / 4,5 \text{ m/s} = 0,045 \text{ s} = 45 \text{ ms}$
- e) Daraus erhält man eine linearisierte Dehnungszunahme von $\varepsilon_{\text{punkt}} = 0,0011 / 0,045 \text{ s} = 0,0244 / \text{s} = 2,4 * 10^{-2} / \text{s}$

Hinweis zu d) und e):

Eine konstante Verzögerung erhält man nur unter konstanter Bremskraft. Diese tritt dann auf, wenn die Stütze „sofort“ eine Auslenkung von 2 mm macht, und dann erst die

Knautschzone des Fahrwerkes aktiv wird. Dazu müsste man ansetzen:

$$t = 2 \cdot s / v = 2 \cdot 0,002 \text{ m} / 4,5 \text{ m/s} = 0,0009 \text{ s} = 0,9 \text{ ms}$$

$$\epsilon_{\text{punkt}} = 0,0011 / 0,0009 \text{ s} = 1,22 / \text{s} = 1,2 \cdot 10^0 / \text{s}$$

In einem anderen Beispiel aus meiner Bemessungspraxis wurde ein Drehkran mit einem Schrottgreifer betrachtet. Der Greifer sollte beim Schwenken mit einer Anprallmasse von 3700 kg und einer Drehzahl von 8 Umdrehungen pro Minute gegen die Stütze einer Stahlhalle prallen. Mit einem Auslegerradius von 9,50 m ergibt sich eine Auftreffgeschwindigkeit von 8 m/s. Da die Stütze aufgrund ihrer Länge und der benachbarten Anschluß-Nachgiebigkeiten relativ weich ist, ergibt sich ein Verformungsweg von ca. 40 mm.

wie d) $t = 2 \cdot s / v = 2 \cdot 0,040 \text{ m} / 8 \text{ m/s} = 0,010 \text{ s} = 10 \text{ ms}$

wie e) $\epsilon_{\text{punkt}} = 0,0011 / 0,010 \text{ s} = 0,11 / \text{s} = 1,1 \cdot 10^{-1} / \text{s}$

2.2 Baumfall

Baumfall wurde von den Kollegen Schlüter / Gerold (2003) – beides Prüfengeure aus Karlsruhe – untersucht. Ich konnte das vorgeschlagene Berechnungsverfahren bei einem Projekt 2004 anwenden, als eine zu projektierende Industriehalle, die ausnahmsweise näher als 30 m an der Hochwaldgrenze gebaut werden sollte, gegen Baumfall zu gemessen war.

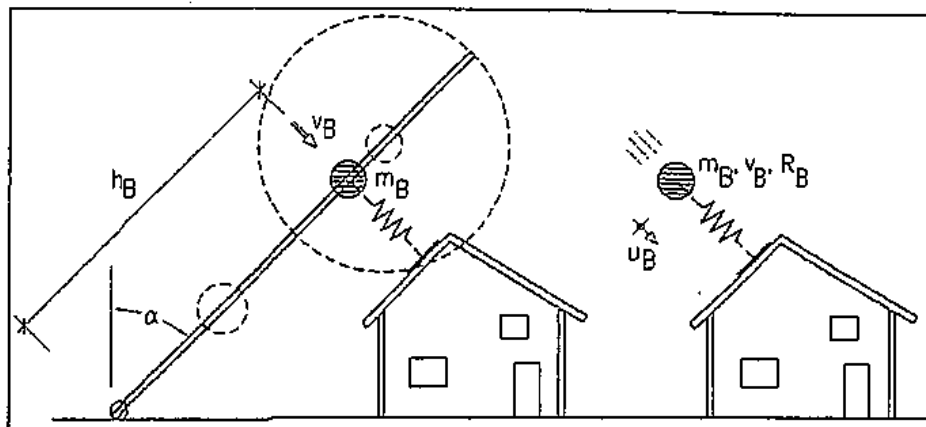


Bild 7. Rechenmodell eines Einmassenschwingers zur Beschreibung des Baumwurfes auf ein Haus

Fig. 7. One-mass-system to describe a falling tree

(aus Schlüter/Gerold (2003))

Für den Baum wird dabei ein dynamisch äquivalentes Ersatzsystem angesetzt, dessen Masse jeweils im Auftreffpunkt liegt und die Massen und Schwerpunkte von Krone und Stamm repräsentiert. Angaben hierzu sind in dem Artikel enthalten.

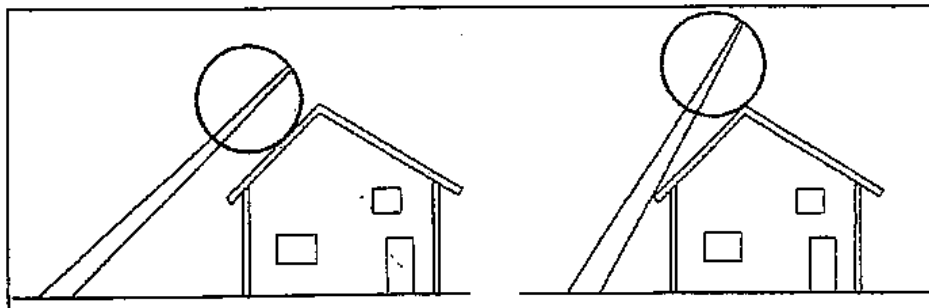
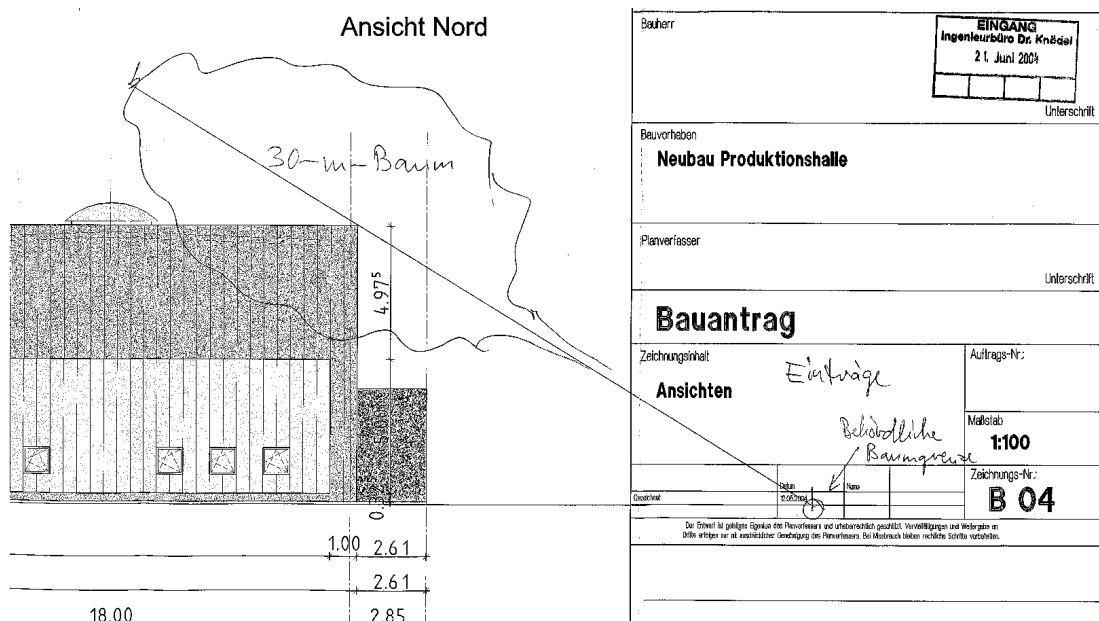


Bild 8. links: Fall A – Krone trifft Haus (weicher Stoß); rechts: Fall B – Stamm trifft Haus (harter Stoß)
 Fig. 8. left: Case A – treetop hits building (soft impact); right: Case B – trunk hits building (hard impact)

(aus Schlüter/Gerold (2003))

Beim Aufprall selbst wird noch zwischen weichem und hartem Stoß unterschieden, je nachdem, ob der Baum mit der Krone auf die Dachfläche oder mit dem Stamm auf die Traufe trifft.

Die Situation für ein realistisches Beispiel aus dem Industriebau ist nachfolgend anonymisiert wiedergegeben.



Baumfall auf Industriehalle, projiziert 2004

Im vorstehenden Beispiel wurde für einen 30 m hohen Laubbaum eine Gesamtmasse von ca. 3300 kg ermittelt mit einer Geschwindigkeit der Baumspitze im Moment des Auftreffens von $v_{\max} = \text{ca. } 19 \text{ m/s} = \text{ca. } 68 \text{ km/h}$.

Die Traufe wurde mit einer Geschwindigkeit von

$$v_{\text{trauf}} = \text{ca. } 13 \text{ m/s} = \text{ca. } 45 \text{ km/h}$$

getroffen, wobei eine effektive Masse von 2300 kg „dahinterstand“.

Für das Traufprofil HEB 160 wurde eine Verformung von ca. 50 mm ermittelt.

Wie im vorigen Abschnitt für den Fahrzeuganprall ermittelt man aus diesen Werten:

Zeit für den Bremsvorgang bei Annahme einer konstanten Verzögerung:

$$t = 2 * s / v = 2 * 0,050 \text{ m} / 13 \text{ m/s} = 0,0077 \text{ s} = 8 \text{ ms}$$

Linearisierte Dehnungszunahme

$$\epsilon_{\text{punkt}} = 0,0011 / 0,0077 \text{ s} = 0,143 / \text{s} = 1,4 * 10^{-1} / \text{s}$$

2.3 Erdbeben

Prof. Saal, Lehrstuhl für Stahlbau an der Universität Karlsruhe, anlässlich des Stahlbauforums Baden-Württemberg am 17.03.2006 (aus dem Gedächtnis sinngemäß zitiert):

Erdbeben für Stahlbauten hätte man in Deutschland nicht zu normen brauchen, denn wenn es überhaupt schon jemals in Deutschland Erdbebenschäden an Stahlbauten gab, so sind diese verschwindend gering.

Einige Fakten zur Entstehung und Auswirkung von Erdbeben sind in Knödel (2006) enthalten (siehe Quellen).

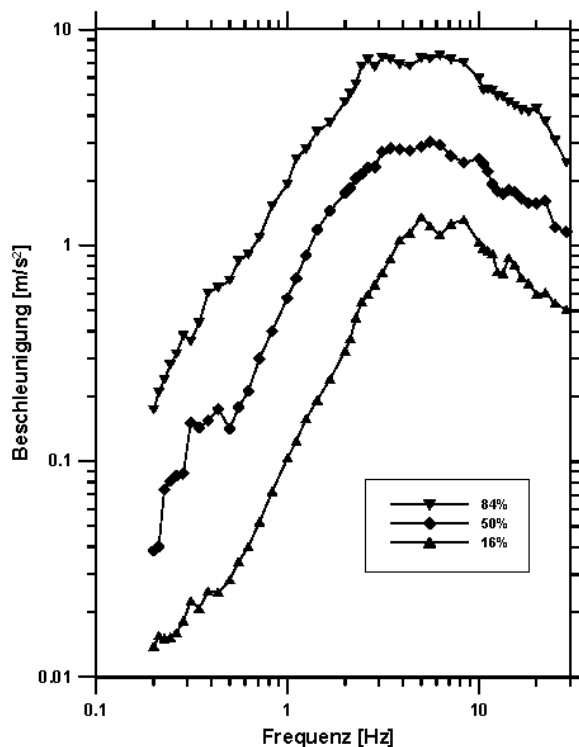


Bild 4: 16%-, 50%- und 84%-Fraktile der Antwortspektren der Horizontalkomponente für den Magnitudenbereich $5.0 \leq M_L \leq 6.0$

(Kaiser 1999)

Aus dem obigen Bild kann man ablesen, daß es nicht sehr unwahrscheinlich ist, daß bei einem Erdbeben Beschleunigungen von 8 m/s^2 bei einer Frequenz von 6 Hz auftreten.

Für eine Übersichtsrechnung zur Abschätzung der Dehngeschwindigkeit in einem Bauteil ist eine Annahme zu treffen:

- a) Die Beanspruchung im Bauteil folgt der harmonischen Schwingung der Bodenbeschleunigung und erreicht im Scheitel jeweils 240 N/mm^2 entsprechend $\varepsilon = 0,0011$.

Der zeitliche Dehnungsverlauf läßt sich dann durch die Beziehung

$$\varepsilon(t) = 0,0011 * \sin(\omega * t)$$

beschreiben, mit

$$\omega = f * 2\pi = 6 \text{ Hz} * 2\pi = 37,7 / \text{s}$$

Der Geschwindigkeitsverlauf der Dehnung beträgt dann

$$\varepsilon, \text{punkt} = 0,0011 * \omega * \cos(\omega * t)$$

mit dem Maximalwert

$$\varepsilon_{\text{punkt}} = 0,0011 * \omega = 0,0011 * 37,7 /s = 0,042 /s = 4,2 * 10^{-2} /s$$

Hinweis:

Außer der hier betrachteten primären horizontalen (und vertikalen) Beschleunigung können noch andere Wirkungen auftreten, die hier nicht näher betrachtet werden. In einem Behälter kann z.B. die Flüssigkeit zu schwappen beginnen und von unten her das Dach zerstören, wenn dieses konstruktiv nicht dafür ausgelegt ist (Gehrig 2004).

2.4 Explosion

Im Behälterskript Knödel (siehe Quellen) ist eine Druckanstiegsgeschwindigkeit von 100 bar/Sekunde für eine Holzstaubexplosion angegeben mit einem Maximaldruck von 9 bar.

Bei Annahme eines linearen Druckverlaufes ist der Maximaldruck nach

$$t = 9 \text{ bar} / 100 \text{ bar/s} = 0,09 \text{ s}$$

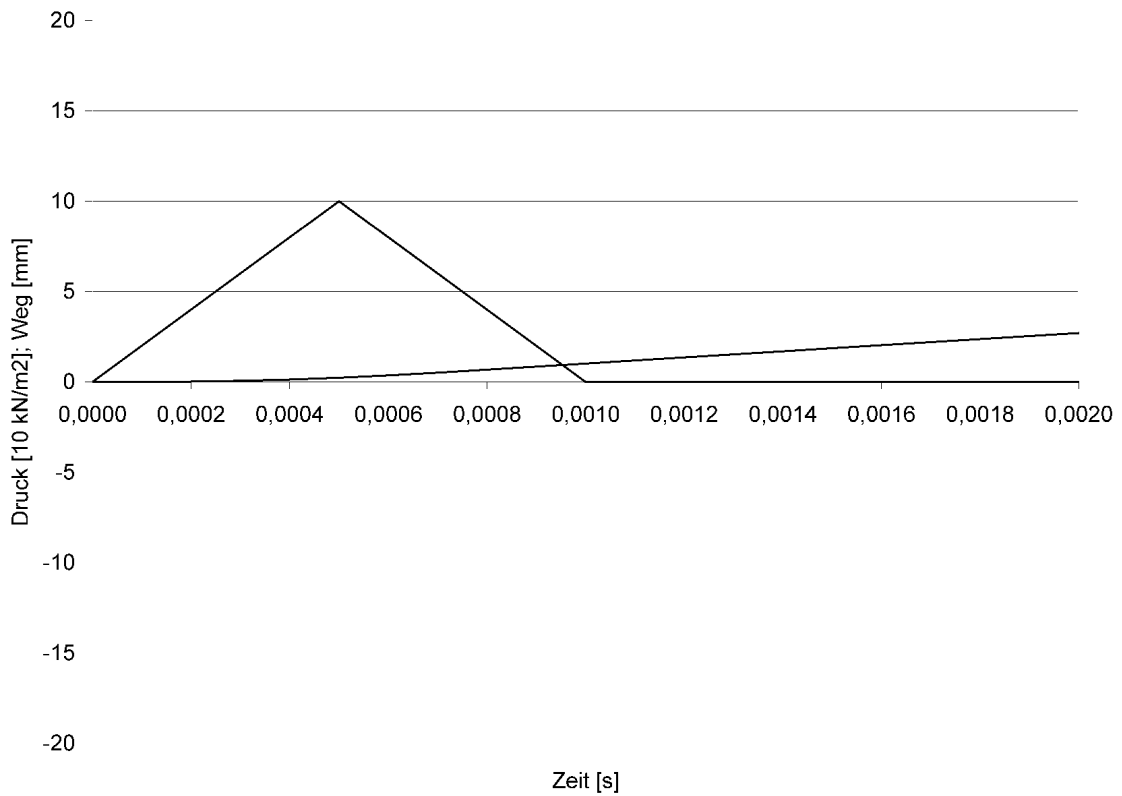
erreicht.

Nimmt man wieder an, daß der Behälter für diesen Druck mit dem Werkstoff S235 bemessen wurde, dann beträgt die Dehngeschwindigkeit:

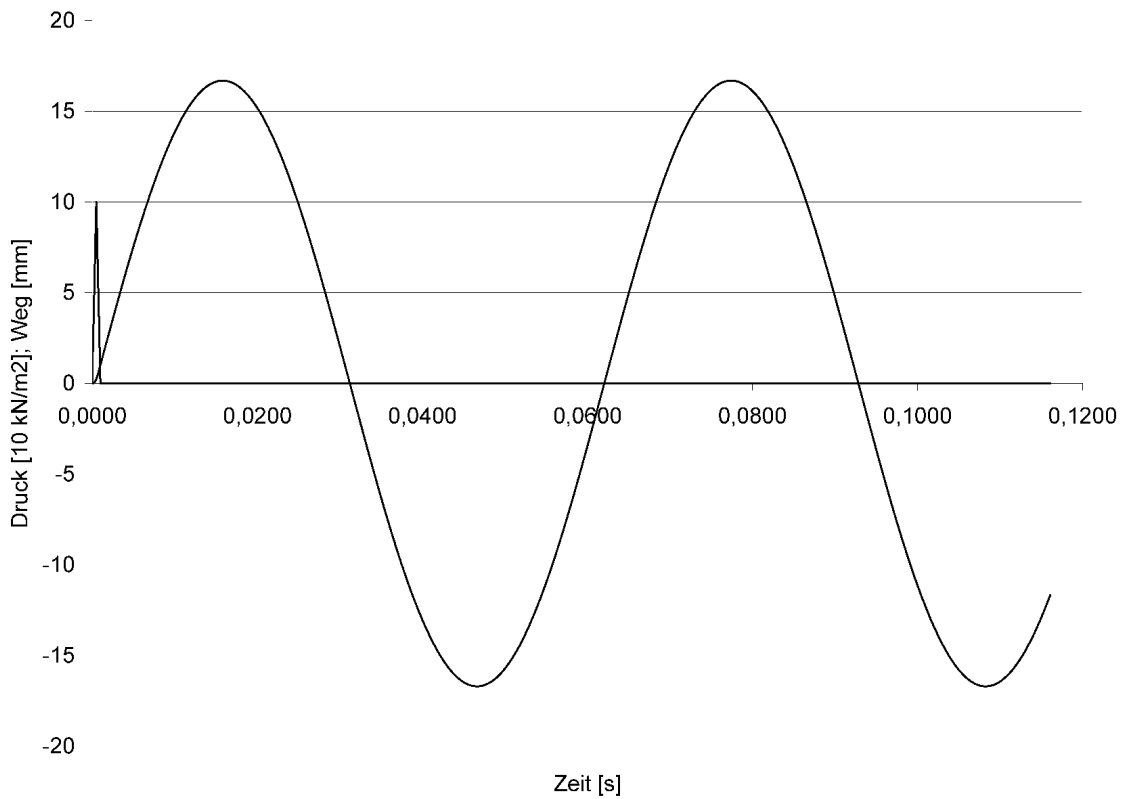
$$\varepsilon_{\text{punkt}} = 0,0011 / 0,09 \text{ s} = 0,012 / \text{s} = 1,2 * 10^{-2} / \text{s}$$

Für die Fluchttüren im Gotschna-Tunnel (Umfahrung Klosters, Schweiz, Eröffnung Dez. 2005) war eine Benzindampfexplosion mit einem Maximaldruck von 100 kN/m^2 zu berücksichtigen. Einzelheiten werden hier mit freundlicher Genehmigung der Fa. Hodapp, Achern, sowie der Fa. ANAKON, Karlsruhe, wiedergegeben.

Im Pflichtenheft des Bauherrn war vorgegeben, daß sich der Explosionsdruck während einer halben Millisekunde aufbaut. Für den Druckverlauf wurde daher die im folgenden Bild dargestellte Rampe angesetzt.



Angenommener Zeitverlauf des Explosionsdruckes, Reaktion der Türe



Ausschlagen der Türe nach Explosions-Impuls

Nach dem vollständigen Abklingen des Explosionsdruckes ist die Türmitte ca. 1 mm ausgelenkt, sie befindet sich aber in beschleunigter Bewegung. Eine Darstellung mit anderem Zeitmaßstab ist im folgenden Diagramm wiedergegeben.

Anders als bei der zuvor dargestellten Explosion in einem geschlossenen Behälter merken die tragenden Teile der Türe durch ihre Trägheit nicht viel von dem tatsächlichen maximalwert des Druckes. Die maximale Auslenkung der Tür während des Ausschwingvorganges mit einer Eigenfrequenz von ca. 16 Hz entspricht nur einem statischen Druck von ca. 20 kN/m^2 . Hier wäre also in den Bauteilen der Türe eine Dehnungsgeschwindigkeit zu verzeichnen, die um etliche Zehnerpotenzen geringer ist, als der tatsächliche Druckverlauf.

2.5 Kerbschlagbiegeversuch

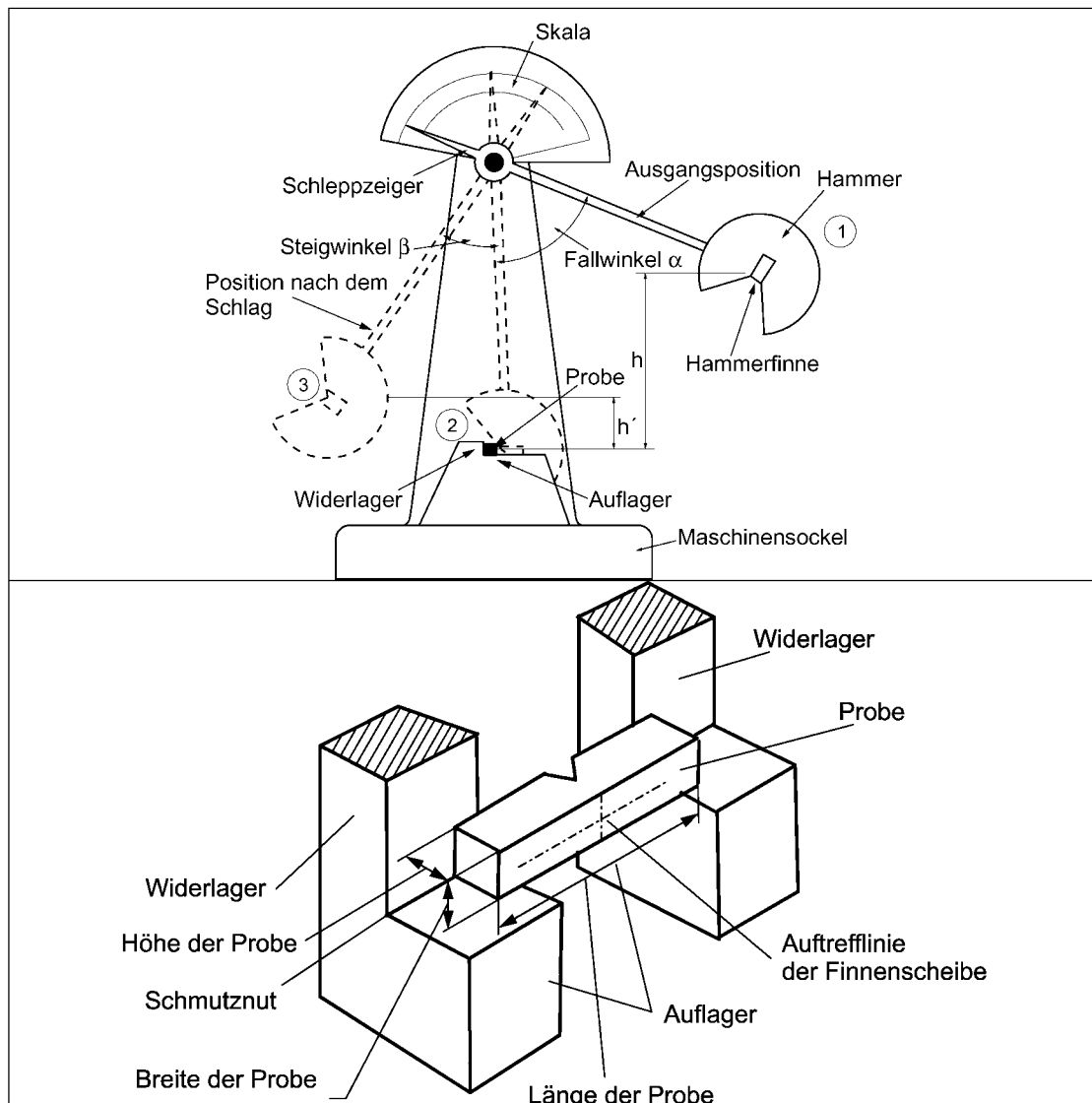


Abb. 4.1: Prinzip des Kerbschlagbiegeversuchs

(aus Skript IWMF)

Ein Kerbschlag-Hammer für ISO-V-Proben mit 10 x 10 mm Querschnitt hat eine Pendellänge von ca. 75 cm und trifft die Probe mit ca. 5,5 m/s.

Mit einer Kerbtiefe von 2 mm hat die Probe im Nettoquerschnitt ein Widerstandsmoment von

$$W = 10 \text{ mm} * 8^2 \text{ mm}^2 / 6 = 107 \text{ mm}^3$$

und ein Trägheitsmoment von

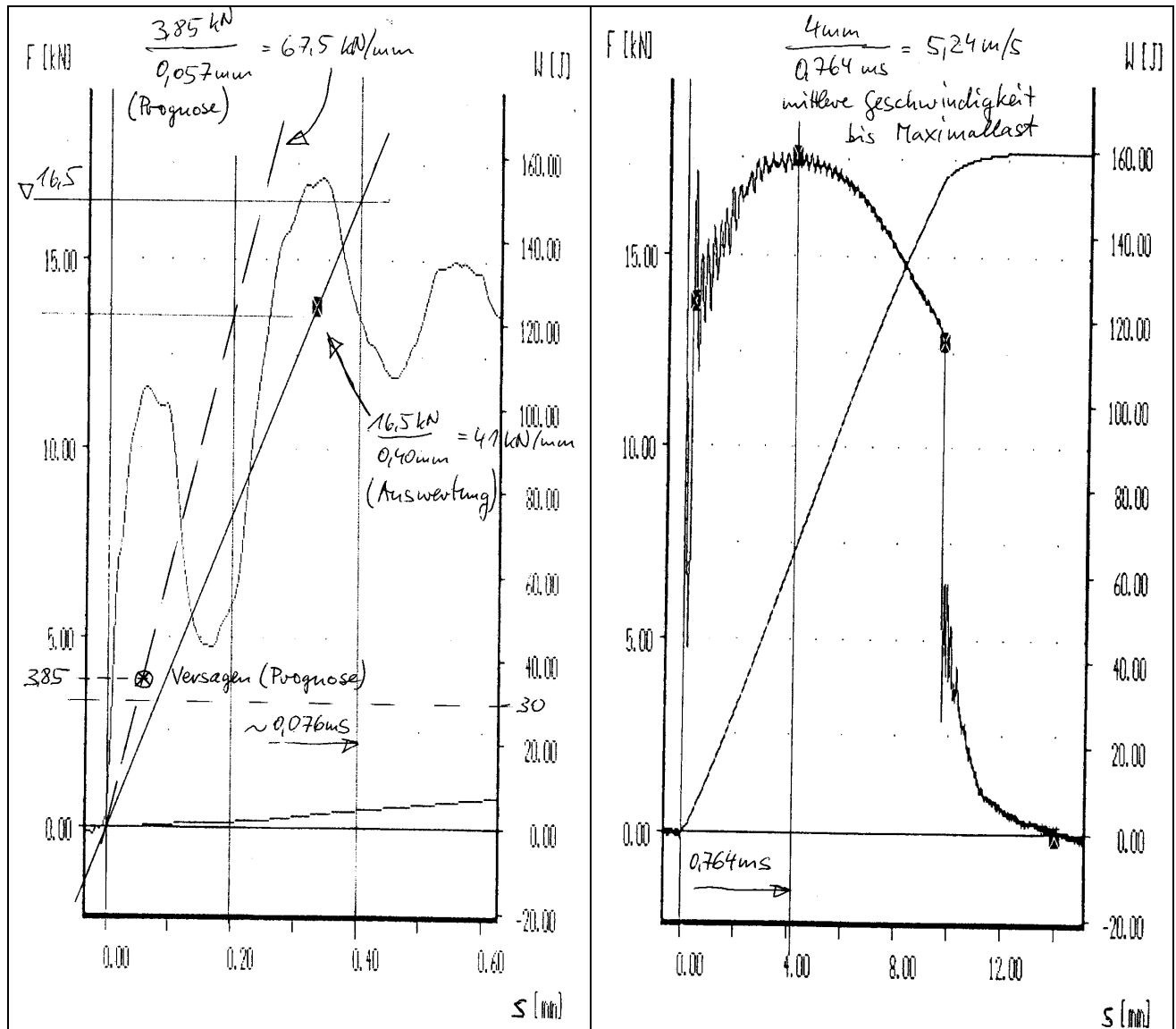
$$I = 10 \text{ mm} * 8^3 \text{ mm}^3 / 12 = 427 \text{ mm}^4$$

Unter verschiedenen vereinfachenden Annahmen wird die Größenordnung der auftretenden Dehngeschwindigkeit abgeschätzt:

- Ohne Berücksichtigung der Spannungserhöhung im Kerbgrund wird zum Erreichen der Zugfestigkeit von S235 ein Biegemoment von
$$M = 107 \text{ mm}^3 * 360 \text{ N/mm}^2 = 38,5 \text{ Nm}$$
benötigt.
- Bei einer Spannweite (lichter Durchlaß zwischen den Auflagerkanten) von ca. 40 mm entsteht dieses bei einer Kraft aus der Hammerfinne von
$$F = 4 * 38,5 \text{ Nm} / 40 \text{ mm} = 3850 \text{ N}$$
- Hierzu gehört eine Durchbiegung der Probe (linear elastisch angenommen) von
$$f = 3850 \text{ N} * 40^3 \text{ mm}^3 / (48 * 210000 \text{ N/mm}^2 * 427 \text{ mm}^4) = 0,057 \text{ mm}$$
- Unter der Annahme, daß diese Strecke ohne Energieverlust vom Hammer zurückgelegt wird (spröder Durchschlag) beträgt die Zeit bis zum rechnerischen Bruch
$$t = 0,057 \text{ mm} / 5,5 \text{ m/s} = 0,010 \text{ ms}$$
- Die Dehnungsrate beträgt (lineare Arbeitslinie bis zum Bruch angenommen)
$$\begin{aligned} \epsilon_{\text{punkt}} &= 360 \text{ N/mm}^2 / 210000 \text{ N/mm}^2 / 0,010 \text{ ms} = 0,0017 / 0,010 \text{ ms} \\ &= 170 / \text{s} = 1,7 * 10^{+2} / \text{s} \end{aligned}$$

Unter Berücksichtigung der Spannungserhöhungen im Kerbbereich liegt dieser Wert mindestens um den Faktor 3 höher.

Die nachfolgenden Diagramme zeigen die Ergebnisse eines instrumentierten Kerbschlagversuches, freundlicherweise zur Verfügung gestellt von der Versuchsanstalt für Stahl, Holz und Steine, Universität Karlsruhe.



Instrumentierter Kerbschlagversuch (Kohler)

Das linke Diagramm ist ein Ausschnitt des rechten. Die langwelligigen Oberwellen kommen aus der Dynamik des Hammers und des Pendelstieles.

Der linear-elastische Teil wird entlang der durchgezogenen Linie ausgewertet. Die gestrichelte Linie kennzeichnet die in der obigen Abschätzung erhaltenen Zahlenwerte mit einem Versagen unter statischen Werkstoffkennwerten bei einer Last von 3,85 kN.

Tatsächlich tritt eine Maximallast auf, die mit 17,6 kN um den Faktor ca. 4,5 höher liegt. Die gesamte Versuchsdauer beträgt mit ca. 1,9 ms deutlich länger als die oben prognostizierte Zeit bis zum rechnerischen Bruch. Aufgrund des geringen Verlustes an mittlerer Geschwindigkeit vom

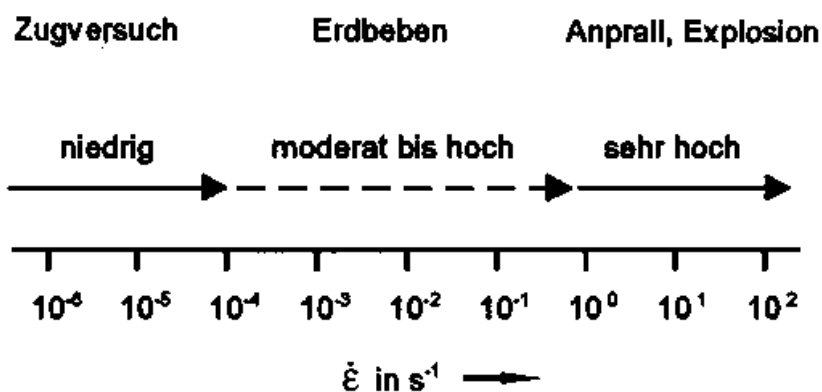
Auftreffen mit 5,52 m/s (gesonderte Dokumentation von D. Kohler, hier nicht wiedergegeben) bis zur Höchstlast mit ca. 5,24 m/s dürfte die oben ermittelte Dehngeschwindigkeit jedoch in der richtigen Größenordnung liegen.

3. Dehngeschwindigkeit

Die oben ermittelten Einwirkungsauern und überschlägig ermittelten Dehngeschwindigkeiten sind in der nachfolgenden Tabelle zusammengestellt.

	Dauer [ms]	Dehnrate [1/s]
Anprall PKW	45 alternativ 0,9	$2,4 * 10^{-2}$ alternativ $1,2 * 10^0$
Anprall Schrottgreifer	10	$1,1 * 10^{-1}$
Baumfall auf Traufe	8	$1,4 * 10^{-1}$
Erdbeben	mehrere Schwingungen	$4,2 * 10^{-2}$
Explosion	90	$1,2 * 10^{-2}$
Kerbschlagversuch	1,9	$1,7 * 10^{+2}$

In der Literatur findet sich zu diesen Dehnraten folgende Bewertung.



(Böttcher 2002, Böttcher/Reininghaus/Peil 2003)

Im Vergleich mit den oben selbst ermittelten Dehnraten erkennt man, daß Anprall und Explosion durchaus auch im Bereich „moderat bis hoch“ liegen können. Der Lastfall „Anprall eines Flugzeugtriebwerkes auf ein Gebäude“, gegen den in der Kerntechnik bemessen wird, kommt naturgemäß im Stahlbau nicht als Bemessungslastfall vor.

Eibl und Schmidt-Hurtienne (1999) untersuchen Projektile, die auf (Beton-)Bauteile geschossen werden mit Geschwindigkeiten zwischen 300 m/s und 1000 m/s. Würde man diese Auftreffgeschwindigkeiten mit dem oben beschriebenen Fahrzeuganprall vergleichen, so erhielte man um den Faktor

$$k = (300 \text{ m/s} \text{ ./} 1000 \text{ m/s}) / 4,5 \text{ m/s} = 67 \text{ ./} 222$$

höhere Dehnraten, läge somit im Bereich

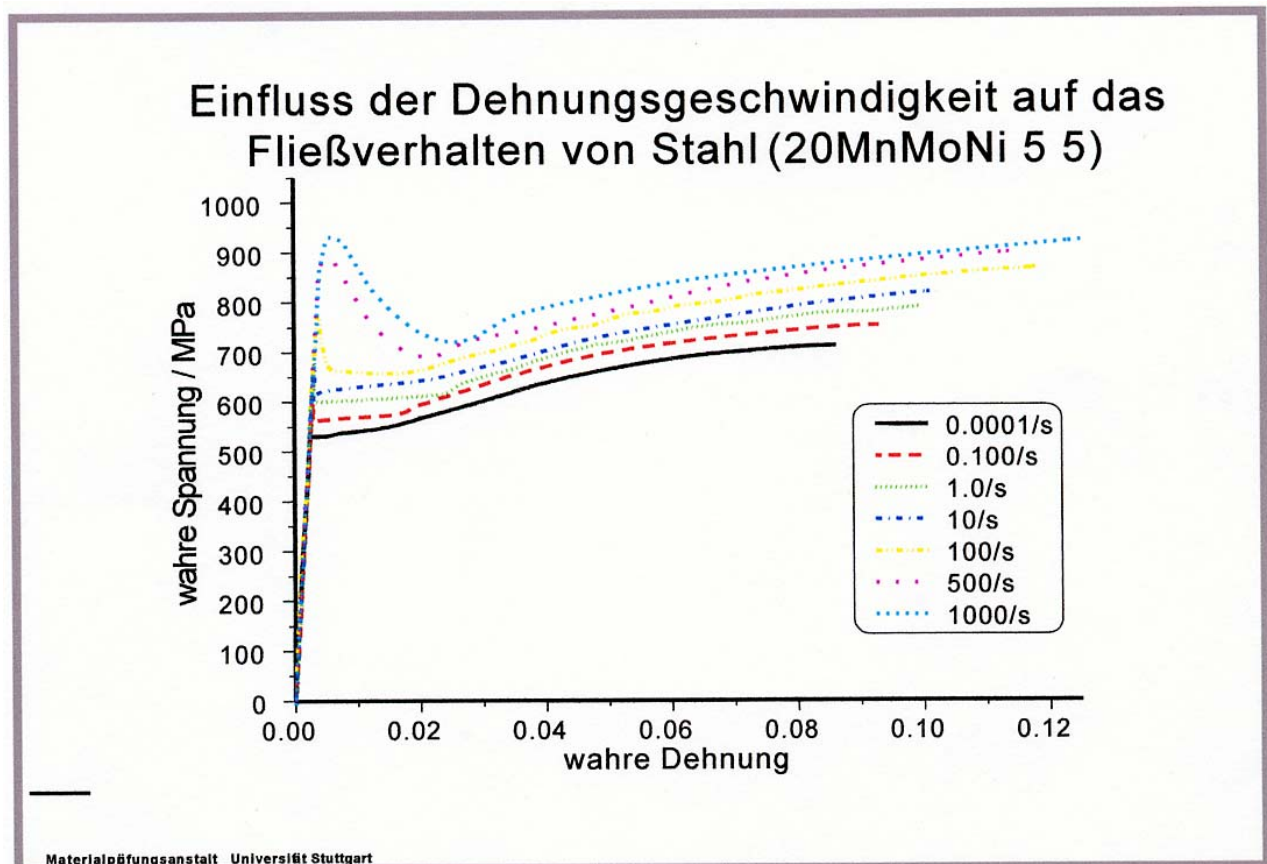
$$\varepsilon_{\text{punkt}} = 2,4 * 10^{-2} / \text{s} * (67 \text{ ./} 222) = 1,6 * 10^{+0} / \text{s} \text{ ./} 5,3 * 10^{+0} / \text{s}$$

und damit noch im unteren Bereich dessen, was von Böttcher als „sehr hoch“ angegeben wird. Allerdings treten beim Durchschlag eines Geschosses durch ein Bauteil weniger die oben beschriebenen Mechanismen „Biegung bis zum Erreichen einer Grenzspannung“ auf, sondern Materialverdrängungs- und Durchstanzmechanismen, deren Abschätzung mit einfachen Handrechnungen nicht mehr möglich ist.

4. Werkstoffverhalten

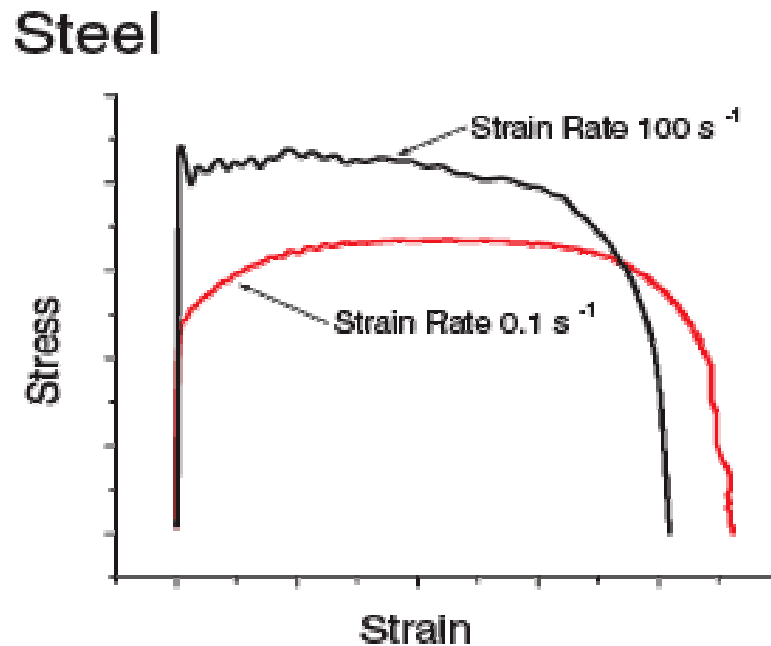
Die Spannungs-Dehnungslinie von Stahl ändert sich deutlich, wenn man Beanspruchungsgeschwindigkeiten („Dehnraten“) betrachtet, die deutlich über den „normalen“ Prüfgeschwindigkeiten liegen und Richtung „schlagartige Beanspruchung“ gehen.

Grundsätzlich nimmt die Fließgrenze stark zu, da der Werkstoff keine Zeit mehr hat, zu fließen. Als Grenzfall würde ein unter normalen Bedingungen als duktil bekannter Werkstoff bei „unendlich“ hoher Beanspruchungsgeschwindigkeit eine glasartig, nur leicht nichtlineare Spannungs-Dehnungslinie bis zu einem spröden Abriß zeigen. Dem wird dadurch entgegengewirkt, daß bei hoher Beanspruchungsgeschwindigkeit, d.h. extrem kurzer Prüfdauer, die entstehende Wärme in der Probe gefangen bleibt, und daher in der Probe ein Wärmestau entsteht, der diese entfestigt (Häcker 2006). Dies führt wiederum zu einem duktilen Verhalten und wirkt der geschwindigkeitsbedingten Sprödigkeit entgegen.



MPA Stuttgart

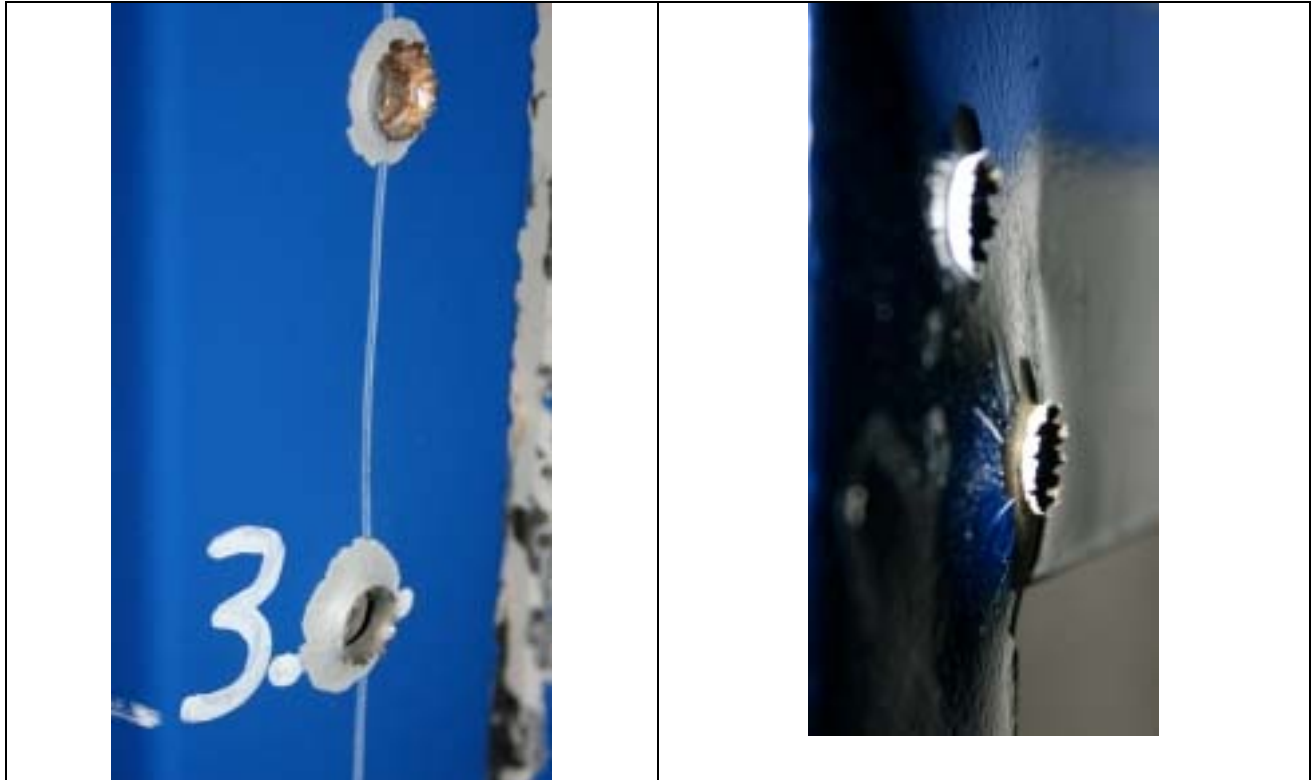
In dem vorstehenden Diagramm erkennt man für die unteren angegebenen Dehngeschwindigkeiten $\epsilon_{\text{punkt}} = 10^{-4}$ bis 10^{-1} eine Fließgrenze von ca. 550 bis 600 N/mm², d.h. eine relativ geringe Veränderung innerhalb einer Zunahme der Prüfgeschwindigkeit um 3 Zehnerpotenzen. Bei einer weiteren Steigerung um 4 Zehnerpotenzen mit einer Dehnrage von $\epsilon_{\text{punkt}} = 10^{+3}$ antwortet der Werkstoff mit einer Fließgrenze von ca. 930 N/mm², die Zugfestigkeit in „wahren Spannungen“, d.h. bezogen auf den eingeschnürten Querschnitt, erreicht diesen Wert kaum noch.



www.axelproducts.com

Das zweite Diagramm belegt qualitativ ein ähnliches Verhalten für einen allerdings nicht näher spezifizierten Stahl. Bei einer Prüfgeschwindigkeit $\epsilon_{\text{punkt}} = 10^{+2}$ wird nach Überschreiten der Fließgrenze keine höhere Spannung mehr erreicht, was in einer lastgesteuerten Bauteilsituation einem progressiven Kollaps entspricht.

Zur Vervollständigung werden nachfolgend noch die Ergebnisse eines Türbeschusses gezeigt, die Materialien wurden von Fa. Hodapp, Achern, zur Verfügung gestellt.



Durchschußhemmende Türen, Fa. Hodapp, Achern

Die Tür wurde nach DIN EN 1522 Klasse FB 6 beschossen mit Munition Größe 7,62 x 51 und einer Auftreffgeschwindigkeit an der Vorderseite von ca. 830 m/s. Trotz der hohen Geschwindigkeit treten in der Umgebung des herausgestanzten Loches plastische Verformungen auf.

5. Bemessungsregeln

5.1 Erdbeben

- Abs. 9.1.2 (1): Bezüglich der erforderlichen hysteretischen Dissipationsfähigkeit sind Stahlbauten in die drei Duktilitätsklassen 1 (dissipativ mit natürlicher Duktilität), 2 (dissipativ mit besonderen Maßnahmen) und 3 (dissipativ mit besonderen Anforderungen) wie folgt zu unterscheiden.

- **Duktilitätsklasse 1**
Duktilitätsklasse 1 entspricht Tragwerken, die beim Bemessungserdbeben im Wesentlichen im elastischen Bereich verbleiben sollen und an die keine besonderen Duktilitätsanforderungen gestellt werden.
Das trifft zum Beispiel zu, wenn die Windbelastung für die Bemessung maßgebend ist oder wenn die für die Erdbebenabtragung bestimmten Bauteile nur beschränktes nichtlineares Verhalten zeigen.
Der Verhaltensbeiwert ist auf einen Größtwert $q = 1,5$ begrenzt.

- **Duktilitätsklasse 2**
Duktilitätsklasse 2 entspricht Tragwerken, bei denen durch besondere konstruktive Maßnahmen zur Vergrößerung der Duktilität beim Bemessungserdbeben ein elastisch-plastisches Bauwerksverhalten bewirkt wird, das zu ausgeprägter hysteretischer Energiedissipation führt.
Die Maßnahmen betreffen ausreichendes plastisches Verformungsvermögen der für die Erdbebenabtragung bestimmten dissipativen Bauteile und die Sicherung dieser plastischen Verformungsfähigkeit durch Kapazitätsbemessung der angeschlossenen Bauteile und Anschlüsse.
Der Verhaltensbeiwert darf zu $q > 1,5$ angenommen werden, ist aber auf $q \leq 4$ begrenzt.

- **Duktilitätsklasse 3**
Die Duktilitätsklasse 3 entspricht Tragwerken, bei denen besondere Duktilitätsanforderun-

gen für Verhaltensbeiwerte $q > 4$ bestehen und dazu über die Duktilitätsklasse 2 hinausgehende konstruktive Maßnahmen getroffen werden müssen.

Der Verhaltensbeiwert q steht bei der Ermittlung der quasi-statischen Erdbeben-Horizontallast im Nenner beeinflusst also unmittelbar die anzusetzenden Horizontallasten.

Der Verhaltensbeiwert beträgt nach Tabelle 10:

- $q = 6$ für Rahmentragwerke;
nur mit Querschnittsklasse 1 nach Tabelle 11
Beispiele (willkürlich gewählte Profile aus meiner letzten Statik nach EC3):
HEB 160 (Biegung) – Klasse 1
HEA 260 (Biegung) – Flansch Klasse 2
HEA 220 (Biegung) – Flansch Klasse 2
IPE 300 (Biegung) – Klasse 1
HEA 450 (Biegung) – Klasse 1
- $q = 4$ für Verbände, in denen nur die Zugdiagonalen angesetzt werden
nur Querschnittsklasse 2 (in den Stützen und Riegeln) nach Tabelle 11
- $q = 2$ für eingespannte Krag-Konstruktionen, z.B. Stahlschornsteine
nur Querschnittsklasse 2 nach Tabelle 11
Dafür ist nach EC3-1-1 Tabelle 5.2 ein Verhältnis $D/T \leq 70$ gefordert.
Repräsentative Umfrage: was ist ein üblicher Stahlschornstein?
508 x 6,3 – 17,5 m (Kraglänge) ... $D/T = 80$
1016 x 7,1 – 33,5 m (Kraglänge) ... $D/T = 143$
914 x 12,5 (7,1; 6,3) – 30 m ... $D/T = 73$

Forderungen aus DIN 4149:2005 für Duktilitätsklasse 2 und 3 im Stahlbau:

- 9.3.1.1 (2) Die Stahlgütewahl ist für eine Mindestkerbschlagarbeit 27 J bei der Prüftemperatur $T_{cv} = -25 \text{ °C}$ zu treffen (den Werkstoff gibt es aber nicht!).

Tabelle 9 — Kerbschlagarbeit (Spitzkerb-Längsproben) für Flach- und Langerzeugnisse^a

Bezeichnung		Temperatur °C	Kerbschlagarbeit J,min. für Nenndicken in mm		
nach EN 10027-1 und CR 10260	nach EN 10027-2		≤ 150 ^{a,b}	> 150 ≤ 250 ^b	> 250 ≤ 400 ^c
S235JR	1.0038	20	27	27	—
S235J0	1.0114	0	27	27	—
S235J2	1.0117	– 20	27	27	27
S275JR	1.0044	20	27	27	—
S275J0	1.0143	0	27	27	—
S275J2	1.0145	– 20	27	27	27
S355JR	1.0045	20	27	27	—
S355J0	1.0553	0	27	27	—
S355J2	1.0577	– 20	27	27	27
S355K2	1.0596	– 20	40 ^d	33	33
S450J0 ^e	1.0590	0	27	—	—

^a Für Nenndicken ≤ 12 mm siehe EN 10025-1:2004, 7.3.2.1.
^b Bei Profilen mit einer Nenndicke > 100 mm sind die Werte zu vereinbaren.
 Siehe Option 28.
^c Die Werte gelten für Flacherzeugnisse.
^d Dieser Wert entspricht 27 J bei – 30 °C (siehe Eurocode 3).
^e Nur für Langerzeugnisse.

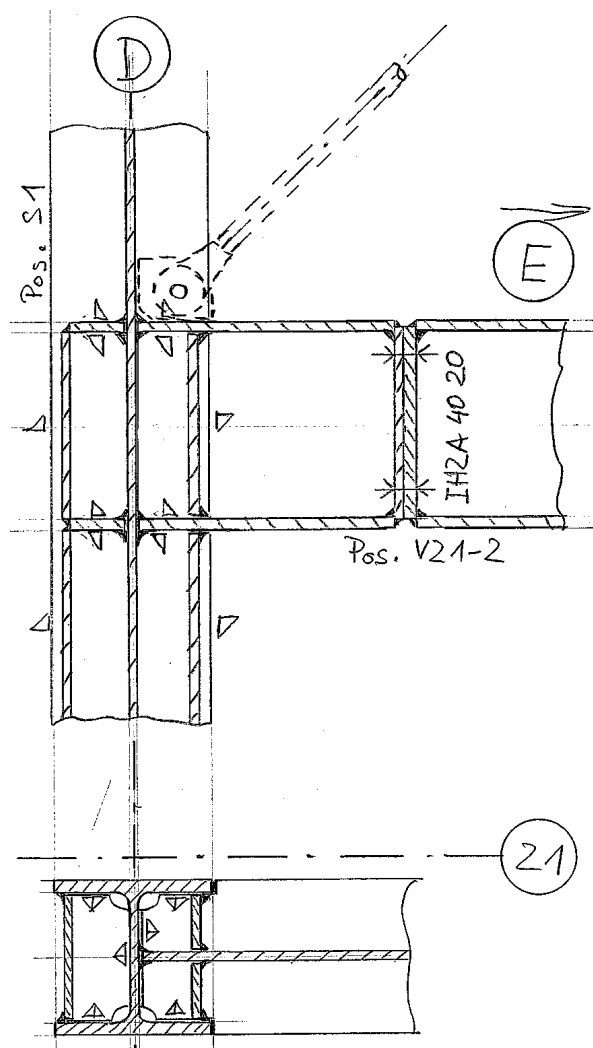
(Auszug aus DIN EN 10025-2:2005)

- 9.3.1.1 (3) + (4) Der Höchstwert der Streckgrenze $f_{y,max}$ ist auf den Zeichnungen festzulegen. Hiervon darf nur um 10 % nach oben abgewichen werden. Nach 9.3.2 (3) darf im allgemeinen $f_{y,max,d} = 1,20 f_{y,k}$ nach DIN 18800-1 angenommen werden.
- 9.3.2 (4) Die Kapazitätsbemessung ist anzuwenden auf
 - Riegel-Stützen-Verbindungen von Rahmen
 - Anschluß von Diagonalen in Verbänden
 - Verankerung von Bauteilen in Fundamenten
 ...
 Kapazitätsbemessung bedeutet, daß der Anschluß erst dann versagt, wenn die benachbarten als dissipativ geplanten Bauteile versagen (Bruttoquerschnitten, obere Streckgrenze, 9.3.2 (2) + (3)).

- 9.3.5.1 (1) c) die Anschlüsse von dissipativen Bauteilen an nicht dissipative Bauteile und die nicht dissipativen Bauteile besitzen eine genügende Überfestigkeit, um die zyklische Plastifizierung der dissipativen Bauteile zuzulassen.
>>> was macht der bemessende Ingenieur mit dieser wichtigen Information?

- 9.3.5.3 (2) Zur Vermeidung von Stockwerksversagen bei mehrgeschossigen Rahmen sind die Stützen gegenüber den Riegeln so auszulegen, daß die Bildung von plastischen Gelenken in den Riegeln statt in den Stützen erzwungen wird. Diese Bedingung gilt nicht für das oberste Geschoß und für die biegesteif angeschlossenen Fußpunkte der Stützen im untersten Geschoß.

Die Konsequenzen aus diesen Regeln werden am folgenden Beispiel erläutert. Dabei sind noch begleitend die in DIN 18800-1 Element 831 genannten „Nicht erlaubte Schweißnähte“ zu beachten, da bei der Kapazitätsbemessung mit benachbarten dissipativen Bauteilen planmäßig plastiziert wird (Nachweise nach dem Verfahren plastisch-plastisch).



Industriehalle 2003: Horizontalrahmen mit aufgeständertem Verband

- Der Stirnplattenanschluß muß mehr als der angeschlossene Träger HEA 400 tragen:
 $M_{R,d} = 1,2 * 575 \text{ kNm}$
- Tabelliert wäre ein Anschluß IH4A 40 24 mit überstehenden Stirnplatten mit 504 kNm.
(„altes“ DASt-Ringbuch, siehe Oberegge)
- Die Doppelkehlnähte müssen dabei die 1,2-fache Festigkeit der angeschlossenen Querschnittsteile haben sowie den Faktor $\alpha_w = 0,95 / 0,80$ kompensieren, z.B. durch Erhöhung der Kehlnahtdicke auf
 $a_{\text{gesamt}, S355, \text{artgleich}} = t * 1,2 * 1/0,80 = 1,50 * t$,
wobei t die angeschlossene Bauteildicke ist. Bei Bauteilen aus S235 könnte man dies auch

durch Schweißzusatzwerkstoff für S355 erreichen („overmatching“), was aus fertigungs-technischen Gründen ohnehin in den meisten Fällen getan wird. Dann wäre die erforderliche Nahtdicke

$$a_{\text{gesamt,S235,overmatched}} = t * 1,2 * 1/0,95 * (240 \text{ N/mm}^2 / 360 \text{ N/mm}^2) = 0,84 * t$$

- Die Stirnplattendicke muß konstruktiv erhöht werden von
 $t = 30 \text{ mm} * \sqrt{(575 \text{ kNm} / 504 \text{ kNm})} = 30 \text{ mm} * 1,07 = 32 \text{ mm}$
(gewählt 35 mm (falls beschaffbar) oder 40 mm)
Bei einem Riegel aus S235 ist hier auch „overmatching“ der Stirnplatte, d.h. Ausführung in S355 möglich.
- Die Stirnplattenüberstände müssen nach oben und unten ausgeführt werden, daß zyklisches Hin- und Herplastizieren abgedeckt werden muß.
- Die Schraubendicke muß erhöht werden auf
 $M24 * (575 \text{ kNm} / 504 \text{ kNm}) = M24 * 1,14 = M27,4$
Unternehmen, die Schrauben von deutschen Herstellern kaufen, dürfen hier M27 wählen, die anderen nehmen mindestens M30.
Paßt bei M27 das Lochbild noch? Wenn nicht, dann muß man den Anschluß ohnehin mit größeren Schraubenabständen von Hand nachweisen.
- Stütze einschließlich ihrer Verstärkungsbleche darf nicht vor der 1,2-fachen Riegel-Fließlast plastizieren, gegebenenfalls muß sie größer dimensioniert werden.
- Die Schweißnaht am Knotenblech des Diagonalstabes darf erst nach Erreichen der 1,2-fachen Diagonalen-Last versagen.
- Der Nettoquerschnitt des Diagonalstabes muß zu Fließen beginnen, bevor der gegossene Kopf reißt oder der Bolzen abschert. Ein diesbezüglicher Nachweis dürfte schwierig sein, da man vom Hersteller eines Zugstab-Systemes nur einen integralen Tragfähigkeitswert bekommt.

5.2 Sonstige

Bei der Bemessung eines Bauteiles für hohe Dehnraten sollte man sich vor Augen halten, daß der Verlust des Plastizierungsvermögens bedeutet, daß der Werkstoff auch keine Spannungsspitzen an geometrischen Kerben mehr abbauen kann. Man sollte daher besonders liebevoll über die Teile der Konstruktion nachdenken, die einspringende Ecken haben, in denen möglicherweise Brennriefen sind, die als Rißauslöser wirken können. Dort sollte man großzügige Ausrundungsradien anordnen und über ein nachträgliches Beschleifen nachdenken. Möglicherweise berücksichtigt man in der Berechnung „Kerbzahlen“ so wie dies im Maschinenbau verbreitet ist.

Einige Gedanken sollten auch an den Zusatzwerkstoff gehen. Wer im eigenen Betrieb schon Kehlnahtprüfstücke auf dem Hallenboden mit dem Vorschlaghammer auseinandergeklopft hat, wird festgestellt haben, daß MAG-Proben sehr gerne auseinanderspringen, während man sich bei Schweißnähten mit basischen Elektoden richtig Mühe geben muß. Falls E-Hand-Schweißen zu unwirtschaftlich erscheint, wäre alternativ vielleicht Fülldrahtschweißen mit basischer Füllung möglich.

Wichtig ist auch das Betrachten von Nahtenden oder Unstetigkeitsstellen im Verlauf der Naht als möglicher Anfangspunkt eines „Reißverschluß-Effekts“. Wenn der Werkstoff die Spannungsspitzen am Anfang der Naht nicht mehr umlagern kann, dann gibt's für den Riß kein Halten mehr.

6. Folgerungen

Bei Beanspruchungen mit sehr hoher Dehngeschwindigkeit besteht die Gefahr, daß der Werkstoff die Fähigkeit verliert, Spannungsspitzen durch Plastizieren umzulagern und abzubauen. Dem kann man durch Wahl geeigneter Werkstoffe und Zusatzwerkstoffe sowie durch kerbgerechtes konstruieren und Fertigen Rechnung tragen.

Bei Erdbebenbeanspruchung ist mehrfaches Hin- und Herplastizieren des Tragwerkes erforderlich. Um diese Fähigkeit des Tragwerkes nachzuweisen, ist ein hoher Aufwand bei Berechnung, Konstruktion, in der Fertigung und der Fertigungsüberwachung einschließlich Dokumentation erforderlich. Ergebnis sind Bauteilabmessungen, welche das sonst übliche Ringen um „leichtem“ Stahlbau, bei dem alle Bauteile unter trickreichem Ausreizen der Stabilitätsnachweise bemessen sind, völlig auf den Kopf stellen.

Nach meiner Erfahrung kann man gut damit leben, daß man Dissipation innerhalb des Stahltragwerks nicht in Anspruch nimmt und die aussteifenden Elemente nach dem Verfahren elastisch-elastisch bemißt. Gegenüber den ohnehin abzuleitenden Windlasten sowie Lasten aus unplanmäßiger Schiefstellung handelt man sich auch in „hohen“ Erdbebenzonen meist nur überschaubar größere Horizontallasten ein. Diese bedingen größere Verbandsdiagonalen, Verbandsriegel und Verbandsstützen – was bei nahezu gleichem Aufwand für Berechnung, Konstruktion, Fertigung und Montage in den Gesamtkosten kaum in das Gewicht fällt.

7. Danksagung

Bei den Recherchen zu diesem Vortrag habe ich Kontakt zu vielen Kollegen (auch Massivbauern!) an den Universitäten Braunschweig, Hamburg-Harburg, Karlsruhe und Stuttgart sowie der BAM in Berlin aufgenommen. Alle haben mich freundlich und großzügig mit Informationen und Materialien unterstützt.

Dafür bedanke ich mich an dieser Stelle herzlich.

8. Literatur

8.1 Normen BRD

- [1] DIN 1055: Einwirkungen auf Tragwerke.
Teil 3: Eigen- und Nutzlasten für Hochbauten. März 2006.
Teil 9: Außergewöhnliche Einwirkungen. August 2003.
- [2] DIN 4149:2005-04 Bauten in deutschen Erdbebengebieten. Lastannahmen, Bemessung und Ausführung üblicher Hochbauten.
- [3] DIN 18800: Stahlbauten.
Teil 1: Bemessung und Konstruktion. November 1990.

8.2 Normen International

- [4] DIN EN 1522: Fenster, Türen, Abschlüsse – Durchschußhemmung – Anforderungen und Klassifizierung. Februar 1999. Deutsche Fassung EN 1522:1998.
- [5] prEN 1991-1-1:2001-07 Eurocode 1 (EC1): Actions on structures.
Part 1-1: General actions – Densities, self-weight, imposed loads for buildings. Final draft.
- [6] EN 1993 Eurocode 3 (EC3): Design of steel structures
EN 1993-1-1: General rules and rules for buildings. May 2005.
prEN 1993-1-8:2003-05 Design of joints. Stage 49 draft.
- [7] DIN V ENV 1993 (EC3): Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten.
Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln, Bemessungsregeln für den Hochbau. Deutsche Fassung ENV 1993-1-1:1992. April 1993.
- [8] DIN EN 10025: Warmgewalzte Erzeugnisse aus Baustählen.
Teil 1: Allgemeine technische Lieferbedingungen. Februar 2005.
Teil 2: Technische Lieferbedingungen für unlegierte Baustähle. April 2005.
- [9] DIN EN 10045: Metallische Werkstoffe; Kerbschlagbiegeversuch nach Charpy.
Teil 1: Prüfverfahren. April 1991. (Deutsche Fassung EN 10045-1:1990)
Teil 2: Prüfung der Prüfmaschine (Pendelschlagwerk). Januar 1993. (Deutsche Fassung EN 10045-2:1992)
- [10] DIN EN ISO 14556:2006-10 Kerbschlagbiegeversuch nach Charpy (V-Kerb) – Instrumentiertes Prüfverfahren. Deutsche Fassung EN ISO 14556:2000 + A1:2006.

8.3 Fachliteratur

- [11] Ammann, W., Mühlematter, M., Bachmann, H.: Zugversuche an Bewehrungs- und Spannstahl mit erhöhter Dehngeschwindigkeit. Bericht Nr. 7709-1, Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich. Birkhäuser, Basel 1982.
- [12] www.axelproducts.com/pages/HighStrainRate.html (18.12.06)
(Hersteller von mechanischen Test- und Prüfeinrichtungen)

- [13] Bachmann, H.: Erdbebensicherung von Bauwerken. Birkhäuser, 2. Auflage, Basel 2002.
- [14] Böttcher, Chr.: Geschwindigkeitssensitivität des mechanischen Verhaltens unlegierter Baustähle bei wiederholter Beanspruchung bis in den inelastischen Bereich – experimentelle Untersuchung und Modellierung. Diss. Braunschweig 2002. Fortschritt-Berichte VDI Reihe 5 Nr. 654, VDI Verlag Düsseldorf 2002.
- [15] Böttcher, Chr., Reininghaus, M., Peil, U.: Einfluß der Beanspruchungsgeschwindigkeit auf das mechanische Verhalten von unlegiertem Baustahl.
Teil 1: Stahlbau 72 (2003), Heft 11, S. 778-787.
Teil 2: Stahlbau 72 (2003), Heft 12, S. 839-843.
- [16] Curbach, M.: Festigkeitssteigerung von Beton bei hohen Belastungsgeschwindigkeiten. Diss. Karlsruhe 1987. Schriftenreihe des Instituts für Massivbau und Baustofftechnologie, Hrsg. Prof. J. Eibl, Prof. H.K. Hilsdorf, Karlsruhe 1987.
- [17] Eibl, J., Schmidt-Hurtienne, B.: Betonstoffgesetze für hochdynamische Beanspruchungen. Beton- und Stahlbetonbau 94 (1999) Heft 7, S. 278-288.
- [18] Falk, J.: Untersuchungen zum Einfluß der Belastungsgeschwindigkeit auf das Verformungs- und Bruchverhalten von Stählen unterschiedlicher Festigkeit und Zähigkeit. Diss. Aachen 1992. Fortschritt-Berichte VDI Reihe 18 Nr. 117, VDI Verlag Düsseldorf 1993.
- [19] Gehrig, H.: Vereinfachte Berechnung flüssigkeitsgefüllter verankerter Kreiszyinderschalen unter Erdbebenbelastung. Stahlbau 73 (2004), Heft 1, S. 37-45.
- [20] Häcker, R., Wossidlo, P.: Der Einfluss der Belastungsgeschwindigkeit im Zugversuch auf die Anforderungen an die Messtechnik und auf das Probenverhalten. BAM, Berlin (undatiert). DGM-Tagung „Werkstoffprüfung 2004“, Ulm. (siehe auch Häcker 2006)
- [21] Häcker, R.: Mitteilung an P. Knödel. BAM, Berlin, 20.12.06.
- [22] Fa. Hodapp, Schindler, N.: Beschußversuch, Mitteilung an P. Knödel. www.hodapp.de, 16.01.07.
- [23] IWMF Institut für Materialprüfung, Werkstoffkunde und Festigkeitslehre, Universität Stuttgart, www.imwf.uni-stuttgart.de/lehre/vd/wkp/Script_pdf/04_Kerbschlag.pdf, 16.01.07.
- [24] Kaiser, D.: Bodenbewegungen in der Nähe mittelgroßer Erdbeben. In Savidis, S. A. (Ed.): Entwicklungsstand in Forschung und Praxis auf den Gebieten des Erdbebeningenieurwesens, der Boden- und Baudynamik (D-A-CH-Tagung, Berlin 1999). Deutsche Gesellschaft für Erdbebeningenieurwesen und Baudynamik DGEB-Publ. Nr. 10, 39 - 48. zitiert nach www.geo.uni-jena.de/geophysik/seismologie
- [25] Knödel, P.: Lehrmaterialien zur Vorlesung Behälterbau an der Fachhochschule Karlsruhe, erreichbar unter www.peterknoedel.de/lehre/lehre.htm, seit März 2003 laufend aktualisiert. hier: L_Ex_050925 Lasten aus Explosion.
- [26] Kohler, D.: Instrumentierter Kerbschlagversuch, anonymisiert, Mitteilung an P. Knödel. Versuchsanstalt für Stahl, Holz und Steine, Universität Karlsruhe, 16.01.07.
- [27] Ingenieurbüro Kordes und Partner, Mannheim: www.kopa.de, 16.01.07.
- [28] Meskouris, K., Hinzen, K.-G.: Bauwerke und Erdbeben. Grundlagen – Anwendung – Beispiele. Vieweg, Wiesbaden 2003.

- [29] MPA Stuttgart, Otto-Graf-Institut: Flyer der Abteilung 32 Bauteilbeanspruchung, 15.01.07.
www.mpa.uni-stuttgart.de/publikationen/mpa_flyer/abt32-www.pdf
- [30] Oberegge, O., Hockelmann, H.-P.: Bemessungshilfen für profilorientiertes Konstruieren.
2. Auflage 1992. Stahlbau-Verlagsgesellschaft mbH Köln.
(= „DASt-Ringbuch alt“)
- [31] <http://homepage.mac.com/oscura/ctd/images/tankcollapse.jpg>, 16.01.07.
- [32] Petersen, Chr.: Dynamik der Baukonstruktionen. Vieweg, Wiesbaden, 1996.
- [33] Schlüter, F.-H., Gerold, M.: Gebäude im Windwurfbereich von Bäumen. Bauingenieur 78
(2003), Seiten 349-359.
- [34] SFB 151 Sonderforschungsbereich Tragverhalten und Tragfähigkeit von Baukonstruktionen
unter dynamischen Einwirkungen der Deutschen Forschungsgemeinschaft an der Ruhr-
Universität Bochum. Forschungsprogramm 1989/91. SFB 151 – Berichte Nr. 13, April
1989.
- [35] Steinmetz, D., Knödel, P.: Bauen von Holzhäusern in Erdbebengebieten Deutschlands. Vor-
trag in der TAS Kaiserslautern am 05.04.2006. Skript herunterladbar von
www.peterknoedel.de/papers/papers.htm.