

Gebäude im Windwurfbereich von Bäumen

Dipl.-Ing. Matthias Gerold, Dr.-Ing. Franz-Hermann Schlüter ^{*) **)}

Gliederung

	Seite
1 Problemstellung	2
2 Schutzziele	4
3 Bruch- und Belastungsszenarien durch Baumwurf	5
4 Grundlagen	8
4.1 Verwendete Bezeichnungen	8
4.2 Charakteristische Kenngrößen von Bäumen	9
4.3 Fallgeschwindigkeit von Bäumen	16
5 Rechenmodell für den Lastfall „Baumwurf“	19
5.1 Allgemeines dynamisches Ersatzsystem der Einwirkung	19
5.2 Vereinfachte Nachweisverfahren	22
5.2.1 Fall A: Aufprall Krone – statische Ersatzlast	22
5.2.2 Fall B: Aufprall Stamm – Energiebilanz	25
5.3 Vergleichsuntersuchungen mittels Finiter Elemente	30
5.3.1 FE-Untersuchung zum Aufprall im Kronenbereich (Fall A)	30
5.3.2 FE-Untersuchung zum Aufprall im Stammbereich (Fall B)	32
6 Konstruktive Durchbildung	36
7 Beispiele	38
7.1 Beispiel 1 – Fall A: Statische Ersatzlast (weicher Stoß)	38
7.2 Beispiel 2 – Fall B: Energiebilanz (harter Stoß)	40
8 Zusammenfassung	43
9 Literaturverzeichnis	44

*) Dipl.-Ing. Matthias Gerold ist Beratender Ingenieur, Prüfenieur für Baustatik mit Zweigniederlassung Ostfildern und Hauptgeschäftsführer der Harrer Ingenieure, Karlsruhe, Halle/Saale und Zell a. Harmersbach, Harrer Ingenieure, Reinhold-Frank-Str. 48b, 76133 Karlsruhe

**) Dr.-Ing. Franz-Hermann Schlüter ist Partner im Ingenieurbüro Prof. Eibl + Partner GbR Karlsruhe und Dresden;
Prof. Eibl + Partner GbR, Stephanienstr. 102, 76133 Karlsruhe

1 Problemstellung

Bei der Bemessung von Gebäudestrukturen wird in der Regel ein Lastfall „Baumwurf“ nicht betrachtet. In den relevanten Vorschriften zu den Lastannahmen – DIN 1055 [5] – sind hierzu keine Angaben enthalten. Dies liegt wohl auch daran, dass in der Vergangenheit bei der Masse der Bauvorhaben ein solcher Lastfall gar nicht auftreten konnte. So sahen Landesbauordnungen vor, dass Gebäude einen Abstand von mindestens 30 m von Wäldern haben müssen. In den letzten Jahren wurden diese Grundsätze aufgeweicht und zunehmend in unmittelbarer Nähe von alten Baumbeständen Neubaugebiete erschlossen oder Erweiterungen von Industrieanlagen ausgewiesen. Von einigen Bauaufsichtsbehörden wurde dann der Nachweis einer ausreichenden Standsicherheit der Gebäude bei Baumfall oder aber Baumkontrollen gefordert.

Das Bewußtsein bzgl. der Konsequenzen bei diesem Lastfall ist häufig bei Bauherrn nicht besonders ausgeprägt. Durch das Ausbleiben entsprechender Schadensereignisse in der Vergangenheit sah man keine Notwendigkeit, an einer Schadensverhütung zu arbeiten. Erst in letzter Zeit, nicht zuletzt aufgrund des Orkans „Lothar“ im Dezember 1999, findet eine Diskussion von möglichen Schadensszenarien und deren Verhütung statt (vgl. auch [16], [19], [21]). Auch die Versicherungswirtschaft hat hieran ein Interesse, gibt es doch kaum eine Sparte mit einem derartig hohen Schadenspotential bezogen auf ein einzelnes Schadensereignis. Die Vorkommnisse der jüngsten Vergangenheit – Gewitterstürme Anfang Juli 2001 mit einigen Toten infolge einer umgestürzten Plantane in Straßburg – gaben erneut zur Diskussion Anlass.



Abb. 1.1: Ein infolge des Orkans „Lothar“ auf ein Wohnhaus gestürzter Baum; teilweise herausgerissener Wurzelstock, Schäden am Dachstuhl

Ein bei einem Sturm umstürzender Baum wird in der Bevölkerung als unabwendbares Naturereignis ähnlich wie Blitzschlag oder Erdbeben betrachtet. Bei Letzterem wurde durch entsprechende Auslegung der Bauwerke Vorsorge getroffen; hingegen ist die konkrete Behandlung des „Baumwurfes“ relativ wenig geläufig.

Vor diesem Hintergrund wird im folgenden ein Vorschlag unterbreitet, wie der Lastfall „Baumwurf“ im Rahmen von bautechnischen Nachweisen betrachtet werden kann.



Abb. 1.2: Folge eines auf ein Nebengebäude gestürzten Baumes: Der Dachstuhl ist völlig zerstört

2 Schutzziele

Ziel der nachfolgenden Hinweise ist in erster Linie der Schutz der Bewohner in baulichen Anlagen vor umstürzenden Bäumen (vgl. § 3 MBO [1] bzw. LBO [2]). Die Beschädigung von Gebäudeteilen sowie Sachbeschädigungen, z.B. in Folge ggf. durch Fenster oder Dächer durchschlagende Äste oder großer Verformungen einzelner Bauteile, sind bei solch einem außergewöhnlichen Ereignis mit geringer Eintrittswahrscheinlichkeit sekundär und werden hier nicht näher betrachtet. Müssen in besonderen Fällen höhere Anforderungen an die Funktionstüchtigkeit gestellt werden, so sind weitergehende Maßnahmen im Einzelfall festzulegen.

Auch impliziert die Art der Nachweisführung, dass einzelne tragende Bauteile durchaus große irreversible Verformungen erhalten können. Sofern dies z.B. seitens der Bauherrschaft nicht mitgetragen wird, kann dies durch größer dimensionierte Bauteile verbunden mit aufwendigeren Bemessungsverfahren verhindert werden.

Der Lastfall „Baumwurf“ ist hinsichtlich der Auslegungsphilosophie ähnlich zu behandeln wie das Ereignis "Erdbeben" oder "Anprall". Die Auftretenswahrscheinlichkeit dieses Ereignisses in Kombination mit ungünstigst wirkenden Einflussgrößen ist sehr gering. Das tatsächliche Verhalten wird bestimmt von einer Vielzahl von nicht eindeutig im voraus zu bestimmenden Parametern wie Wuchsverhalten und Zustand des Baumes im betrachteten Zeitraum, Ursache und Art des Baumwurfes, Widerstand von Wurzelwerk, Stamm und Krone beim Fall, Windverhältnisse, Jahreszeit (belaubt, Eisansatz) etc. Hier kann nur eine probabilistische Betrachtung mit Berücksichtigung der wesentlichen Effekte zum Ziel führen. Die Kombination aller ungünstigst wirkenden Einflüsse soll hier nicht betrachtet werden.

3 Bruch- und Belastungsszenarien durch Baumwurf

In Anlehnung an die BGmG [3] könnte für die Vertikallast infolge Baumwurf hilfsweise eine vertikal wirkende, gleichmäßig verteilte Trümmerbelastung von 10 kN/m^2 angenommen werden. Die Decken sind für die Aufnahme der Horizontallast infolge Baumwurf als Scheiben auszubilden. Die Ableitung der Horizontallast über aussteifende Wände, Ringanker, usw. ist nachzuweisen. Als Horizontallast kann hilfsweise eine auf die Decke einwirkende Einzellast von 30 kN angenommen werden, die in jedem Einzelfall in Abhängigkeit von der örtlichen Situation an der ungünstigsten Stelle anzusetzen ist. Auch der Forst geht häufig von einem 3-t-Baum ($\triangleq 30 \text{ kN}$) aus. Diese Angaben sind jedoch sehr pauschal. Es ist nicht bekannt, ob mit diesen Ansätzen die tatsächlichen Verhältnisse für einen konkreten Anwendungsfall hinreichend genau beschrieben werden.

In [15], [13] und [20] wurde versucht, die Stoßenergie des auftreffenden Baumes für konkrete Einzelfälle in Abhängigkeit vom Abstand des Baumes zum Gebäude, von Baumart und -höhe, vom Stammdurchmesser, Fallwinkel und Windverhältnissen anzugeben. Die dort getroffenen Ansätze sind jedoch im Hinblick auf ein allgemeines und in der Praxis leicht handhabbares Berechnungsmodell nur bedingt geeignet.

Zur Bestimmung eines Lastansatzes müssen verschiedene mögliche Szenarien beim Bruch und Umsturz eines Baumes betrachtet werden. Wie bereits oben angedeutet, hängt das tatsächliche Verhalten von zahlreichen Parametern ab wie

- Wuchseigenschaften des Baumes (Stammausbildung, Kronenausbildung, Lage und Ausbildung von Ästen, Schräglage)
- Ausbildung des Wurzelstockes
- Bodenverhältnisse (bzw. Ertragsklasse nach [17])
- Windverhältnisse vor und während des Umsturzes
- Luftwiderstand der Krone beim Fall
- Jahreszeit und Witterungsverhältnisse (belaubter Baum, Eisansatz etc.)
- Lage und Widerstand eines möglichen Bruchgelenkes
- Art und Ausbildung der beaufschlagten Gebäudestrukturen (Dachfläche, Kniestock, Pfetten, Einzelbauteile); Widerstand und Massenverhältnisse
- Lage des Aufprallpunktes

Diese Aufzählung macht deutlich, dass viele der Parameter nicht mit der notwendigen Genauigkeit im voraus angegeben werden können. Zur Verdeutlichung sind beispielsweise in Abb. 3.1 zwei möglich Bruchszszenarien wiedergegeben: Holzbruch des

Stammes im bodennahen Bereich sowie in halber Baumhöhe. Des Weiteren sind häufig Entwurzelungen zu beobachten, bei denen der Stamm nicht bricht, sondern sich ein Grundbruch im Bereich des Wurzelstockes einstellt (vgl. Abb. 1.1). Einen wesentlichen Einfluss haben auch die Windverhältnisse: Es ist möglich, dass eine einzige kurze Windböe den Bruch des Baumes bzw. des Wurzelstockes bewirkt oder aber, bei länger andauernden und wiederholten Windböen, der Baum selbst zu Schwingungen angeregt wird (möglicherweise mit Resonanzerhöhungen). Dies führt infolge der gespeicherten Verformungsenergie und beschleunigten Massen zusammen mit der direkten Windbelastung zum Bruch. Der Fallvorgang wird bestimmt durch die Anfangsgeschwindigkeit, die aktivierten Widerstände wie z.B. Drehfeder des brechenden Stammes oder Wurzelstockes, sowie dem Luftwiderstand der Krone. Letzterer ist wiederum abhängig von den vorherrschenden Windgeschwindigkeiten und -richtungen. Im Extremfall wird die Krone während des Fallens noch vom Wind beschleunigt.



Abb. 3.1: Mögliche Bruchvorgänge bei einem Baumwurf

Die Versagensart und die Verhältnisse beim Fallvorgang sind im Detail kaum vorhersehbar. Die Erfassung aller Mechanismen und Beschreibung in einem komplizierten Berechnungsmodell ist nicht sinnvoll. Es würde eine Genauigkeit vorgetäuscht, die

angesichts der vielen freien und kaum bestimmbar Parameter nicht gegeben wäre.

Für eine praktikable Handhabung und Herleitung eines Berechnungsmodells müssen vereinfachende Annahmen getroffen werden, die die Verhältnisse für die komplexen Vorgänge in den meisten Anwendungsfällen hinreichend beschreiben. Für die weiteren Betrachtungen wird daher von folgenden Grundannahmen ausgegangen:

- Die Energie eines Baumes beim Aufprall wird bestimmt aus einer effektiven Masse und einer Anfangsgeschwindigkeit.
- Rechnerisch wird angenommen, dass sich ein Baum beim Fallvorgang am Stammfuß frei dreht (Gelenk). Die Wirkung einer Drehfeder am Wurzelstock bzw. beim Bruch des Stammes wird später pauschal berücksichtigt (vgl. Abs. 5.1).
- Die Anfangsgeschwindigkeit des Baumes beim Aufprall wird analog zum freien Fall ohne belastende oder bremsende Wirkung des Windes bzw. der Luft ermittelt.
- Es wird immer ein voll belaubter Baum betrachtet. Die Masse aus Schnee- und Eisansatz am unbelaubten Baum im Winter entspricht näherungsweise der jährlich absterbenden Baumteile, so dass immer die Masse des voll belaubten Baumes der Rechnung zugrunde gelegt wird.
- Die elastischen Verformungen der Dachkonstruktion bei Anprall sind vernachlässigbar.
- Verformungen des Baumstammes selbst sind beim Stoßvorgang vernachlässigbar bzw. werden pauschal berücksichtigt.
- Eine Abbremsung der Baumkrone erfolgt durch elasto-plastische irreversible Deformation der Baumkrone beim Stoßvorgang durch Verbiegen und Brechen der Äste.
- Der Energieverzehr beim Bruchvorgang und während des Aufpralles wird über einen pauschalen Reduktionsfaktor berücksichtigt (vgl. Abs. 5.1).

Unter Berücksichtigung dieser Annahmen werden zur Abschätzung der auftretenden Belastung durch einen umfallenden Baum im folgenden zwei verschiedene Berechnungsverfahren vorgestellt:

A:	Statische Ersatzlast (Weicher Stoß)	Beispiel Aufprall mit Krone
B:	Energiebilanz (Harter Stoß)	Beispiel Aufprall des Stammes

4 Grundlagen

4.1 Verwendete Bezeichnungen

In den folgenden Ausführungen und Herleitungen verwendete Bezeichnungen sind im Einzelnen:

h_0	Höhe des Baumes
h_S	Schwerpunktshöhe des Stammes (Index s)
h_K	Schwerpunktshöhe der Krone (Index k))
d_K	Durchmesser der Krone
$d_{S,m}$	Mittlerer Durchmesser des Stammes
m_S	Masse des Stammes
m_K	Masse der Krone
γ_K	spezifisches Gewicht der Krone
γ_S	spezifisches Gewicht des Stammes
h_B	Höhe des Auftreffpunktes
α	Winkel zwischen der Horizontalen und der Baumachse beim Aufprall
$v_{0,max}$	maximale Geschwindigkeit der Baumspitze bei freiem Fall ($\alpha=90^\circ$)
v_0	Geschwindigkeit der Baumspitze
v_B	Effektive Geschwindigkeit des Ersatzsystems beim Aufprall
a	Angenommene konstante Beschleunigung der Baummasse während des Falles
g	Erdbeschleunigung ($g \cong 10 \text{ m/s}^2$)
m_B	Effektive Masse des Ersatzsystems
h_B	Höhenlage der Masse des Ersatzsystems (=Auftrittspunkt)
E_B	Energie des Ersatzsystems
$E_{B,eff}$	Effektive Energie des Ersatzsystems (E_B abgemindert mit η_{Diss})
η_{Diss}	Abminderungsfaktor zur globalen Berücksichtigung nicht im einzelnen erfasseter dissipativer Effekte
R_B	Federkraft des Ersatzsystems für die Einwirkung
$R_{B,max}$	Maximale Federkraft des Ersatzsystems (=Abbremskraft)
u_B	Verformung der Feder des Ersatzsystems
$u_{B,max}$	Maximale Verformung der Feder des Ersatzsystems (=Abbremsweg)
β_{Dyn}	Stoßfaktor zur Berücksichtigung der dynamischen Wirkung bei einem Kraft-Zeit-Verlauf
S_{stat}	Statische Ersatzkraft für die Bemessung des Bauteiles
E_{Feder}	Aufnehmbare Energie der Feder des Ersatzsystems
$E_{Struktur}$	Aufnehmbare Energie der getroffenen Struktur

4.2 Charakteristische Kenngrößen von Bäumen

Die Wuchseigenschaften von Bäumen können näherungsweise aus [17] entnommen werden. Ausgehend von der Baumart, der Bodenbeschaffenheit und der gemessenen bzw. geschätzten Geometrie der Bäume kann deren voraussichtliches Wachstum in den nächsten 50 Jahren (rechnerische Nutzungsdauer der Gebäude) angegeben werden.

Tabelle 1: Ertragstafel Buche / Linde / Kastanie
(Auszug aus [17], Ertragsklassen 1 bis 10)

Buche	Boden-Ertragsklasse 7 dGz ₁₀₀			Boden-Ertragsklasse 9 dGz ₁₀₀		
Alter [Jahre]	Mittel- höhe h _{S,m} [m]	Ober- höhe h ₀ [m]	Mittel- durchmes- ser d _{S,m} [cm]	Mittel- höhe h _{S,m} [m]	Ober- höhe h ₀ [m]	Mittel- durchmesser d _{S,m} [cm]
30	7,5	9,0	4,7	10,4	12,2	6,2
40	11,6	13,4	8,3	15,5	17,3	10,2
50	15,8	17,6	11,9	20,3	21,9	14,4
60	19,3	21,0	15,5	24,2	25,6	18,6
70	22,2	23,7	19,4	27,2	28,4	23,1
80	24,7	26,0	23,3	30,1	31,1	27,8
90	27,0	28,2	27,2	32,6	33,4	32,6
100	29,1	30,1	31,0	34,8	35,3	37,3
110	30,8	31,7	35,0	36,7	37,0	41,8
120	32,3	33,1	38,9	38,5	38,6	46,6
130	33,6	34,3	42,7	39,9	39,9	51,2
140	34,7	35,3	46,5	41,2	41,2	55,8
150	35,7	36,1	50,2	42,2	42,2	60,5

In Tabelle 1 bis 3 sind beispielsweise die Ertragstafeln für Buche, Eiche und Fichte wiedergegeben. Mit den Werten aus den Tabellen können Geometrie und Masse der zu untersuchenden Bäume als Eingangsgröße für eine dynamische Berechnung ermittelt werden. Es sei darauf hingewiesen, dass es sich bei den angegebenen Wer-

ten $h_{S,m}$ und $d_{S,m}$ um prognostizierte Mittelwerte im Hinblick auf den Ernteertrag eines flächigen Waldbestandes handelt. Das tatsächliche Wachstum kann naturgemäß hiervon abweichen, insbesondere beim freistehenden Baum.

Tabelle 2: Ertragstafel Eiche / Hainbuche / Ulme
(Auszug aus [17], Ertragsklassen 1 bis 9)

Eiche	Boden-Ertragsklasse 5 dGz ₁₀₀			Boden-Ertragsklasse 7 dGz ₁₀₀		
Alter [Jahre]	Mittel- höhe $h_{S,m}$ [m]	Ober- höhe h_0 [m]	Mittel- durchmesser $d_{S,m}$ [cm]	Mittel- höhe $h_{S,m}$ [m]	Ober- höhe h_0 [m]	Mittel- durchmesser $d_{S,m}$ [cm]
30	8,9	10,3	6,7	13,5	15,2	8,9
40	12,0	13,7	10,2	16,6	18,1	12,8
50	14,6	16,3	13,6	19,2	20,4	16,6
60	16,7	18,2	17,0	21,3	22,3	20,2
70	18,6	19,9	20,3	23,1	23,9	23,8
80	20,2	21,3	23,6	24,7	25,3	27,4
90	21,6	22,6	27,0	26,1	26,6	31,0
100	22,8	23,6	30,4	27,4	27,8	34,7
110	23,9	24,6	33,8	28,5	28,8	38,4
120	24,9	25,5	37,2	29,5	29,7	42,1
130	25,8	26,3	40,6	30,4	30,6	45,9
140	26,6	27,0	44,0	31,1	31,3	49,6
150	27,2	27,6	47,3	31,8	31,9	53,3
160	27,8	28,1	50,5	32,4	32,5	57,0
170	28,4	28,7	53,7	33,0	33,1	60,7
180	28,9	29,2	56,8	33,5	33,6	64,3
190	29,4	29,6	59,8	33,9	33,9	67,9
200	29,8	30,0	62,7	34,3	34,3	71,5

Tabelle 3: Ertragstafel Fichte / Weymonthkiefer / Sitkafichte
(Auszug aus [17], Ertragsklassen 1 bis 16)

Fichte	Boden-Ertragsklasse 7 dGz ₁₀₀			Boden-Ertragsklasse 12 dGz ₁₀₀		
Alter [Jahre]	Mittel- höhe $h_{S,m}$ [m]	Ober- höhe h_0 [m]	Mittel- durchmesser $d_{S,m}$ [cm]	Mittel- höhe $h_{S,m}$ [m]	Ober- höhe h_0 [m]	Mittel- durchmesser $d_{S,m}$ [cm]
20	---	---	---	7,1	8,9	7,5
30	5,9	7,4	7,2	11,5	14,0	11,5
40	9,1	11,3	9,9	16,5	19,1	15,4
50	12,5	15,1	12,5	21,0	23,4	19,3
60	15,7	18,3	15,0	24,6	26,6	23,1
70	18,4	20,9	17,5	27,3	29,0	26,8
80	20,6	23,0	20,0	29,6	31,0	30,5
90	22,6	24,8	22,5	31,6	32,8	34,1
100	24,4	26,4	25,0	33,2	34,3	37,5
110	26,0	27,8	27,4	34,7	35,7	40,9
120	27,5	29,2	29,8	35,9	36,9	44,1
130	28,9	30,4	32,0	37,1	38,0	47,2

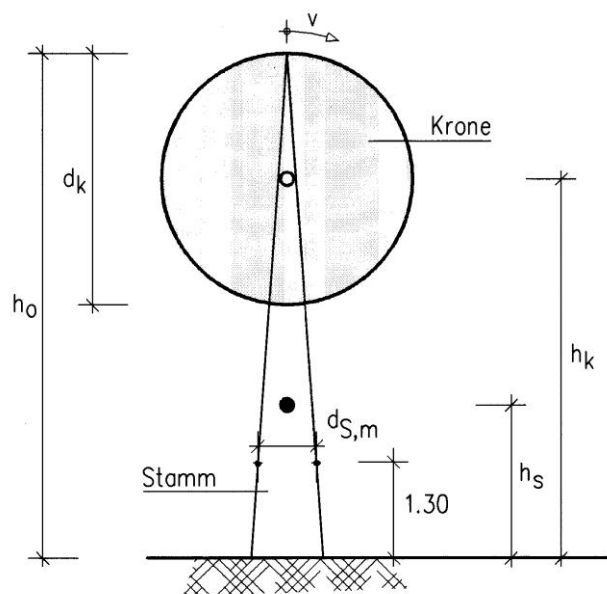


Abb. 4.1: Idealisierter Baum: Krone als Kugel, Stamm als Kegel

Abhängig vom Alter der Bäume ist u.a. die Oberhöhe h_0 sowie der mittlere Stammdurchmesser $d_{S,m}$ angegeben. Die Krone (Index k) der Bäume wird für die vorliegenden Untersuchungen als idealisierte Kugel angenommen (vgl. Abb. 4.1). Deren ideeller Durchmesser und spezifisches Gewicht können näherungsweise mit

$$d_K \approx h_0/2$$

$$\gamma_K = 0,006 \text{ kN/m}^3 \quad \text{bei Kronen von Bäumen aus Nadelholz}$$

$$\text{bzw. } = 0,008 \text{ kN/m}^3 \quad \text{bei Kronen von Bäumen aus Laubholz}$$

angenommen werden. Der Stamm (Index S) wird als Kegel mit der Höhe h_0 betrachtet. Der Stammdurchmesser auf Schwerpunkthöhe h_S wird, auf der sicheren Seite liegend, zu dem in den Ertragstabellen in 1,30 m über Gelände ermittelten Wert $d_{S,m}$ angenommen. Das spezifische Gewicht wird nach DIN 1055 [5] angesetzt zu

$$\gamma_S = 6,00 \text{ kN/m}^3 \quad \text{bei Nadelbäumen und}$$

$$\gamma_S = 8,00 \text{ kN/m}^3 \quad \text{bei Laubbäumen.}$$

Damit ergeben sich die folgenden Größen für Massen und Schwerpunktlagen:

$$m_K = \frac{1}{6} \pi \cdot d_K^3 \cdot \frac{\gamma_K}{g} \cong 0,52 \cdot d_K^3 \cdot \frac{\gamma_K}{g} \quad (4.1)$$

$$h_K = \frac{3}{4} \cdot h_0 \quad (4.2)$$

$$m_S = \frac{1}{4} \pi \cdot d_{S,m}^2 \cdot \frac{\gamma_S}{g} \cdot h_0 \quad (4.3)$$

$$h_S = \frac{1}{3} \cdot h_0 > 1,30 \text{ m} \quad (4.4)$$

Die Tabellen 1 bis 3 lassen sich dadurch wie folgt ergänzen:

Tabelle 4: Ertragstafel Buche / Linde / Kastanie
(Auszug aus [17], Ertragsklassen 1 bis 10)

Buche	Boden-Ertragsklasse 7 dGz ₁₀₀			Boden-Ertragsklasse 9 dGz ₁₀₀		
Alter [Jahre]	Ober- höhe h ₀ [m]	Masse Krone m _k [t]	Masse Stamm m _s [t]	Ober- höhe h ₀ [m]	Masse Krone m _k [t]	Masse Stamm m _s [t]
30	9,0	0,04	0,01	12,2	0,10	0,03
40	13,4	0,13	0,06	17,3	0,27	0,12
50	17,6	0,29	0,16	21,9	0,56	0,29
60	21,0	0,49	0,32	25,6	0,89	0,57
70	23,7	0,71	0,57	28,4	1,21	0,97
80	26,0	0,93	0,90	31,1	1,59	1,54
90	28,2	1,19	1,34	33,4	1,98	2,27
100	30,1	1,45	1,85	35,3	2,33	3,15
110	31,7	1,69	2,49	37,0	2,68	4,14
120	33,1	1,92	3,21	38,6	3,05	5,37
130	34,3	2,14	4,01	39,9	3,29	6,65
140	35,3	2,33	4,89	41,2	3,71	8,22
150	36,1	2,49	5,83	42,2	3,98	9,89

Tabelle 5: Ertragstafel Eiche / Hainbuche / Ulme
(Auszug aus [17], Ertragsklassen 1 bis 9)

Eiche	Boden-Ertragsklasse 5 dGz ₁₀₀			Boden-Ertragsklasse 7 dGz ₁₀₀		
Alter [Jahre]	Ober- höhe h ₀ [m]	Masse Krone m _k [t]	Masse Stamm m _s [t]	Ober- höhe h ₀ [m]	Masse Krone m _k [t]	Masse Stamm m _s [t]
30	10,3	0,06	0,03	15,2	0,19	0,08
40	13,7	0,14	0,09	18,1	0,31	0,19
50	16,3	0,23	0,19	20,4	0,45	0,36
60	18,2	0,32	0,34	22,3	0,59	0,58
70	19,9	0,42	0,53	23,9	0,72	0,87
80	21,3	0,51	0,76	25,3	0,86	1,22
90	22,6	0,61	1,06	26,6	1,00	1,64
100	23,6	0,70	1,40	27,8	1,14	2,14
110	24,6	0,79	1,80	28,8	1,27	2,72
120	25,5	0,88	2,26	29,7	1,39	3,37
130	26,3	0,96	2,78	30,6	1,52	4,13
140	27,0	1,04	3,35	31,3	1,63	4,93
150	27,6	1,11	3,95	31,9	1,72	5,80
160	28,1	1,18	4,59	32,5	1,82	6,76
170	28,7	1,25	5,30	33,1	1,92	7,81
180	29,2	1,32	6,03	33,6	2,01	8,90
190	29,6	1,37	6,78	33,9	2,07	10,01
200	30,0	1,43	7,55	34,3	2,14	11,23

Tabelle 6: Ertragstafel Fichte / Weymonthkiefer / Sitkafichte
(Auszug aus [17], Ertragsklassen 1 bis 16)

Fichte	Boden-Ertragsklasse 7 dGz ₁₀₀			Boden-Ertragsklasse 12 dGz ₁₀₀		
Alter [Jahre]	Ober- höhe h ₀ [m]	Masse Krone m _k [t]	Masse Stamm m _s [t]	Ober- höhe h ₀ [m]	Masse Krone m _k [t]	Masse Stamm m _s [t]
20	---	---	---	8,9	0,03	0,02
30	7,4	0,02	0,02	14,0	0,11	0,09
40	11,3	0,06	0,05	19,1	0,28	0,22
50	15,1	0,14	0,11	23,4	0,51	0,42
60	18,3	0,24	0,20	26,6	0,75	0,68
70	20,9	0,36	0,31	29,0	0,97	1,00
80	23,0	0,48	0,44	31,0	1,18	1,39
90	24,8	0,61	0,60	32,8	1,40	1,83
100	26,4	0,73	0,79	34,3	1,60	2,32
110	27,8	0,85	1,00	35,7	1,81	2,87
120	29,2	0,99	1,25	36,9	2,00	3,45
130	30,4		1,50	38,0	2,18	4,07

Fazit: Die Gesamtgewichte der Bäume können durchaus deutlich über 3 t $\triangleq$ 30 kN liegen; für junge Baumbestände liegen sie jedoch unter diesem Pauschalwert. Interessant ist auch das Verhältnis von Kronenmasse zu Stammmasse, welches sich mit zunehmendem Alter zu Gunsten der Stammmasse verändert.

4.3 Fallgeschwindigkeit von Bäumen

Für das dynamische Modell ist neben den geometrischen Eingangsgrößen die Anfangsgeschwindigkeit zu Beginn des Aufpralls von entscheidender Bedeutung. Zur Ermittlung dieser Geschwindigkeiten wurden von den Autoren Fallgeschwindigkeiten von Bäumen, welche mit Motorsägen gefällt wurden, gemessen. Tabelle 7 zeigt die verschiedenen Bäume, ihre Längen sowie die zugehörigen gemessenen Fallzeiten.

Zur Bestimmung der relevanten Geschwindigkeiten wurde vorausgesetzt, dass vom Beginn des Baumwurfes bis zum Auftreffen auf dem Boden, d.h. für den maximalen Fallwinkel von 90° , eine konstante Beschleunigung vorliegt, ähnlich wie beim freien Fall einer Masse. Die Spitze des Baumes beschreibt dabei einen Kreisbogen mit dem Radius $h_{0,d}$ und legt die Strecke $s_{\max} = 1/2 \pi h_0$ zurück (vgl. Abb. 4.2). Der genaue zeitliche Verlauf der Geschwindigkeit kann nicht vorherbestimmt werden, da er von sehr vielen Parametern abhängt, wie z.B. Beschaffenheit und Luftwiderstand der Krone, Windgeschwindigkeit und -richtung während des Baumwurfes, Schrägwuchs des Baumes, Versagensart des Stammes oder Wurzelwerkes. Beim Ansatz einer konstanten Beschleunigung nimmt die Geschwindigkeit der Baumspitze linear mit der Zeit bis zum Aufprall zu. Die getroffene Annahme ist plausibel und dürfte unter Berücksichtigung des probabilistischen Charakters des hier diskutierten Problems für die meisten Fälle auf der sicheren Seite liegen.

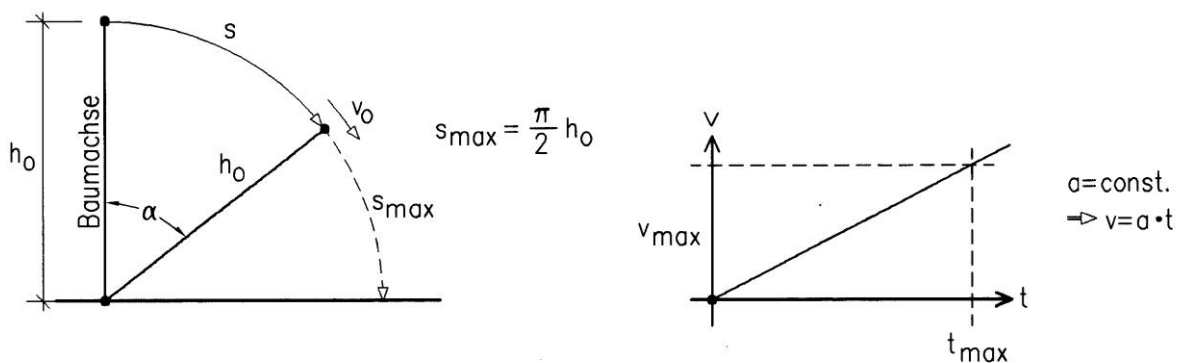


Abb. 4.2: Bewegungsmodell eines Baumes beim Fall

Bei Ansatz der Vereinfachung $a = \text{const.}$ ergeben sich die folgenden Beziehungen:

$$v = a \cdot t \quad (4.5)$$

$$s = \frac{1}{2} \cdot a \cdot t^2 \Rightarrow a = \frac{2s}{t^2} \Rightarrow t = \sqrt{\frac{2s}{a}} \quad (4.6)$$

Mit $s_{\max} = \frac{1}{2} \pi h_0$ und den gemessenen Fallzeiten $t_{\max}$ folgt

$$a = \frac{h_0 \pi}{t_{\max}^2} \quad (4.7)$$

Als Mittelwert der beobachteten Baumfallzeiten (vgl. Tab. 7) kann für die weitere Betrachtung unabhängig von Baumart und Größe ein Wert von

$$a = 7 \text{ m/s}^2 \quad \text{entsprechend 70\% der Erdbeschleunigung}$$

angenommen werden. Dieser Wert ist kleiner als die Erdbeschleunigung g und erfasst offensichtlich die Windverhältnisse vor und während des Umsturzes sowie den Luftwiderstand der Krone beim Fall. Die Baumfallzeiten wurden mittels Stoppuhr beim Fällen von Bäumen mittels Kettensäge gemessen.

Tabelle 7: Gemessene Fallgeschwindigkeiten und Größen von Bäumen

Baumart	Baumhöhe h_0 [m]	Fallzeit t [s]	Fallgeschwindigkeit $v_{0,\max}$ [m/s]	Beschleunigung a [m/s ²]
Obstbaum	15	2,7	17,4	6,4
Buche	30	4,0	23,5	5,9
Ahorn	30	3,7	25,4	6,8
Eiche	40	4,2	29,9	7,1
Mittelwert	28,8	3,5	25,3	6,6

Damit kann nach Gl. (4.5) für jede Zeit t die zugehörige Geschwindigkeit v_0 ermittelt werden. Für die Berechnung einer bestimmten Aufprallsituation, definiert durch den Winkel α (vgl. Abb. 4.2), ist zu bestimmen, welche Strecke s die Baumspitze vom ursprünglichen Zustand bis zum Auftreffen zurückgelegt hat. Die dabei benötigte Zeit t ergibt sich aus Gl. (4.6).

$$s(\alpha) = h_0 \cdot \frac{\pi}{2} \cdot \frac{\alpha}{90^\circ} \quad (4.8)$$

$$v_0(\alpha) = \sqrt{2 \cdot a \cdot s(\alpha)} \quad (4.9)$$

Die Gl. (4.9) bestimmt die Geschwindigkeit der Baumspitze mit der Höhe h_0 . Die Geschwindigkeiten anderer Orte h_i entlang der Baumachse (vgl. Abb. 4.3) berechnen sich aus

$$v_i = \frac{h_i}{h_0} v_0 \quad (4.10)$$

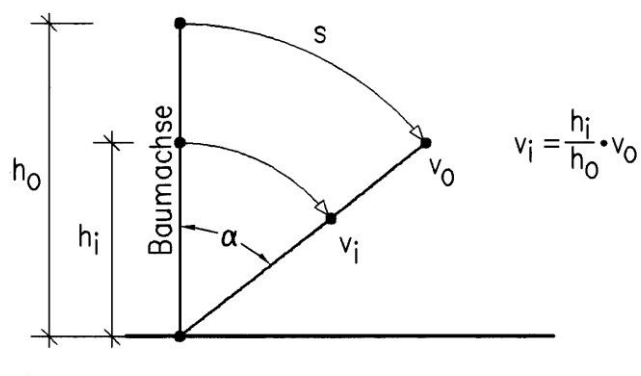


Abb. 4.3: Geschwindigkeiten an verschiedenen Orten h_i der Baumachse

5 Rechenmodell für den Lastfall „Baumwurf“

5.1 Allgemeines dynamisches Ersatzsystem der Einwirkung

Beim Baumwurf handelt es sich um einen komplexen dynamischen Vorgang mit vielen unbekannten Parametern, wie z.B. Bruchvorgänge im Wurzelwerk, im Stamm und/oder in der Krone. Eine genaue Analyse dieser Vorgänge ist praktisch nicht möglich. Für die Bemessung soll daher ein einfaches Ersatzsystem gewählt werden, dass die wesentlichen Effekte beschreibt. Wie in Abs. 3 beschrieben, wird unterstellt, dass sich der Baum beim Bruchvorgang um einen Drehpunkt auf Geländeniveau frei drehen kann. Der Stamm wird als starre Achse angenommen, auf der die Massen für die Krone und das Stammholz in den entsprechenden Höhen h_K und h_S angeordnet sind (Abb. 5.1) und sich mit den Geschwindigkeiten v_K bzw. v_S bewegen. Die Situation beim Aufprall ist je nach örtlicher Gegebenheit unterschiedlich. Die Kontaktstelle wird beschrieben durch den Winkel α und die Höhe h_B (vgl. Abb. 5.2).

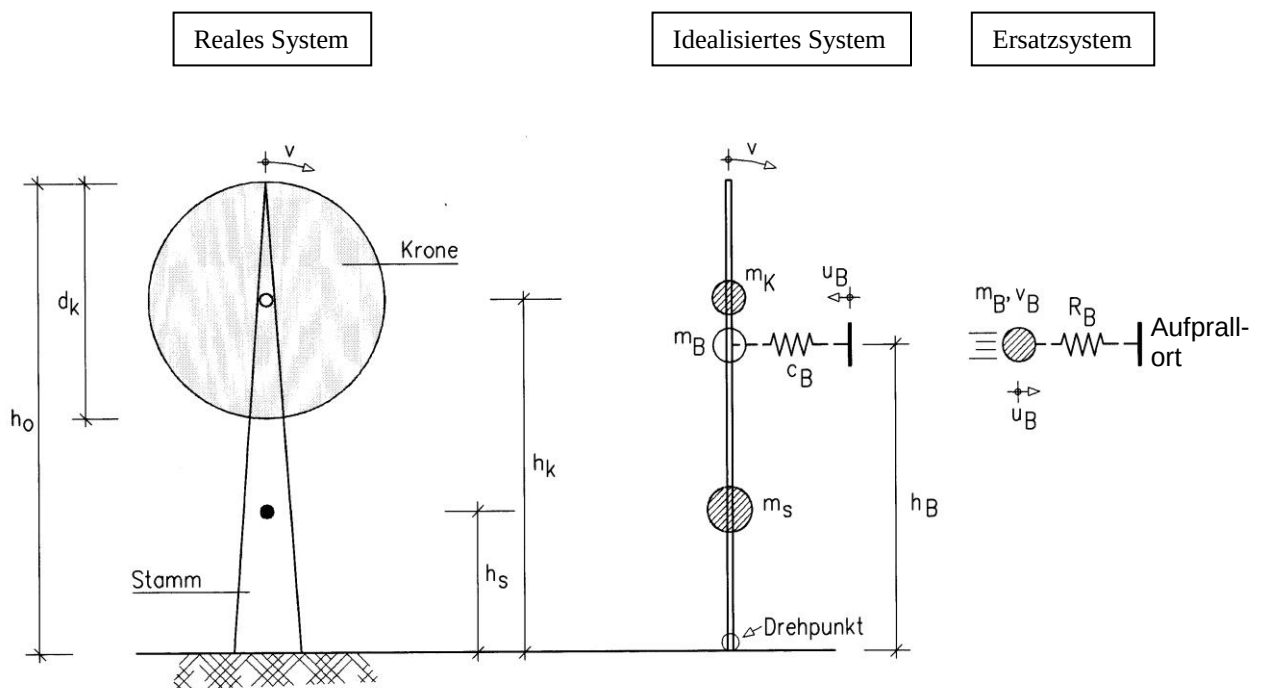


Abb. 5.1: Modellbildung für die Einwirkung „Baumwurf“

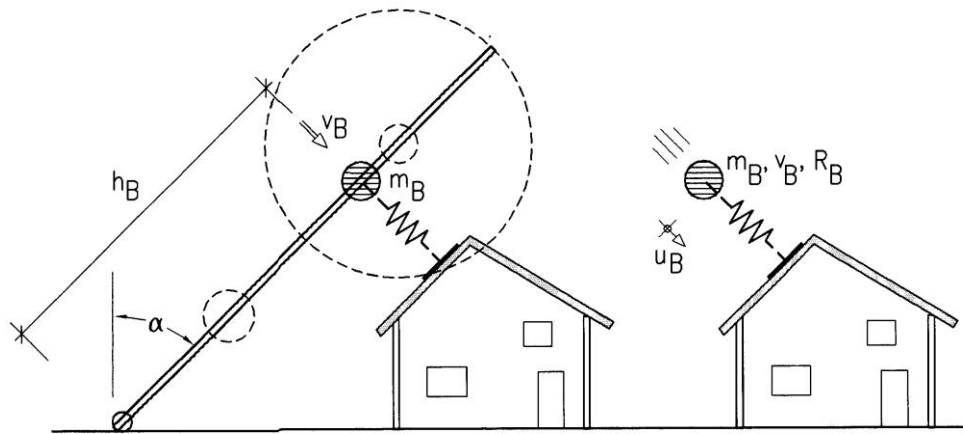


Abb. 5.2: Rechenmodell eines Einmassenschwingers zur Beschreibung des Baumwurfes auf ein Haus

Als Ersatzsystem der Einwirkung soll ein Einmassenschwinger mit der effektiven Masse m_B , der Anfangsgeschwindigkeit v_B und der Federcharakteristik R_B gewählt werden. Aus der Bedingung, dass die kinetische Energie des Originalsystems und des Ersatzsystems gleich ist, ergibt sich

$$E_{Kin} = \frac{1}{2} m v^2 \quad (5.1)$$

$$\frac{1}{2} m_B v_B^2 = \frac{1}{2} m_s v_s^2 + \frac{1}{2} m_K v_K^2 \quad (5.2)$$

$$\Rightarrow m_B = \frac{m_s h_s^2 + m_K h_K^2}{h_B^2} \quad (5.3)$$

$$v_B = \frac{h_B}{h_0} \cdot v_0(\alpha) \quad (5.4)$$

$$E_B = \frac{1}{2} m_B v_B^2 \quad (5.5a)$$

Zur Berücksichtigung von energiedissipierenden Effekten beim Aufprall, die nicht im Einzelnen erfasst werden können, wird ein globaler Abminderungsfaktor η_{Diss} eingeführt. Mit ihm wird die effektive Energie

$$E_{B,eff} = \eta_{Diss} \cdot E_B \quad (5.5b)$$

bestimmt, die den Nachweisen zugrunde liegt.

Zur Erfassung einer Fußpunkteinspannung (Tiefwurzler, Bruch im Stamm; vgl. Abb. 3.1) kann - nach Ansicht der Verfasser - die Energiedissipation je nach örtlicher Situation mit einem Anteil von $\Delta\eta = 0,2$ berücksichtigt werden. Ein zusätzliches $\Delta\eta$ bis 0,2 erscheint möglich bei genauer Berücksichtigung der Wuchseigenschaften des Baumes (z.B. Stamm- und Kronenausbildung) durch Aufnahme vor Ort, entsprechender geometrischer Abbildung nach [17] und mathematischer Berücksichtigung. Damit kann ein Grundwert des Energiedissipationsfaktors zu

$$\eta_{0,Diss} = 0,6 \text{ bis } 0,8$$

abgeschätzt werden. Bei einem Aufprall im Bereich der Krone (Fall A, weicher Stoß) kann für den Energieverzehr durch Bruch von Ästen beim Auftreffen ein weiterer Anteil von $\Delta\eta_A = 0,2$ in Ansatz gebracht werden. Damit ergibt sich für den Fall A

$$\eta_{A,Diss} = \eta_{0,Diss} - \Delta\eta_A = 0,4 \text{ bis } 0,6$$

Für den Energieverzehr bei einem Aufprall im Bereich des Stammes (Fall B, harter Stoß) kann durch "Gelenk"ausbildung bzw. lokalen Zerstörungen am Auftreffort sowie zur Berücksichtigung anderer Energieformen (wie Biegeenergie des Stammes, kinetische Energie des Restbaumes) ein Abminderungsfaktor von 0.10 berücksichtigt werden, wie Erfahrungen aus durchgeführten nichtlinearen dynamischen FE-Analysen zeigen (vgl. Kapitel 5.3.2). Für die weiteren Nachweise ergibt sich damit

$$\eta_{B,Diss} = 0.10 \cdot \eta_{0,Diss} = 0,06 \text{ bis } 0,08$$

Ferner besteht im Fall B die Möglichkeit, dass nach dem Auftreffen des Baumstammes auf die Konstruktion anschließend die Krone auf die übrige Dachfläche fällt und das Bauwerk an anderer Stelle weiter belastet. Der Nachweis für diesen zweiten Stoßanteil muß dann analog dem Fall A für den weichen Stoß geführt werden.

Andererseits kann eine Aufnahme vor Ort auch ergeben, dass ein Baum auf einen anderen fallen kann, der dann mit einer Anfangsenergie ebenfalls fällt. Für diesen Fall wird empfohlen, η_{Diss} um 0,2 zu erhöhen.

Die Festlegung realistischer Werte erfolgt durch den verantwortlichen Planer und sollte mit dem Bauherrn und der zuständigen Bauaufsichtsbehörde abgestimmt werden.

5.2 Vereinfachte Nachweisverfahren

Der Nachweis muss nun in der Form erfolgen, dass die Bewegungsenergie des Baumes nach Gl. (5.5) durch das dissipative Arbeitsvermögen der betroffenen Strukturen aufgenommen werden kann. Einen wesentlichen Anteil hierbei bildet auch die Energiedissipation des Baumes beim Aufprallvorgang, insbesondere das Arbeitsvermögen der brechenden Äste der Krone, beschrieben durch die Feder R_B . Es muss also gelten:

$$E_{B,eff} \leq E_{Feder} + E_{Struktur} \quad (5.6)$$

Zur rechnerischen Behandlung sind Angaben zur Charakteristik der Feder R_B erforderlich. Diese hängt in hohem Maße von der Beschaffenheit des Baumes bzw. der Kontaktstelle ab. Findet der Aufprall im Bereich der Krone statt, so ist die Feder relativ weich. Findet er dagegen im Bereich des Stammes statt, ist sie sehr hart. Für die praktische Anwendung ist es daher sinnvoll, zwei Belastungsszenarien zu unterscheiden:

Fall A: Weicher Stoß, Aufprall erfolgt im Bereich der Krone

Fall B: Harter Stoß, Aufprall erfolgt im Bereich des Stammes

Für den Nachweis der beaufschlagten Bauteile können für diese „außergewöhnliche Einwirkung“ im Katastrophenfall die Teilsicherheitsbeiwerte auf der Einwirkungsseite zu $\gamma_F = 1,0$ in Ansatz gebracht werden. Nach Auffassung der Autoren ist eine Überlagerung mit Wind oder Schnee nicht erforderlich.

5.2.1 Fall A: Aufprall Krone – statische Ersatzlast

Der zu betrachtende Baum möge von dem zu bemessenden Objekt solch einen Abstand haben, dass der Aufprall im Bereich der Krone erfolgt. Es wird unterstellt, dass die Bäume auf der dem Haus zugewandten Seite ausreichend Äste besitzen. Durch die relativ großen Kronendurchmesser wird es in der Praxis wohl am Häufigsten vorkommen, dass die Dachfläche eines Hauses durch die Äste der Krone belastet wird. In diesem Fall wird der wesentliche Teil der kinetischen Energie E_B durch die großen Verformungen und das Brechen der Äste aufgezehrt, d.h. durch die Feder R_B selbst. Verformungen der Dachfläche sind bei diesem Vorgang vernachlässigbar. Bei solch einem „weichen Stoß“ kann man unabhängig vom Verhalten des gestoßenen Kör-

pers eine transiente Belastungsfunktion angeben, und bei Berücksichtigung eines sog. Stoßfaktors auch eine statische Ersatzlast. Aufgrund des zeitlichen Verlaufs der hier diskutierten Belastungsfunktion kann der Stoßfaktor mit $\beta_{\text{Dyn}} = 1,5$ angesetzt werden.

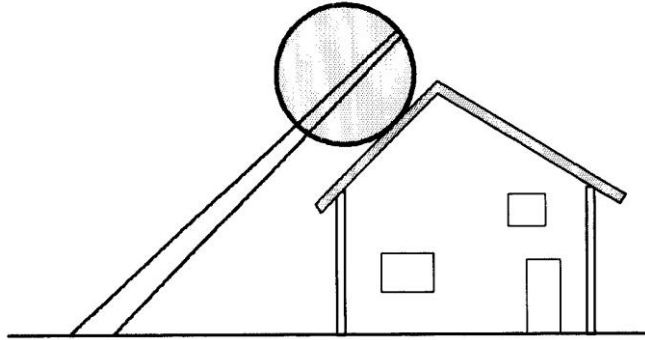


Abb. 5.3: Weicher Stoß: Krone trifft Haus

Die Feder R_B ist dadurch gekennzeichnet, dass sie sich mit zunehmender Zusammendrückung versteift. Zu Beginn des Aufpralls sind nur die dünnen Äste am Rand der Krone beteiligt, später auch die stärkeren Äste im Inneren. Es wird eine progressive, parabelförmige Federkennlinie nach Abb. 5.4 zugrunde gelegt. Aus Beobachtungen an umgestürzten Bäumen werden für den maximalen Abbremsweg in Relation zum Kronendurchmesser folgende Werte vorgeschlagen:

$$\begin{aligned} u_{B,\max} &= d_K/3 && \text{für Winkel } \alpha > 45^\circ \\ u_{B,\max} &= d_K/4 && \text{für Winkel } 30^\circ \leq \alpha \leq 45^\circ \\ u_{B,\max} &= d_K/5 && \text{für Winkel } \alpha < 30^\circ \end{aligned} \quad (5.7)$$

Die von der Feder aufnehmbare Energie bestimmt sich bei parabelförmiger Kennlinie aus

$$E_{\text{Feder}} = \frac{1}{3} R_{B,\max} \cdot u_{B,\max} \quad (5.8)$$

$$\Rightarrow R_{B,\max} = \frac{3E_{\text{Feder}}}{u_{B,\max}} \quad (5.9)$$

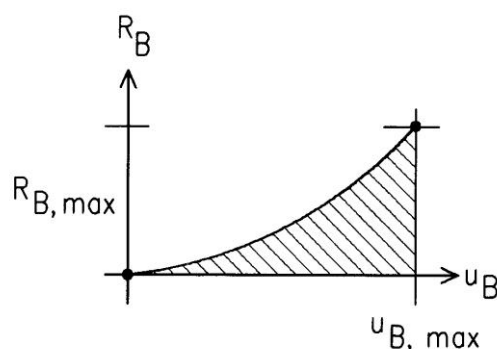


Abb. 5.4: Federcharakteristik bei einem weichen Stoß

Entsprechend dem hier betrachteten Fall soll die gesamte kinetische Energie des Baumes von der Feder aufgenommen werden. Das Gebäude muss dann für diejenige Kraft ausgelegt werden, die maximal für das Zusammendrücken der Feder benötigt wird, folglich für $R_{B,max}$. Unter Berücksichtigung des zeitlichen Verlaufes der Aufpralllast wird der Stoßfaktor zur Berücksichtigung der dynamischen Effekte auf ausreichend genau angesetzt zu

$$\beta_{Dyn} = 1,5$$

Damit ergibt sich für die statische Ersatzlast zu

$$S_{stat} = \beta_{Dyn} R_{B,max} = \frac{\beta_{Dyn} \cdot 3E_{Feder}}{u_{B,max}} = \frac{1,5 \cdot 3E_B}{u_{B,max}} \quad (5.10)$$

Diese Bemessungslast ist je nach Dachkonstruktion den Einzelbauteilen wie z.B. den Sparren und Pfetten zuzuweisen. Ggf. ist diese Last auf die beanspruchte Fläche A_A zu verteilen. Vereinfachend könnten hier angenommen werden:

- kreisförmige Aufprallfläche entsprechend Abb. 5.5 bzw. Ersatzquadrat
- kugelförmige Lastverteilung nach Abb. 5.6
(eine kegel- bzw. pyramidenförmige Lastverteilung erscheint allenfalls beim harten Stoß angemessen).

Radius und Flächeninhalt der Auftrefffläche sowie statische Flächenlast bei kugelförmiger Verteilung berechnen sich aus

$$r_A = \sqrt{d_K u_{B,max} - u_{B,max}^2} \quad (5.11)$$

$$\Rightarrow A_A = r_A^2 \cdot \pi$$

$$p_{stat} = \frac{2S_{stat}}{A_A} \quad (5.12)$$

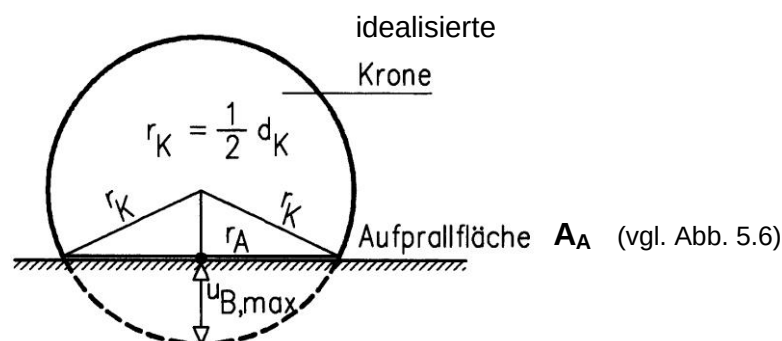


Abb. 5.5: Aufprallfläche als Teil der kugelförmigen Krone

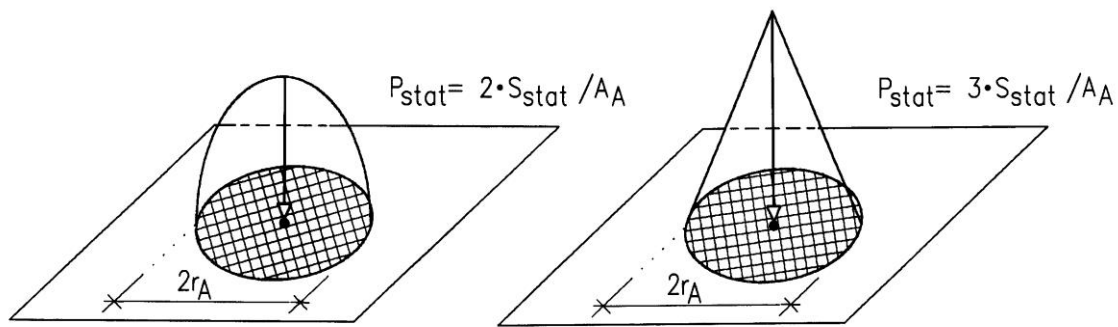


Abb. 5.6: Kugel- und kegelförmige Lastverteilung über der Aufprallfläche

Alternativ zu diesem statischen Verfahren kann natürlich auch eine dynamische Analyse als Ein- oder Mehrmassensystem vorgenommen werden. Hierzu wird auf die einschlägige Fachliteratur verwiesen, z.B. [9], [10].

5.2.2 Fall B: Aufprall Stamm – Energiebilanz

Der zu betrachtende Baum soll von dem Objekt, das bemessen werden soll, solch einen Abstand haben, dass der Aufprall zuerst im Bereich des Stammes erfolgt. Bei den meisten in der Praxis vorkommenden Fälle wird zeitgleich oder anschließend auch der Bereich der Krone auf das Gebäude auftreffen und sich dadurch analog kap. 5.2.1 am Lastabtrag beteiligen.

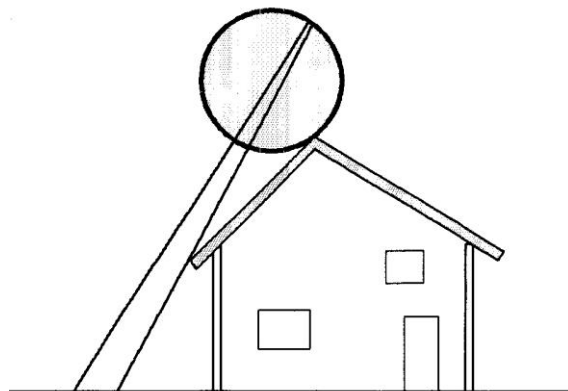


Abb. 5.7: Aufprall im Bereich des Stammes

Geht man davon aus, dass der Stamm stabil genug ist und nicht bricht, muss die effektive kinetische Energie vom Baumstamm selbst bzw. von der Deformationsarbeit der Dachkonstruktion aufgezehrt werden. Bei Tragwerken in Stahl- und Stahlbetonbauweise geschieht dies im Wesentlichen durch Plastifizierungen der Bauteile, im Holzbau durch die Nachgiebigkeit der Verbindungen.

In diesem als „harten Stoß“ zu bezeichnenden Lastfall ist die maximale Stoßkraft sowohl vom Deformationsverhalten des stoßenden und des gestoßenen Körpers abhängig. Es lässt sich keine vom getroffenen Bauteil unabhängige Last-Zeit-Funktion ermitteln. Im Gegensatz zum Aufprall im Bereich der Krone ist hier nur ein maximaler Abbremsweg von wenigen cm anzusetzen. Unter Beachtung der Gl. (5.8) und (5.9) für Energie und maximale Federkraft ergäbe sich demnach eine extrem hohe Federkraft $R_{B,max}$ bzw. statische Ersatzkraft S_{stat} . Eine konventionelle Auslegung für diese Kraft ist mit den in der Praxis zur Ausführung kommenden Systemen kaum möglich, geschweige denn wirtschaftlich. Es empfiehlt sich, einen Nachweis in Form einer nichtlinearen dynamischen Analyse (vgl. Kapitel 5.3.2) oder vereinfachend in Form eines Energievergleiches durchzuführen.

Ausgehend von Gl. (5.6) muss nun die Struktur in der Lage sein, die effektive Energie des Baumes zu verzehren. Ähnlich wie bei der aus der Erdbebenauslegung bekannten „Kapazitätsbemessung“ müssen je nach Tragsystem und örtlichen Gegebenheiten Fließgelenke gebildet werden, die durch plastische Rotation in der Lage sind, die Energie aufzunehmen. Dies soll am einfachen Beispiel eines Einfeldträgers (Abb. 5.8), der in Feldmitte getroffen wird, verdeutlicht werden. Für die maximal aufnehmbare plastische Formänderungsenergie E_{Pl} muss demnach gelten

$$E_{Pl} \geq E_{B,eff} \quad (5.13)$$

$$E_{Pl} = M_{Pl} \cdot \varphi_{Pl} \quad (5.14)$$

$$\varphi_{Pl} = \chi \cdot l_{Pl} \quad (5.15)$$

Hierin bedeuten φ_{Pl} den plastischen Rotationswinkel, χ die Krümmung und l_{Pl} die Länge des plastischen Gelenkes. M_{Pl} bezeichnet das aufnehmbare plastische Moment.

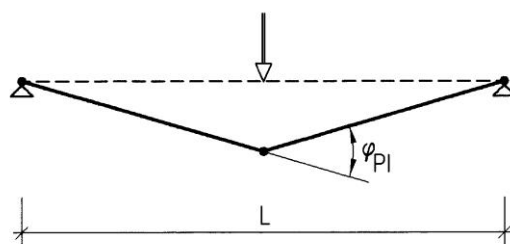


Abb. 5.8: Einfeldträger der Länge L mit plastischem Gelenk

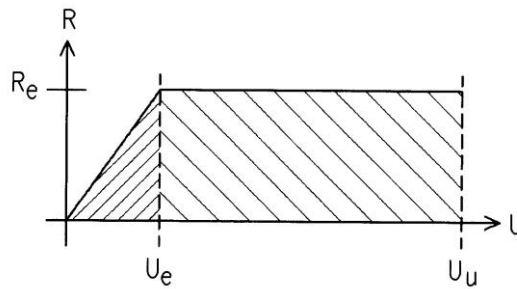


Abb. 5.9: Elasto-plastische Kraft-Verformungsbeziehung, Formänderungsenergie als Flächen unter der Kurve

Die aufnehmbare Energie lässt sich auch direkt aus einer berechneten oder gemessenen Kraft-Verformungsbeziehung ableiten (vgl. Abb. 5.9). Sie ist abhängig von den verwendeten Baustoffen, dem vorhandenen Querschnitt und der konstruktiven Durchbildung. Für einfache Anwendungsfälle wie für einen symmetrisch bewehrten Stahlbetonbalken oder ein Stahlprofil sollen hier die erforderlichen Beziehungen wiedergegeben werden. Für darüber hinausgehende Systeme wird auf die weiterführende Literatur verwiesen.

Stahlbetonbau:

Das plastische Moment für einen Stahlbetonrechteckbalken kann nach [6] näherungsweise berechnet werden aus

$$M_{pl} = bh^2 \mu \beta_s \left(1 - \frac{\mu \beta_s}{1,7 \beta_c} \right) \quad (5.16)$$

Hierin bedeuten:

b	Querschnittsbreite
h	Querschnittshöhe
$\mu = A_s / (b \cdot h)$	auf die statische Höhe bezogener Bewehrungsgehalt der Biegezugseite
β_s	Streckgrenze des Stahles
β_c	Zylinderfestigkeit des Betons

Die elastische Verformung u_e , die Bruchverformung u_u und die zugehörige Kraft R_E (vgl. Abb. 5.9) bestimmt sich für den Einfeldträger aus

$$u_e = \frac{L^2}{12EI} M_{Pl} \quad (5.17)$$

$$u_u \cong \frac{\varepsilon_u}{\varepsilon_e} u_e \leq 10u_e \quad (5.18)$$

$$R_e = M_{Pl} / (L / 4) \quad (5.19)$$

Die Biegesteifigkeit EI des Stahlbetonbalkens im Zustand II (gerissen) kann vereinfachend mit ca. $EI^II = 0,75 \cdot EI$ des Zustandes I angenommen werden. Die Variablen ε_e und ε_u bezeichnen die Dehnungen des Bewehrungsstahles an der Streckgrenze und beim Bruch. Mit den angegebenen Beziehungen ermittelt sich die aufnehmbare Energie zu

$$E_{Pl} = R_e (u_u - 0,5u_e) \quad (5.20)$$

die größer sein muss als die einwirkende kinetische Energie des Baumes $E_{B,eff}$.

Zur Sicherung der erforderlichen Rotationsfähigkeit ist eine ausreichende Verbügelung einschl. Anordnung einer Druckbewehrung erforderlich. Die Schubdeckung sollte ohne Staffelung für die zu M_{Pl} gehörige Querkraft erfolgen.

Stahlbau:

Das plastische Moment für ein Stahlprofil kann in der Regel aus Tabellenwerken entnommen werden. Im Weiteren gelten als erste Näherung die gleichen Beziehungen wie für den Stahlbetonbalken (Gl. (5.17) - (5.20)). Hierbei wird unterstellt, dass Stabilitätsprobleme in diesem Fall nicht maßgebend werden.

Weitergehende Angaben zum elasto-plastischen Verhalten von Stahl, Zähigkeit und Duktilität können hier nicht wiedergegeben werden. In diesem Zusammenhang wird auf die Literatur verwiesen, z.B. [18], [8].

Holzbau:

Allgemeine Angaben zur Aufnahme von elasto-plastischen Formänderungsenergien für den Holzbau lassen sich im Rahmen dieser Veröffentlichung kaum machen. Sie sind im Einzelfall unter Berücksichtigung des Gesamtsystems zu ermitteln. Es werden einige Gesichtspunkte genannt, die bei der Wahl eines Tragsystems in Holzbauweise beachtet werden sollten:

- Die plastische Verformungsfähigkeit bzw. Dämpfung vergrößert sich mit zunehmender Anzahl nachgiebiger Verbindungen.
- Bei Rahmentragwerken ist es sinnvoll, diese so zu dimensionieren, dass Plastifizierungen in den Riegeln und nicht in den Stielen auftreten (sog. Kapazitätsbemessung) sowie die Energie durch die Nachgiebigkeit biegesteifer Anschlüsse vernichtet wird.

Gerade mechanische Holzverbindungen sind durch die Fähigkeit gekennzeichnet, Energie durch plastische Verformungen zu dissipieren (vgl. [12]). Vorzeitiges Versagen durch Aufspalten des Holzes kann durch ausreichend große Abstände der Verbindungsmittel untereinander und vom Rand vermieden werden. Die Mindestwerte für Vorholzlängen und Verbindungsmittelabstände nach DIN 1052 [4] bzw. EC 5 scheinen hierfür ausreichend. Größere Abstände können jedoch die Neigung zum Spalten weiter verringern und damit die Zähigkeit der Verbindung erhöhen. Ein Aufspalten des Holzes kann auch durch Aufleimen von Holzwerkstoffplatten im Verbindungsbereich verhindert werden. Diese Maßnahme kann ferner die Tragfähigkeit der Verbindung erhöhen.

Stiftförmige Verbindungsmittel mit niedriger Fließgrenze des Stahls sind wegen ihrer großen Verformungskapazität für zähe Verbindungen besser geeignet als Verbindungsmittel aus gehärtetem Stahl. Auch kann die Energiedissipation durch die Verwendung schlanker Stifte gesteigert werden. Der Schlankheitsgrad λ ist hier definiert als das Verhältnis von Holzdicke zum Stiftdurchmesser. Im Gegensatz zu gedrungenen Stiften, die sich kaum plastisch verformen, bilden schlanke Stifte Fließgelenke aus, die Energie dissipieren. Außerdem wirkt die Verwendung schlanker Stifte ebenfalls der Spaltgefahr entgegen. Ein Tragfähigkeitsverlust kann zudem weitgehend verhindert werden, indem Stahlstifte verwendet werden, die einem hohen Auszieh Widerstand besitzen. Außerdem sollten Verbindungen zwischen Holz und einem sprödem Material nicht zur Energiedissipation herangezogen werden.

Einlassdübel sind wegen des im Allgemeinen spröden Materialverhaltens, das bei Zugverbindungen durch Abscheren des Vorholzes erfolgt, für derartige Konstruktionen weniger geeignet. Im Gegensatz dazu zeigen Einpressdübel beim Erreichen der Tragfähigkeit ein plastisches Verhalten. Voraussetzung sind allerdings ausreichende Rand- und Zwischenabstände, die ein Lochleibungsversagen unter dem Bolzen und den Dübelzähnen gewährleisten und ein Aufspalten des Holzes verhindern.

Nagelplatten sollten, auch entsprechend den derzeitigen bauaufsichtlichen Bestimmungen für dynamisch beanspruchte Bauwerke, für tragende Zwecke im Bereich des Baumwurfs nicht in Rechnung gestellt werden.

Bei zimmermannsmäßigen Konstruktionen ist insbesondere auf eine gute Lagesicherung, z.B. von Versätzen, zu achten, als auch auf die konstruktive Anordnung von Zugsicherungen bei druckbeanspruchten Verbindungen.

5.3 Vergleichsuntersuchungen mittels Finiter Elemente

In den letzten beiden Kapiteln wurden vereinfachte Berechnungsverfahren vorgestellt. Zur Überprüfung dieser Verfahren wurden genauere Vergleichsrechnungen mit der Finite-Elemente-Methode durchgeführt. In nichtlinearen dynamischen Analysen für den Lastfall Baumwurf wurde neben einer nichtlinearen Kontaktfeder zur Beschreibung des Aufpralles auch die Massenverteilung des Stammes sowie dessen Biegeverhalten berücksichtigt. Die Masse der Krone wurde als Einzelmasse in der entsprechenden Höhe modelliert.

5.3.1 FE-Untersuchung zum Aufprall im Kronenbereich (Fall A)

Zunächst wurde eine Vergleichsrechnung zu einer 50-jährigen Buche entsprechend dem in Kapitel 7.1 wiedergegebenen Beispiel 1 durchgeführt. Der 30 m hohe Baum wurde durch 30 Beam-Elemente mit den Querschnittswerten des Stammes modelliert (vgl. Abb. 5.10). Der Aufprall findet auf Höhenkote 22.5 m statt. Hier wird eine Kontaktfeder rechtwinklig zur Baumachse angeordnet mit einer parabelförmigen Federkennlinie entsprechend Abb. 5.4. Die Kennwerte werden entsprechend Gl. 5.8 bis 5.10 aus der kinetischen Energie des Baumes bei einem maximalen Federweg von 3.75 m angenommen (vgl. Beispiel 1, Kapitel 7.1). Zugkräfte können nicht übertragen werden. Entlastung und Wiederbelastung erfolgt mit einer Steifigkeit von 690 kN/m, dies entspricht der 10-fachen Tangentensteifigkeit $R_{B,max}/u_{B,max}$. Als Anfangsbedingung wird eine Geschwindigkeit der Knoten des Baumstammes vorgegeben. Sie variiert von 0.0 m/s an der Wurzel und 17.1 m/s an der Baumspitze.

In den folgenden Abb. 5.10 bis 5.13 sind Modell und Ergebnisse der Berechnung auszugsweise dargestellt.

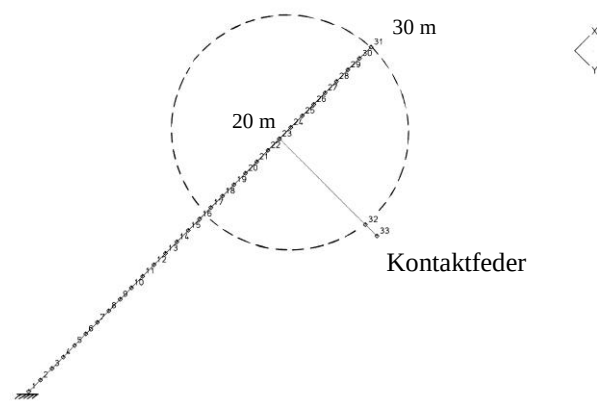


Abb. 5.10: FE-Modell für Aufprall im Kronenbereich (weicher Stoß)

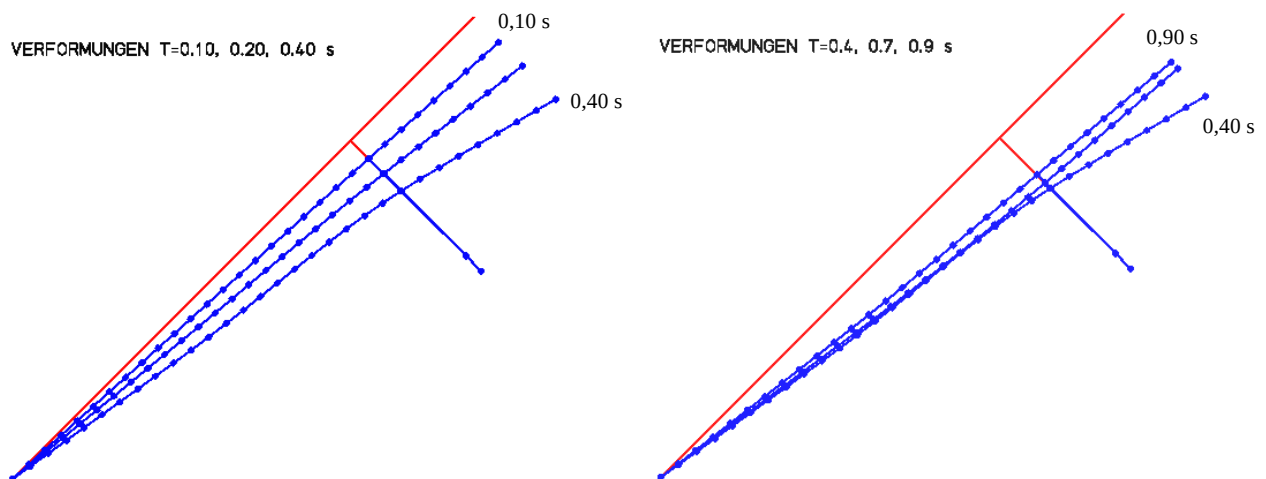


Abb. 5.11: Verformungsbild des Stammes zu verschiedenen Zeitpunkten; im rechten Bild erkennt man das partielle Zurückschwingen des Stammes

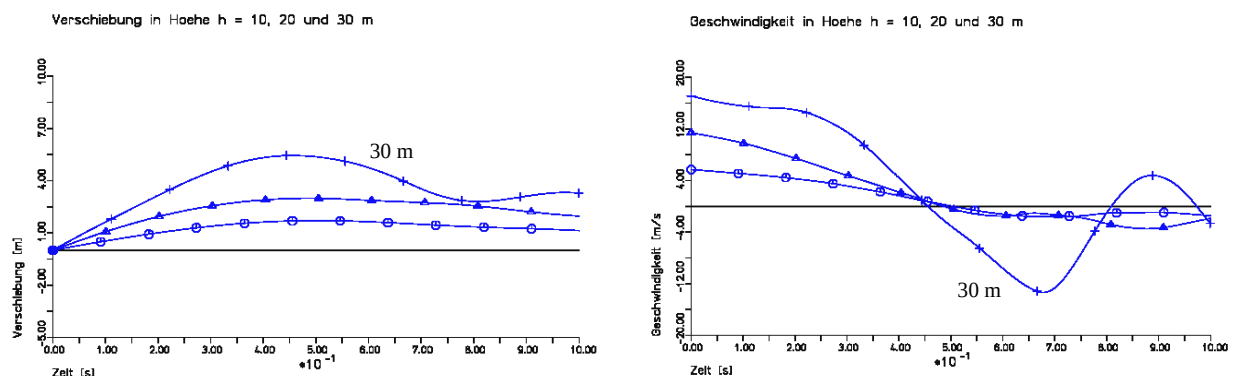


Abb. 5.12: Zeitverlauf ausgewählter Verformungen und Geschwindigkeiten

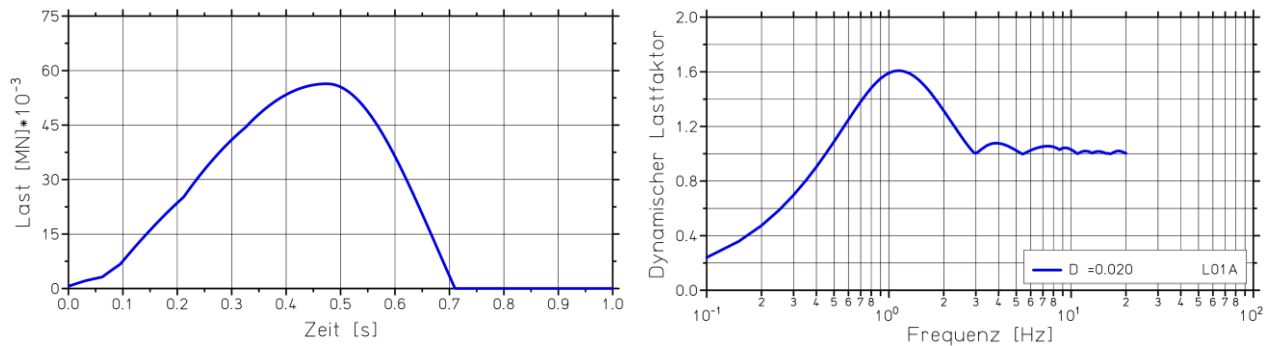


Abb. 5.13: Zeitverlauf der Kontaktkraft in der Feder und zugehöriger dynamischer Lastfaktor (β_{Dyn}) im Frequenzbereich als Antwortspektrum

Die berechnete maximale Kontaktkraft beträgt 56 kN und ist damit etwas geringer als in der vereinfachten Berechnung in Beispiel 1 (weicher Stoß) mit $R_{B,\text{max}} = 68,7$ kN. Dies ist dadurch begründet, dass die vereinfachte Berechnung von der konservativen Annahme einer starren Baumachse ausgeht. In Realität muss nicht die ganze kinetische Energie von der Kontaktfeder allein aufgenommen werden. Ein Teil ist im Baumstamm in Form von Biegeverformungen gespeichert.

Aus dem Zeitverlauf der Kontaktkraft wurde ein Antwortspektrum für 2% Dämpfung berechnet. Als maximaler dynamischer Lastfaktor wurde ein Wert von $\beta_{\text{Dyn}} = 1,6$ bei einer Frequenz von ca. 1.2 Hz ermittelt. Dieser Wert ist zwar etwas größer als in Kapitel 5.2.1 pauschal mit $\beta_{\text{Dyn}} = 1,5$ empfohlen. Unter Berücksichtigung der o.g. Reduktion der maximalen Kontaktkraft $R_{B,\text{max}}$ erscheint jedoch die Empfehlung für die praktische Bemessung maßgebende Kombination gerechtfertigt.

Die FE-Untersuchungen belegen, dass für den Aufprall im Kronenbereich das vereinfachte Rechenmodell auf der sicheren Seite liegend eine sehr gute Näherungsverfahren darstellt.

5.3.2 FE-Untersuchung zum Aufprall im Stammbereich (Fall B)

Zur Untersuchung des prinzipiellen Verhaltens bei einem Aufprall im Stammbereich wurde das in Kapitel 5.3.1 betrachtete Modell variiert. Bei sonst gleichen Bedingungen wurde die Kontaktfeder unterhalb der Krone angeordnet, d.h. auf Höhe 15 m. Es wird unterstellt, dass sich die Kontaktfeder nur wenige cm verformen kann infolge lokaler Eindrückungen bzw. Zerstörungen im Stamm oder am getroffenen Bauteil. Für die Berechnung wurde wieder ein parabelförmiger Verlauf mit Verfestigung angenommen entsprechend Abb. 5.4.

Die Kennwerte werden nach Gl. 5.8 bis 5.10 aus der kinetischen Energie des Baumes bei einem maximalen Federweg $u_{B,max}$ angenommen. Der Federweg wird hier zunächst großzügig abgeschätzt unter der Annahme, dass zur Aufnahme der gesamten Energie von ca. 86 kNm die Feder maximal 0.30 m eingedrückt werden kann. Hieraus ergibt sich eine maximale Federkraft von $R_{B,max}=2580$ kN. Zugkräfte in der Kontaktfeder werden ausgeschlossen. Entlastung und Wiederbelastung erfolgt mit einer Steifigkeit von 86000 kN/m, dies entspricht der 10-fachen Tangentensteifigkeit $R_{B,max}/u_{B,max}$. Als Anfangsbedingung wird, wie im vorigen Beispiel, eine Geschwindigkeit der Knoten des Baumstammes vorgegeben. Sie variiert von 0.0 m/s an der Wurzel und 17.1 m/s an der Baumspitze.

In der Berechnung muss anschließend überprüft werden, ob unter den obigen Annahmen die tatsächlich auftretenden Eindrückungen der Kontaktfeder hinreichend klein sind, d.h. einen realistischen Wert nicht übersteigen. Von den Verfassern wird ein Wert von maximal 5 cm für die lokalen Eindrückungen am Baumstamm bzw. am Bauwerk als konservative Annahme empfohlen.

Von den zahlreichen Ergebnissen der Berechnung sind in den folgenden Abb. 5.14 bis 5.17 auszugsweise die wesentlichen dargestellt.

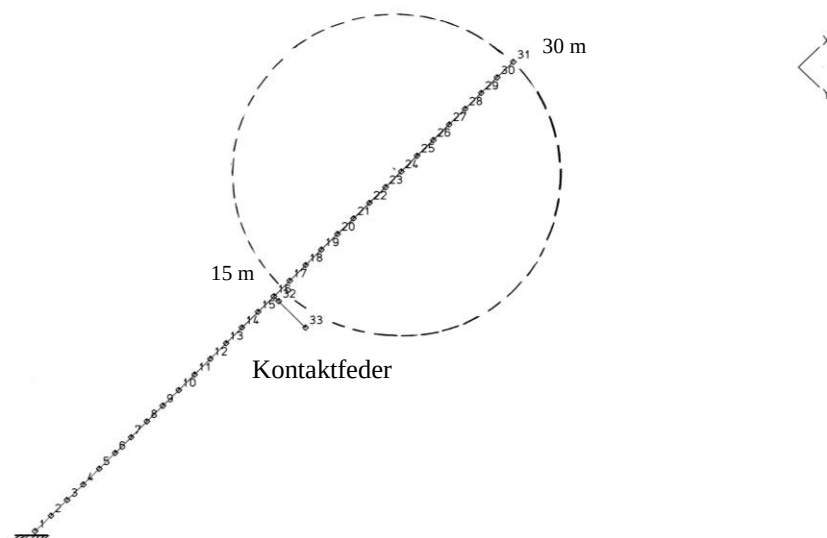


Abb. 5.14: FE-Modell für Aufprall im Stammbereich (harter Stoß); die Kontaktfeder befindet sich unterhalb der Krone im Abstand von 15 m vom Fußpunkt

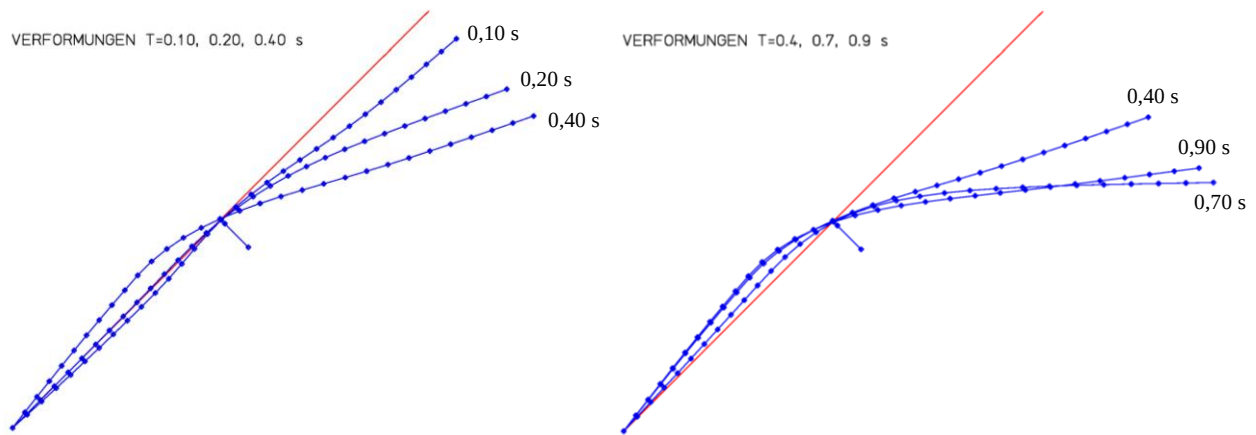


Abb. 5.15: Verformungsbild des Stammes zu verschiedenen Zeitpunkten; im den Bildern erkennt man die relativ große Verformung der Baumspitze, das ausgeprägte Biegeverhalten und das partielle Zurückschwingen des Stammes nach 0.9 s

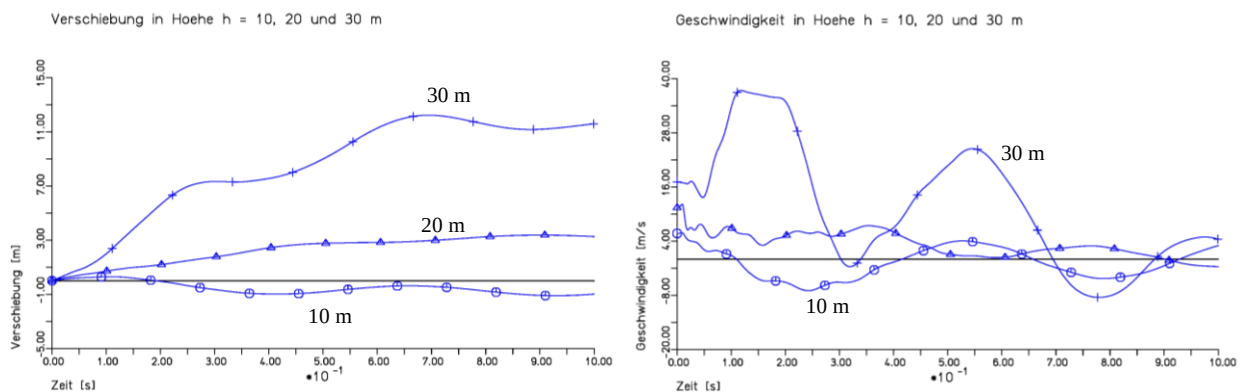


Abb. 5.16: Zeitverlauf ausgewählter Verformungen und Geschwindigkeiten

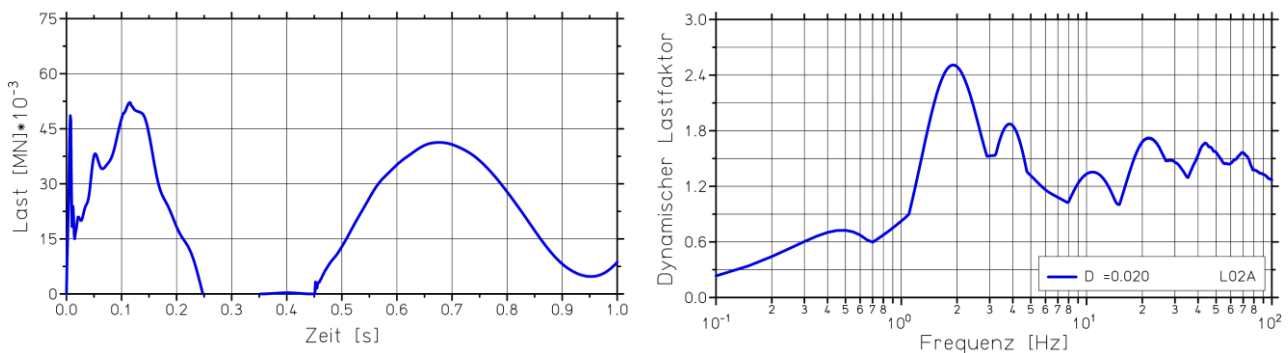


Abb. 5.17: Zeitverlauf der Kontaktkraft und zugehöriger dynamischer Lastfaktor (β_{Dyn}) im Frequenzbereich als Antwortspektrum; die maximale Last beträgt ca. 55 kN, der maximale dynamische Lastfaktor 2.5

Der berechnete maximale Federweg beträgt nur ca. 4 cm zum Zeitpunkt $t = 0,125$ s und ist damit kleiner als der vorgenannte empfohlene Wert von 5 cm. Die berechnete maximale Kontaktkraft beträgt entsprechend Abb. 5.17 lediglich ca. 53 kN. Demzufolge wird in der Kontaktfeder zu einem bestimmten Zeitpunkt nur ein Bruchteil der gesamten kinetischen Energie des Baumes gespeichert. Dies ist darin begründet, dass der größte Teil als Biegeenergie des Baumstammes aufgenommen wird. Wie die Rechnung zeigt, führt die Annahme einer starren Baumachse hier zu einer sehr konservativen Annahme hinsichtlich der auftretenden Kontaktkräfte.

Aus dem Zeitverlauf der Kontaktkraft wurde wie im Fall A ein Antwortspektrum für 2% Dämpfung berechnet. Als maximaler dynamischer Lastfaktor wurde ein Wert von $\beta_{\text{Dyn}} = 2,5$ bei einer Frequenz von ca. 2 Hz ermittelt. Damit beträgt die statische Ersatzlast für die Bemessung der beaufschlagten Baustrukturen maximal $2,5 \cdot 53 = 132,5$ kN als Punktlast.

Aus der Erfahrung mit weitem durchgeführten FE-Berechnungen zum Aufprall im Stammbereich kann für eine praktische Bemessung der betroffenen Baustrukturen die maximale statische Ersatzlast auf der sicheren Seite liegend wie folgt ermittelt werden:

- 1) Ermittlung der maximalen kinetischen Energie $E_{\text{B,eff}}$ des Baumes beim Aufprall unter Berücksichtigung eines pauschalen Abminderungsfaktors von $\eta_{\text{B,Diss}}$ (vgl. Abschnitt 5.1)
- 2) Ermittlung der maximalen Kraft $R_{\text{B,max}}$ in der Kontaktfeder unter Annahme eines realistischen Federweges von $u_{\text{B,max}} = 5$ cm für lokale Eindrückungen etc. (vgl. Gl. 5.8 bzw. Gl. 5.9)
- 3) Statische Ersatzlast $S_{\text{stat,eff}} = 0,05 \cdot R_{\text{B,max}}$

Der dynamische Lastfaktor ist hier bereits bei der pauschalen Abminderung der Last berücksichtigt. Dieses vereinfachte Vorgehen kann alternativ zu dem oben beschriebenen Energiebilanzverfahren angewendet werden.

6 Konstruktive Durchbildung

Der konstruktiven Durchbildung der von einem Baumwurf betroffenen Bauteile kommt besondere Bedeutung zu. Es ist das Ziel, ein möglichst zähes und duktileres Tragwerk auszubilden, das möglichst viel Energie dissipieren kann (vgl. auch [14]). Bei Stahl- und Stahlbetontragwerken wird dies erreicht durch Ausbildung von Fließgelenken, bei Holzbauwerken insbesondere durch eine Nachgiebigkeit in den Verbindungen. Stabilitätsgefährdete Strukturen sollten nicht verwendet werden.

Für die konstruktive Durchbildung von Bauteilen aus Stahl und Stahlbeton sind im Hinblick auf die erforderliche Duktilität in der Erdbebennorm EC8 sowie dem Entwurf der neuen DIN 4149 [7] zahlreiche Hinweise enthalten. Insbesondere ist darauf zu achten, dass die betroffenen Träger ihre Kräfte an die aussteifenden Bauteile weitergeben können, entweder durch Druckkontakt oder durch eine ausreichende Rückhängung. Die Auflager sind im Hinblick auf große Verformungen hinreichend tief zu wählen.

In der Holzkonstruktion des Dachstuhles sollten alle Stöße zug- und druckfest ausgeführt werden. Der Abstand der Sparren sollte möglichst 75 cm nicht überschreiten. Dachlatten sollten mindestens die Stärke 4/6 cm (Kanthölzer) besitzen.

Werden für ein Dachgeschoss höhere Anforderungen gestellt als in den Schutzziele in Abs. 2 beschrieben, so sind weitere Maßnahmen erforderlich. So kann neben einer verstärkten Ausführung des Dachstuhles das Durchschlagen der Dachhaut durch den Einbau dickerer, flächig angeordneter Holzwerkstoffe oder durch die Ausführung von Dachschrägen in Massivbauweise begegnet werden.

Abb. 6.1 und Abb. 6.2 zeigen eine Auffangkonstruktion in Holzbauweise als weitere mögliche Variante.

**Abb. 6.1:**

Rundholz unterhalb Dachrinne als
"Fangseil" beim Schloss Roseck,
Tübingen

Abb. 6.2:

Detailansicht Traufknoten
(liegender Rahmen)



7 Beispiele

7.1 Beispiel 1 – Fall A: Statische Ersatzlast (weicher Stoß)

Gegeben: Neues Gebäude am Rande eines Stadtparks; für eine derzeit ca. 50-jährige Buche in ca. 15 m Abstand von dem Gebäude ist nachzuweisen, dass die Baustrukturen durch einen möglichen Umsturz des Baumes nicht unzulässig beschädigt werden, insbesondere dass die Standsicherheit im Hinblick auf den Personenschutz gewährleistet ist;

Bei einer Nutzungsdauer von 50 Jahren für das neu zu erstellende Bauwerk ist daher eine 100-jährige Buche zugrunde zu legen. Nach [17] bzw. aus Tab. 1 ergibt sich für die Ertragsklasse 7 des Bodens:

$$\begin{aligned} h_0 &= 30 \text{ m} && \text{(Oberhöhe)} \\ d_{S,m} &= 31 \text{ cm} && \text{(Mitteldurchmesser Stamm)} \end{aligned}$$

Bestimmung der Aufprallgeometrie:

$$\begin{aligned} \alpha &= 40^\circ \\ h_B &= 22 \text{ m} \end{aligned}$$

Der Aufprall findet im Bereich der Krone statt. Hierbei handelt es sich um einen weichen Stoß, für den eine statische Ersatzlast nach Abs. 5.2.1 bestimmt werden kann.

Die Wahl des Faktors zur Berücksichtigung der Energiedissipation beim Bruch- und Aufprallvorgang (Fußpunkteinspannung) erfolgte zu:

$$\eta_{A,Diss} = 1,0 - 0,2 - 0,2 = 0,6$$

Damit ergeben sich:

$$\begin{aligned} d_K &= h_0/2 && = 15 \text{ m} \\ \gamma_K & && = 0,008 \text{ kN/m}^3 \\ m_K &= 0,52 \cdot 15^3 \cdot 0,008/10 && = 1,40 \text{ kNs}^2/\text{m} \\ h_K &= (3/4) \cdot 30 && = 22,50 \text{ m} \\ m_S &= \frac{1}{4} \pi \cdot 0,31^2 \cdot \frac{8,0}{10} \cdot 30 && = 1,81 \text{ kNs}^2/\text{m} \\ h_S &= 30/3 && = 10 \text{ m} \end{aligned}$$

$$m_B = (1,81 \cdot 10,0^2 + 1,40 \cdot 22,5^2) / 22,0^2 = 1,84 \text{ kNs}^2/\text{m}$$

$$s(\alpha) = 30 \cdot \frac{\pi}{2} \cdot \frac{40^\circ}{90^\circ} = 20,9 \text{ m}$$

$$v_o(\alpha) = \sqrt{2 \cdot 7 \cdot 20,9} = 17,1 \text{ m/s}$$

$$v_B(\alpha) = 17,1 \cdot 22,0 / 30,0 = 12,5 \text{ m/s}$$

$$E_B = \frac{1}{2} \cdot 1,84 \cdot 12,5^2 = 143 \text{ kNm}$$

$$E_{B,\text{eff}} = 0,6 \cdot 143 = 86,2 \text{ kNm}$$

$$u_{B,\text{max}} = 15/4 = 3,75 \text{ m}$$

$$R_{B,\text{max}} = 3 \cdot 86,2 / 3,75 = 68,7 \text{ kN}$$

$$S_{\text{Stat}} = 1,5 \cdot 68,7 = 103 \text{ kN}$$

$$r_A = \sqrt{15 \cdot 3,75 - 3,75^2} = 6,50 \text{ m}$$

$$A_A = 6,50^2 \cdot \pi = 133 \text{ m}^2$$

$$p_{\text{stat}} = 2 \cdot 103 / 133 = 1,55 \text{ kN/m}^2 \text{ bei } \gamma_F = 1,0$$

Für diese statische Last mit kugelförmiger Verteilung ist die Dachfläche, d.h. in erster Linie die Sparren und Pfetten, auszulegen. Je nach anzuwendender Norm ist hierbei ist zu berücksichtigen, dass der Teilsicherheitsbeiwert auf der Lastseite mit $\gamma_F = 1,0$ angenommen werden kann. Es sei angemerkt, dass im vorliegenden Beispiel das Gesamtgewicht der Buche $32 \text{ kN} > 30 \text{ kN}$ beträgt. Unter Berücksichtigung der effektiven Masse wirken hiervon nur ca. 27% auf das Gebäude ein.

7.2 Beispiel 2 – Fall B: Energiebilanz (harter Stoß)

Gegeben: Neues Gebäude am Rande eines Waldgebietes. Für eine derzeit ca. 20-jährige Fichte an der Grundstücksgrenze in ca. 8 m Abstand von dem Gebäude ist nachzuweisen, dass die Baustrukturen durch einen möglichen Umsturz des Baumes nicht unzulässig beschädigt werden, insbesondere dass die Standsicherheit im Hinblick auf den Personenschutz gewährleistet ist.

Bei einer Nutzungsdauer von 50 Jahren für das neu zu erstellende Bauwerk ist daher eine 70-jährige Fichte zugrunde zu legen. Nach [17] bzw. aus Tab. 3 ergibt sich für eine Ertragsklasse 7 des Bodens:

$$\begin{aligned} h_0 &= 21 \text{ m} && \text{(Oberhöhe)} \\ d_{S,m} &= 17,5 \text{ cm} && \text{(Mitteldurchmesser Stamm)} \end{aligned}$$

Bestimmung der Aufprallgeometrie:

$$\begin{aligned} \alpha &= 30^\circ \\ h_B &= 10 \text{ m} \end{aligned}$$

Der Aufprall findet zuerst im Bereich des Stammes statt. Hierbei handelt es sich um einen harten Stoß, für den ein Nachweis auf Basis einer Energiebilanz nach Abs. 5.2.2 geführt werden soll.

Damit ergeben sich:

$$\begin{aligned} d_K &= h_0/2 && = 10,50 \text{ m} \\ \gamma_K & && = 0,006 \text{ kN/m}^3 \\ m_K &= 0,52 \cdot 10,5^3 \cdot 0,006/10 && = 0,360 \text{ kNs}^2/\text{m} \\ h_K &= (3/4) \cdot 21 && = 15,75 \text{ m} \\ m_S &= \frac{1}{4} \pi \cdot 0,175^2 \cdot \frac{6,0}{10} \cdot 21 && = 0,31 \text{ kNs}^2/\text{m} \\ h_S &= 21/3 && = 7 \text{ m} \\ m_B &= (0,31 \cdot 7,0^2 + 0,36 \cdot 15,75^2) / 10,0^2 && = 1,045 \text{ kNs}^2/\text{m} \\ s(\alpha) &= 21 \cdot \frac{\pi}{2} \cdot \frac{30^\circ}{90^\circ} && = 11,0 \text{ m} \\ v_o(\alpha) &= \sqrt{2 \cdot 7 \cdot 11,0} && = 12,4 \text{ m/s} \\ v_B(\alpha) &= 12,4 \cdot 10,0/21,0 && = 5,9 \text{ m/s} \\ E_B &= \frac{1}{2} \cdot 1,045 \cdot 5,9^2 && = 18,19 \text{ kNm} \end{aligned}$$

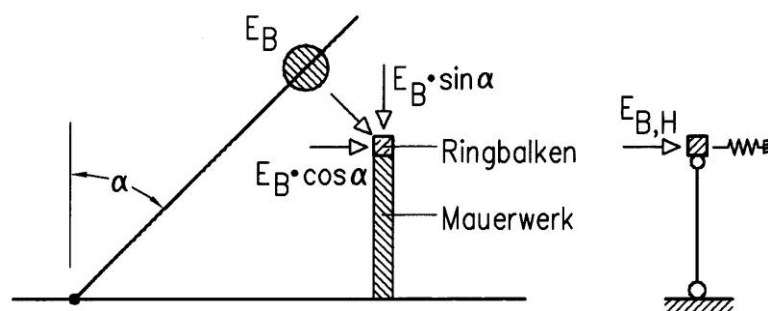
Der Aufprall findet im Bereich des Stahlbeton-Ringbalkens mit $b/d=36/30$ cm statt, der oberhalb des Kniestockes auf dem 36,5 cm starken Mauerwerk angeordnet ist. In vertikaler Richtung ist der Ringbalken durch das Mauerwerk gehalten, in horizontaler Richtung wird er durch Querscheiben im Abstand von $L=4,00$ m gehalten.

Ringbalken aus Stahlbeton:

$b/d/h = 36/30/33$ cm;

bewehrt ist er außen und innen mit je 2 Ø 16, d.h. $A_S=4,02$ cm².

Belastungssituation:



Der Abminderungsfaktor zur Berücksichtigung der dissipativen Effekte beim Aufprall wird zu

$$\eta_{B,Diss} = 0,8 \cdot 0,1 = 0,08$$

gewählt.

Es ergeben sich dann folgende Werte:

L		$= 4,00$ m
$b/d/h$		$= 36/30/33$ cm (liegender Querschnitt)
A_S	$=$	$2 \text{ } \varnothing 16$ $= 4,02$ cm ² je Seite
μ	$=$	$4,02 / (30 \cdot 33)$ $= 0,0041$
β_s		$= 500$ MN/m ²
β_c		$= 30$ MN/m ²

$$\begin{aligned}
 E &= 30\,000 \text{ MN/m}^2 \\
 I^{II} &= 0,75 \cdot 0,30 \cdot 0,33^3 / 12 = 0,000674 \text{ m}^4 \\
 EI^{II} &= 20,215 \text{ MNm}^2
 \end{aligned}$$

$$M_{Pl} = 0,30 \cdot 0,33^2 \cdot 0,0041 \cdot 500 \left(1 - \frac{0,0041 \cdot 500}{1,7 \cdot 30} \right) = 0,064 \text{ MNm}$$

$$u_e = \frac{4,00^2}{12 \cdot 20,215} 0,064 = 0,004 \text{ m}$$

$$u_u = 10 \cdot 0,004 = 0,04 \text{ m}$$

$$R_e = 0,064 / (4,0/4) = 0,064 \text{ MN}$$

$$E_{Pl} = 0,064 \cdot (0,04 - 0,5 \cdot 0,004) = 0,0024 \text{ MNm}$$

Die einwirkende effektive Energie beträgt unter Berücksichtigung der o.g. Abminderungsfaktoren:

$$E_{\text{Beff,H}} = 0,08 \cdot 18,2 \cdot 10^{-3} \cdot \cos 30^\circ = 0,0013 \text{ MNm} < E_{Pl} = 0,0024 \text{ MNm}$$

Damit ist die aufnehmbare Energie größer als die Einwirkende, d.h. das Bauteil ist in der Lage, dem Baumaufprall zu widerstehen. Die hierbei entstehenden Verformungen betragen maximal 3 cm. Die Schubbemessung und die Weiterleitung der horizontalen Kräfte in die Wandscheiben muss entsprechend durchgeführt werden. Da die genaue Lage der Aufprallstelle entlang der Balkenachse nicht bekannt ist, muss eine Verbügelung ohne Abstufung (volle Schubdeckung) ausgeführt werden. Darüber hinaus wäre zu untersuchen, ob nicht der Fall A zusätzlich zu betrachten ist.

8 Zusammenfassung

Mit dem Sesshaftwerden begann der Mensch Höhlen und Häuser zu bauen. Die Arbeitsteilung führte dazu, dass sich Spezialisten mit dieser Aufgabe befassten. Schon in der Gesetzessammlung des babylonischen Königs *Hammurabi* (1728 - 1686 v.Chr.) heißt es in § 229:

"Wenn ein Baumeister für irgend jemand ein Haus baut und sein Werk nicht stabil genug ist und einstürzt und dabei der Hausbesitzer ums Leben kommt, muss der Baumeister sterben".

Zumindest bis ins 16. Jahrhundert wurde gebaut ausschließlich aufgrund von Erfahrungen und der dabei gewonnenen Erkenntnisse. Im Mittelalter waren es die Bauhütten, die die Berufsgeheimnisse wahrten und überlieferten (vgl. [11]). Dabei wurden selbst für heutige Verhältnisse fast unvorstellbare Leistungen erbracht. Die Entwicklung führte zu immer schlankeren, d.h. auch im Materialeinsatz günstigeren Konstruktionen. Das Verfolgen des Kraftflusses führte zu gezieltem Materialeinsatz - ein Minimum an Materialaufwand, um ein Maximum an Raum zu umspannen.

Bei der Bemessung von Gebäudestrukturen wurde in der Regel ein Lastfall „Baumwurf“ nicht betrachtet. In den relevanten Vorschriften sind hierzu keine Angaben enthalten. In den letzten Jahren wurden jedoch zunehmend in unmittelbarer Nähe von alten Baumbeständen Neubauten errichtet. Vor diesem Hintergrund wurde ein Vorschlag unterbreitet, wie der Lastfall „Baumwurf“ im Rahmen von bautechnischen Nachweisen betrachtet werden kann.

Es wird darauf hingewiesen, dass die Schutzziele in jedem Fall mit dem Bauherrn, ggf. mit dem Forst abzustimmen sind. Es empfiehlt sich ferner, die zu treffenden Maßnahmen mit der jeweiligen Baurechtsbehörde abzustimmen, da die Schwierigkeit in der Festlegung der Massen - respektive der nichtlinearen Federkennlinie(n) – liegt und es keine diesbezüglichen normativen Regelungen in Deutschland gibt. In jedem Fall ist es jedoch besser, überhaupt einen Näherungsnachweis zu führen, dabei den Kraftfluss zu verfolgen, und auf eine gute konstruktive Ausbildung zu achten.

9 Literaturverzeichnis

- [1] MBO Musterbauordnung
- [2] LBO Landesbauordnung für Baden-Württemberg
- [3] BGmG Bautechnische Grundsätze für Grundschutzräume mittlerer Größe. (1986)
- [4] DIN 1052 Holzbauwerke
- [5] DIN 1055 Lastannahmen für Bauten
- [6] DIN 1045-1 Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton (E 07/2001)
- [7] DIN 4149 Bauten in Deutschen Erdbebengebieten (Entwurf Juni 2001)
- [8] DIN 18 800 Stahlbauten
- [9] Biggs, J.M.:
Indroduction to Structural Dynamics. McGraw-Hill Bock Company, New-York 1964
- [10] Eibl, J.; Henseleit, O.; Schlüter, F.-H.:
Baudynamik. In: Betonkalender 1988, Teil II, Verlag Ernst & Sohn, Berlin 1988
- [11] Follett, K.:
Die Säulen der Erde. Verlag Bastei-Lübbe, 12. Auflage, 1993
- [12] Gerold, M.:
Dynamisch beanspruchte Holzkonstruktionen – Schwingungsberechnungen und Konstruktionshinweise. In: Bautechnik 75, H. 8, S. 509 – 529, 1998
- [13] Gerold, M., Brüninghoff, H., Derix, M., Kunz, F.; Kürth, J., Wiegand, T.:
Bemessung von Holzbauwerken nach EUROCODE 5. Kontakt & Studium - Band 492. Expert-Verlag, Renningen (ISBN 3-8169-1310-5) Buchbesprechung in: Bauingenieur 1997, H. 3, S. 156, 1997
- [14] Gerold, M., Scherer, P., Schlüter, F.-H., Cüppers, H.-H.:
Baustoff - Wiederaufbereitungsanlagen auf geotechnisch schwierigem Gelände. Bautechnik, H. 9, S. 628 – 635, 1997
- [14] LfB:
Ansatz zur Näherungsberechnung der Belastung eines Hauses (Dachfläche) durch umstürzenden Baum.
Landesstelle für Bautechnik (ehem. Landesstelle für Baustatik, Tübingen), 1994, unveröffentlicht

- [16] Mattheck, C.; Bethge, K.:
Das Fractometer - Ein Prüfgerät für Holz im Taschenformat. In: Allgemeine Forst Zeitschrift, H.3, 1993
- [17] MLR 1993:
Hilfstabellen für die Forsteinrichtung. Ministerium für ländlichen Raum, Ernährung, Landwirtschaft und Forsten, Landesforstverwaltung Baden-Württemberg (Hrsg.)
- [18] Müller, F.P., Keintzel, E.:
Erdbebensicherung von Hochbauten. Ernst & Sohn, Berlin 1984
- [19] Scheer, J.; Pasternak, H.; Hofmeister, M.:
Gebrauchstauglichkeit - (k)ein Problem? In: Bauingenieur, H. 4, S. 99 - 106 und H. 7/8, S. 286,
Zuschrift: STIER, W.: In: Bauingenieur, H. 12, S. 468, 1994
- [20] Schneider, B.:
Anmerkungen zum Lastfall Baumsturz - Stoß auf Stabwerke.
Hessische Landesprüfstelle für Baustatik, Darmstadt,
In: Tagungsunterlagen zwölftes Fortbildungsseminar Tragwerksplanung, Vereinigung der Prüfengeieure für Baustatik in Hessen e.V.,
Technische Universität Darmstadt, Institut für Massivbau (Hrsg.), 1998
- [21] Wessolly, L.:
Standicherheit von Bäumen. Stadt und Grün, H.4, S. 268 – 272, 1996