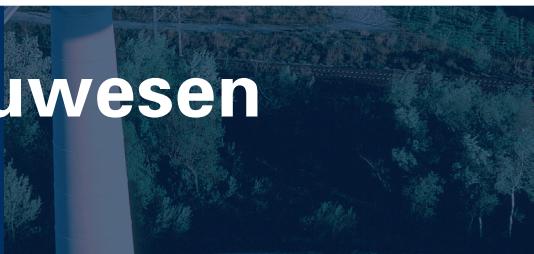


3. Auflage



Lager im Bauwesen



Tobias Block
Helmut Eggert
Wolfgang Kauschke



Ernst & Sohn

A Wiley Company

Inhaltsverzeichnis

1	Einleitung und allgemeiner Überblick	1
1.1	Entwicklungsgeschichte	1
1.2	Begriffe und Bezeichnungen	2
1.2.1	Lagerung und Lager als Teil des Tragwerks	2
1.2.2	Abwälzen, Gleiten, Verformen	4
1.2.3	Lager, Gelenk, Pendel	6
1.2.4	Lagerbezeichnungen	7
1.3	Grundsätze zur Wahl der Lagerung	7
1.4	Auflagerbewegungen	9
1.4.1	Allgemeines	9
1.4.2	Verschiebungen infolge Temperatur	13
1.4.3	Verschiebungen infolge Vorspannen, Kriechen und Schwinden	14
1.4.4	Auflagerverschiebungen infolge äußerer Lasten	14
1.4.5	Auflagerdrehwinkel	15
1.5	Lagersymbole	17
1.6	Verdrehungswiderstand	17
1.6.1	Anfangsmoment	17
1.6.2	Rückstellmoment und Verdrehung	18
1.6.3	Weitere Abhängigkeiten	20
1.6.4	Einfluss der Horizontalkräfte	20
1.6.5	Auswirkung des Rückstellsmomentes auf die Konstruktion	21
2	Bauwerk und Lagerungsplan	23
2.1	Allgemeines	23
2.2	Brücken	24
2.2.1	Einfluss der Brückenquerschnitte	24
2.2.2	Einfluss des Brückengrundrisses	27
2.2.2.1	Einfeldträger (orthogonal)	27
2.2.2.2	Einfeldträger (schief)	28
2.2.2.3	Zweifeldträger (orthogonal)	29
2.2.2.4	Zweifeldträger (schief)	30
2.2.2.5	Durchlaufträger (orthogonal)	30
2.2.2.6	Durchlaufträger (gekrümmt)	31
2.2.3	Lagerungsbeispiele	34
2.2.3.1	Einfeldträger (orthogonal)	34
2.2.3.2	Zweifeldträger (schief)	35
2.2.3.3	Durchlaufträger (orthogonal)	35
2.2.3.4	Durchlaufträger (gekrümmt)	36
2.2.4	Einfluss des Baugrundes	45
2.2.5	Von der Ausschreibung bis zum Einbau der Lager	46

3	Bauwerk und Lagerkräfte	49
3.1	Vom Gelenk zum Lager	49
3.2	Berechnung von Brücken	50
3.2.1	Allgemeines	50
3.2.2	Abtragung vertikaler Lasten	54
3.2.3	Abtragung horizontaler Lasten in Brückenlängsrichtung	56
3.2.4	Abtragung horizontaler Lasten in Brückenquerrichtung	58
3.2.5	Kräfte in Abhängigkeit von der Lagerart	59
3.2.6	Lagerbewegungen	61
3.2.7	Lagesicherheit	61
3.2.8	Sicherheitsbetrachtungen unter Berücksichtigung der Lagereigenschaften	63
3.3	Einfluss der Lager auf die Stabilität der Bauwerke	67
3.3.1	Allgemeines	67
3.3.2	Rand- und Zwischenbedingungen für Lager	68
3.3.3	Knicklängen von Pfeilern	72
3.3.3.1	Allgemeines	72
3.3.3.2	Einzelpfeiler	73
3.3.3.3	Gerade Brücken mit beliebigen Pfeilern	73
3.3.3.4	Gerade Brücken mit nur zwei Pfeilertypen	76
3.3.3.5	Gerade Brücken mit Kipplagern	78
3.3.3.6	Gekrümmte Brücken	78
3.3.3.7	Elastische Einspannung, variable Biegesteifigkeit und Längskraft	79
3.3.4	Nachweis der Sicherheit am Gesamtsystem	80
3.4	Nachweis nach Theorie II. Ordnung	80
3.5	Schwingungsschutzmaßnahmen für Brücken	83
3.5.1	Dynamische Einwirkungen	83
3.5.1.1	Personeninduzierte Schwingungen	84
3.5.1.2	Dynamische Einwirkungen bei Erdbeben-Anregung	85
3.5.1.3	Windinduzierte Schwingungen	86
3.5.2	Maßnahmen zur Reduzierung von Schwingungen	88
3.5.2.1	Schwingungsisolierung	89
3.5.2.2	Konstruktionselemente zur Schwingungsreduzierung	93
3.5.3	Projektbeispiel: Elastisches Lagerungssystem zum Schutz vor Schienenverkehrsschüttungen und Körperschall – Xizhimen Brücke, Peking, China	102
3.5.4	Projektbeispiel: Elastisches Lagerungssystem zum Schutz vor personeninduzierten Schwingungen – Südbrücke Oberhavel, Berlin, Deutschland	103
3.5.5	Projektbeispiel: Applikation diskreter Dämpfungselemente zum Erdbebenschutz – Flughafen-Brücke Sotchi, Russland	104
3.5.6	Projektbeispiel: Einbau von Tuned Mass Control Systemen zum Erdbebenschutz – Puente Oriente, Guadalajara, Mexiko	105

3.5.7	Projektbeispiel: Applikation von Schwingungstilgern zur Reduktion von wirbelinduzierten Schwingungen – Muiderbrug, Amsterdam, Holland	106
3.5.8	Projektbeispiel: Applikation von Schwingungstilgern zur Reduktion von fußgängerinduzierten Schwingungen – Millennium Bridge, London, Großbritannien	107
4	Lagerarten	109
4.1	Grundsätzliches	109
4.2	Werkstoffe – Allgemeine Konstruktions- und Bemessungsregeln	110
4.2.1	Werkstoffe	110
4.2.1.1	Stahlsorten für Bauteile	110
4.2.1.2	Verbindungsmittel für Schraubenverbindungen	111
4.2.1.3	Schweißen	114
4.2.2	Schnittgrößen und Freiheitsgrade	115
4.2.3	Bemessungsregeln	116
4.2.3.1	Lagerplatten	116
4.2.3.2	Schraubenverbindungen	116
4.2.3.3	Schweißverbindungen	119
4.2.3.4	Pressung in den Lagerfugen	120
4.2.3.5	Nachweis der Lagesicherheit	123
4.2.3.6	Konstruktive Hinweise zur Aufnahme der Horizontalkräfte in den Lagerfugen	124
4.2.3.7	Verankerung durch Kopfbolzendübel	126
4.2.3.8	Korrosionsschutz	128
4.3	Feste Lager	129
4.3.1	Allgemeines	129
4.3.2	Stahl-Punktkipplager	133
4.3.2.1	Werkstoffe und Konstruktion	133
4.3.2.2	Konstruktions- und Bemessungsregeln	135
4.3.3	Topflager	139
4.3.4	Kalottenlager	145
4.3.5	Feste Verformungslager	148
4.3.5.1	Vorbemerkung	148
4.3.5.2	Zapfenlager	148
4.3.5.3	Topf-Verformungslager	150
4.4	Gleitlager	152
4.4.1	Allgemeines	152
4.4.2	Gleitlagersystem	154
4.4.3	Bemessung der Lagerplatten	155
4.4.3.1	Gleitplatte und Gleitwerkstoffaufnahme	155
4.4.3.2	Bemessung der Gleitwerkstoffaufnahme	158

4.4.4	Punktkippgleitlager	161
4.4.4.1	Allgemeines	161
4.4.4.2	Konstruktions- und Bemessungsregeln	161
4.4.4.3	Bemessung der Gleitwerkstoffaufnahme	162
4.4.4.4	Lastexzentrizitäten für den Nachweis der Beanspruchungen in der Gleitwerkstoff-Gleitfläche	164
4.4.5	Topfgleitlager	165
4.4.5.1	Allgemeines	165
4.4.5.2	Konstruktions- und Bemessungsregeln	166
4.4.5.3	Grundlagen zur Bemessung der Gleitwerkstoffaufnahme	166
4.4.5.4	Lastexzentrizitäten für den Nachweis der Pressung in der Gleitwerkstoff-Gleitfläche	168
4.4.5.5	Lastexzentrizitäten für den Nachweis in der oberen und unteren Lagerfuge	169
4.4.6	Kalottenlager	169
4.4.6.1	Allgemeines	169
4.4.6.2	Konstruktions- und Bemessungsregeln	170
4.4.6.3	Bemessung der Gleitwerkstoffaufnahmen	171
4.4.6.4	Lastexzentrizitäten für den Nachweis der Beanspruchungen in den Gleitwerkstoff-Gleitflächen	171
4.4.6.5	Lastexzentrizitäten für den Nachweis in der oberen und unteren Lagerfuge	172
4.4.6.6	Beanspruchung der Gleitwerkstoff-Führungsflächen	172
4.4.7	Verformungsgleitlager	172
4.4.7.1	Allgemeines	172
4.4.7.2	Konstruktions- und Bemessungsregeln	173
4.4.7.3	Grundlagen zur Bemessung der Gleitwerkstoffaufnahme	174
4.4.7.4	Lastexzentrizitäten für den Nachweis der Pressung in der Gleitwerkstoff-Gleitfläche	176
4.4.7.5	Lastexzentrizitäten für den Nachweis in der oberen und unteren Lagerfuge	177
4.4.8	Elastomer-Gleitlager	177
4.4.8.1	Allgemeines	177
4.4.8.2	Konstruktions- und Bemessungsregeln	178
4.4.8.3	Bemessung der Gleitwerkstoffaufnahme	178
4.4.8.4	Lastexzentrizitäten für den Nachweis der Pressung in der Gleitwerkstoff-Gleitfläche	179
4.4.8.5	Lastexzentrizitäten für den Nachweis in der oberen und unteren Lagerfuge	179
4.5	Verformungslager	179
4.5.1	Aufbau und Herstellung	179
4.5.2	Physikalische Eigenschaften	180
4.5.2.1	Allgemeines	180
4.5.2.2	Gummielastizität	181
4.5.2.3	Schubmodul	183

4.5.2.4	Elastizitätsmodul und vertikale Verformung	186
4.5.2.5	Verdrehwiderstand	187
4.5.2.6	Mullins-Effekt	189
4.5.2.7	Stabilität	190
4.5.2.8	Thermische Eigenschaften	190
4.5.2.9	Kriechen und Relaxation	193
4.5.2.10	Haftreibung	194
4.5.3	Elastizitätstheoretische Spannungsermittlung	196
4.5.3.1	Allgemeines	196
4.5.3.2	Druckverformung	196
4.5.3.3	Auflagerverdrehung	199
4.5.3.4	Schubverformungen	201
4.5.3.5	Aufnahme der Schubspannungen – Beanspruchung der Bewehrung	202
4.5.4	Bemessung bewehrter Elastomerlager	203
5	Regelwerke / Normen	207
5.1	Allgemeine Situation	207
5.2	Die Europäische Lagernormreihe DIN EN 1337 – Lager im Bauwesen	208
5.2.1	DIN EN 1337-1: 2001-02 Lager im Bauwesen Teil 1: Allgemeine Regelungen	209
5.2.2	DIN EN 1337-2: 2004-07 Lager im Bauwesen Teil 2: Gleitteile	235
5.2.3	DIN EN 1337-3: 2005-07 Lager im Bauwesen Teil 3: Elastomerlager	255
5.2.4	DIN EN 1337-4: 2004-08 Lager im Bauwesen Teil 4: Rollenlager	280
5.2.5	DIN EN 1337-5: 2005-07 Lager im Bauwesen Teil 5: Topflager	282
5.2.6	DIN EN 1337-6: 2004-08 Lager im Bauwesen Teil 6: Kipplager	297
5.2.7	DIN EN 1337-7: 2004-08 Lager im Bauwesen Teil 7: Kalotten- und Zylinderlager mit PTFE	308
5.2.8	DIN EN 1337-8: 2008-01 Lager im Bauwesen Teil 8: Führungslager und Festhaltekonstruktionen	320
5.2.9	DIN EN 1337-9: 1998-04 Lager im Bauwesen Teil 9: Schutz	331
5.2.10	DIN EN 1337-10: 2003-11 Lager im Bauwesen Teil 10: Inspektion und Instandhaltung	335
5.2.11	DIN EN 1337-11: 1998-04 Lager im Bauwesen Teil 11: Transport, Zwischenlagerung und Einbau	349
5.3	Weitere Richtlinien	359
5.3.1	Allgemeines	359
5.3.2	Richtzeichnungen Lag	359
5.3.3	ZTV-ING	374

5.3.4	DIN-Fachbericht (FB) 101 Anhang O	374
5.3.5	Nationaler Anhang von DIN EN 1990:2010-12 Anhang NA.E Grundlegende Anforderungen an Lagersysteme von Brückentragwerken	374
6	Zulassungen	375
6.1	Einleitung	375
6.1.1	Vorgeschichte und derzeitige nationale Situation	375
6.1.2	Europäische Situation	376
6.1.3	Zulassungsbestand/Antragsteller	376
6.2	Ausstattungszulassungen	378
6.2.1	Vorbemerkung	378
6.2.2	Tabelle der Ausstattungszulassungen	380
6.2.3	Standardtext – Zulassungsgegenstand: Ausstattung von Brückenlagern, Besondere Bestimmungen	382
6.2.4	Anlagen	392
6.3	ETAs für Lager	399
6.3.1	Vorbemerkung	399
6.3.2	Übersicht	399
6.3.3	Standardtext	400
6.4	Allgemeine bauaufsichtliche Zulassungen (abZ)	405
6.4.1	Vorbemerkung	405
6.4.2	Verformungsgleitlager – Besondere Bestimmungen (Auszug)	405
	Anlagen	420
6.4.3	Führungslager – Besondere Bestimmungen (Auszug)	424
	Anlagen	426
6.4.4	Topfgleitlager – Besondere Bestimmungen (Auszug)	429
	Anlagen	431
6.4.5	Kalotten- und Zylinderlager – Besondere Bestimmungen (Auszug)	435
	Anlagen	442
6.5	Schwingungsisolatoren	448
6.5.1	Vorbemerkung	448
6.5.2	Besondere Bestimmungen (Auszug ohne Anlagen 2 bis 8)	448
6.5.3	Anlagen	456
7	Wissenschaft und Forschung	459
7.1	Dissertationen	459
7.2	Forschungsberichte	482
7.2.1	Übersicht	482
7.2.2	Gleitlager	483
7.2.3	Elastomerlager	492
7.2.4	Lagerplatten	499

7.2.5	Reibung ohne Gleitwerkstoff	504
7.2.6	Bauteile und Bauwerke	508
7.2.7	Sonderfragen	514
7.3	Brückenlagertechnik in Deutschland / Die Geschichte einer technischen Revolution	522
7.3.1	Vorbemerkungen	522
7.3.2	Alte Technik	523
7.3.3	Elastomerlager	528
7.3.4	Vielrollenlager (Nadellager) und Kugellager	532
7.3.5	Topflager	533
7.3.6	Stahl-Beton-Lager	537
7.3.7	Ein-Rollen-Lager	539
7.3.8	Gleitlager	546
7.3.9	Kalottenlager	554
7.3.10	Verformungsgleitlager	557
7.3.11	Festhaltekonstruktionen	558
7.3.12	Die technischen Regeln (Normen und Zulassungen)	559
7.3.13	Zeittafel für die Geschichte	560
8	Literatur	563
8.1	Kurzkommentare zu einigen Veröffentlichungen	563
8.1.1	Allgemeines	563
8.1.2	Historisch interessantes Schrifttum	566
8.1.3	Versuchsberichte	568
8.1.4	Praktische Anwendungen	569
8.1.5	Berechnung, Statik	574
8.2	Zitierte Literaturstellen	579
9	Glossar	593
10	Stichwortverzeichnis	619

4 Lagerarten¹⁾

4.1 Grundsätzliches

(101) Lagerarten, Lagertypen

In diesem Kapitel wird über den Stand der Technik zur Konstruktion und Bemessung der verschiedenen Lagerarten berichtet. Lagerarten, die heute in Deutschland kaum noch oder nicht mehr verwendet werden, finden nur kurze oder keine Erwähnung.

Die Lagerarten unterscheiden sich durch ihre Konstruktionsprinzipien. Die Einteilung der Lagertypen erfolgt dagegen nach den statischen und kinematischen Funktionen (s. Kapitel 1).

In den letzten 25 Jahren haben sich aus durchgeführten Versuchen mit Lagern im Labor, Messungen an Lagern im Bauwerk und umfangreichen Erfahrungen mit Lagern im praktischen Einsatz eine ganze Reihe neuer Konstruktions- und Bemessungsregeln ergeben.

(102) Bemessungs-Konzept

Im Lager konzentrieren sich die auf das Bauwerk einwirkenden Kräfte. Daraus folgt, dass die Art der Bemessung der **Lager** davon abhängt, wie das **Bauwerk** bemessen wurde.

Wichtigste Regelwerke in Europa für Lager sind die Normen der Normenreihe EN 1337, Lager im Bauwesen, die die Anwendung der Eurocodes voraussetzen.

Nach EC1 bis EC3 ist dabei grundsätzlich wie folgt vorzugehen:

Die einzelnen Einwirkungen werden, abhängig von ihrer Verteilung (Streubreite, Quantilwert), mit Teilsicherheitsbeiwerten multipliziert, und abhängig von der Wahrscheinlichkeit des gleichzeitigen Auftretens kombiniert. Die daraus ermittelten Beanspruchungen werden den Beanspruchbarkeiten gegenübergestellt, die erhalten werden, wenn die Festigkeitswerte durch Teilsicherheitsbeiwerte dividiert werden, die den Wahrscheinlichkeitsgehalt der angenommenen Festigkeitswerte berücksichtigen. Es sei hinzugefügt, dass die Teilsicherheitsbeiwerte der Einwirkungen weitere Imponderabilien berücksichtigen, sich also nicht nur aus einer statistischen Auswertung von Messwerten der Einwirkungen ableiten lassen, und dass dieses Bemessungskonzept vorsieht, dass Systemempfindlichkeiten mit einem zusätzlichen Systemfaktor berücksichtigt werden können.

In diesem Abschnitt werden als Bearbeitungsgrundlage die Regeln angegeben, die sich bei der Konstruktion und Bemessung von Lagerteilen nach altem Bemessungskonzept bewährt haben, und die in allen Lagerkonstruktionen zur Anwendung kommen können, umgearbeitet auf das neue Bemessungskonzept und abgestimmt auf die Regeln in EN 1337.

Alle vorhandenen Größen (Kräfte oder Spannungen) sind unter γ_F -fachen Einwirkungen unter Berücksichtigung von Kombinations-Faktoren ψ zu ermitteln. Sie sind,

¹⁾ Zur Erleichterung der Zitierbarkeit wurde der Text dieses Kapitels in Elemente zerlegt.

wenn dies zwecks Unterscheidung erforderlich ist, durch den Index S gekennzeichnet. γ_F und ψ sind in EC 1 festgelegt.

Alle Grenzgrößen (Beanspruchbarkeiten) werden mit Hilfe charakteristischer Festigkeiten (Streckgrenze, 0,2%-Dehngrenze, Zugfestigkeit) ermittelt, die durch γ_M zu teilen sind.

Die Werte für γ_M sind in EC 2, EC 3 und EC 4 festgelegt. Sie sind sog. indikative Werte, d. h., dass diese Zahlenwerte national abweichend vom Eurocode festgelegt werden können. In EC 3 gibt es hierfür im Allgemeinen nur die Werte $\gamma_M = 1,1$ und 1,25. Der höhere Wert gilt stets dann, wenn die Beanspruchbarkeit von der Zugfestigkeit abhängt: Abscheren, Lochleibung, Zug im Nettoquerschnitt. Grenzgrößen werden durch den Index R gekennzeichnet.

Folgende Indizes sind noch wichtig:

- d für die Bemessungsgröße,
- k für charakteristische Werte.

4.2 Werkstoffe – Allgemeine Konstruktions- und Bemessungsregeln

4.2.1 Werkstoffe

4.2.1.1 Stahlsorten für Bauteile

(103) Stahlsorten, die bisher verwendet wurden:

(vgl. auch Abschn. 4.3.2.2)

1. von den allgemeinen Baustählen nach EN 10025 die Stahlsorten S235 J2G3 und S355 J2G3
2. Stahlguss GS 52.3 nach DIN 1681 sowie der Vergütungsstahl C35 nach EN 10083-2:2006-10
3. Nichtrostender Schmiedestahl X4 CrNiMo 16-5-1 (Werkstoff-Nr. 1.4418) nach EN 10088-3:2007-1 (für „korrosionsarme“ Ausbildung in Kontaktbereichen mit hohen Pressungen, vgl. hierzu Begründung in Abschnitt 4.3).
Ob auch andere Werkstoffe verwendet werden dürfen, richtet sich nach den jeweiligen nationalen Bestimmungen.

(104) Bestimmung der Stahlsorten

Die Stahlsorten sind entsprechend dem vorgeschriebenen Verwendungszweck und ihrer Schweißeignung auszuwählen. Hinweise zur Wahl der Stahlgütegruppen und zur Vermeidung von Terrassenbrüchen enthält EC 3. Es müssen Bescheinigungen nach EN 10204 Tabelle 1 vorliegen, in der Regel die Abnahme-Prüfzeugnisse 3.1.B oder 3.1.C.

Für Bleche und Breitflachstahl in geschweißten Lagerbauteilen mit Dicken über 30 mm, die im Bereich der Schweißnähte auf Zug beansprucht werden, muss der Aufschweiß-Biegeversuch durchgeführt und durch ein Abnahme-Prüfzeugnis belegt sein.

Wenn aus schweißtechnischen Gründen ein Höchstwert für das Kohlenstoff-Äquivalent (CEV) entsprechend Tabelle 4.1 nach der Schmelzanalyse vereinbart wurde, ist der Gehalt der in der nachstehenden Formel genannten Elemente, unter Beachtung von EN 10025, Abschn. 7.3 genannten zusätzlichen Anforderungen, in der Prüfscheinigung anzugeben.

$$\text{CEV} = \text{C} + \frac{\text{Mn}}{6} + \frac{\text{Cr} + \text{Mo} + \text{V}}{5} + \frac{\text{Ni} + \text{Cu}}{15}$$

Tabelle 4.1 Höchstwerte für das Kohlenstoff-Äquivalent (CEV) nach der Schmelzanalyse

Stahlsorte Kurzname	Desoxidations- art	Stahlart	Kohlenstoffäquivalent max. für Nenndicken in mm		
			≤ 40	> 40 ≤ 150	> 150
S235 J2G3	FN	BS	0,35	0,38	0,40
S355 J2G3	FF	QS	0,45	0,47	0,49

4.2.1.2 Verbindungsmittel für Schraubenverbindungen

(105) Konstruktive Forderung

Bauwerksauflager sind hochbeanspruchte Maschinenbauteile, die gem. EN 1337-1 so konstruiert sein müssen, dass sie, wenn erforderlich, ausgewechselt werden können. Schrauben sind als bewährte, lösbarre Verbindungsmittel bekannt. Es sind Maschinenelemente, die mit äußerster Sorgfalt montiert und angezogen werden müssen.

(106) Festigkeitsklassen

Bisher wurden im Wesentlichen Schrauben der Festigkeitsklassen 4.6, 5.6 und 10.9 nach EN 20898 Teil 1, zugehörige Muttern der Festigkeitsklassen 4, 5 und 10 nach EN 20898 Teil 2 und Scheiben, die mindestens die Festigkeit der Schrauben haben, verwendet. Die nachfolgenden Ausführungen gelten auch für Schrauben der Festigkeitsklasse 8.8.

(107) Anforderungen an feuerverzinkte hochfeste Schrauben

Bei feuerverzinkten hochfesten Schrauben sind nur komplette Garnituren (Schrauben, Muttern, Scheiben) des gleichen Herstellers zu verwenden.

Feuerverzinkte Schrauben der Festigkeitsklasse 10.9 sowie zugehörige Muttern und Scheiben dürfen nur verwendet werden, wenn sie vom Schraubenhersteller im Eigenbetrieb oder unter seiner Verantwortung im Fremdbetrieb feuerverzinkt wurden.

Beim Einsatz im Freien ist die Verzinkung allein als Korrosionsschutz unzureichend, es ist eine zweite Deckschicht erforderlich, die den Zinkabtrag verhindert.

(108) Zugbeanspruchte Schraubenverbindungen

Zugbeanspruchte Verbindungen mit Schrauben sind generell vorzuspannen, weil sich durch diese Maßnahme die verspannten Lagerplatten an der Aufnahme der Zuglasten beteiligen, und die Schraube selbst nur (bei korrekter Ausbildung der Kontaktflächen) entsprechend der Steifigkeit einen geringeren Anteil aus zusätzlicher Zugkraft erhält. Das Klemmpaket bleibt geschlossen.

Für planmäßig vorgespannte Verbindungen sind Schrauben der Festigkeitsklasse 10.9 oder 8.8 zu verwenden. Werden sie als gleitfeste Verbindungen eingesetzt, so sind die Reibflächen vorzubehandeln (s. EC 3 Teil 1-1). Zugbeanspruchte Verbindungen mit Schrauben der Festigkeitsklasse 10.9 und 8.8 sind planmäßig vorzuspannen. Bei diesen Schrauben sind Unterlegscheiben kopf- und mutterseitig anzuordnen. Dabei ist unbedingt darauf zu achten, dass die Anfasung zum Schraubenkopf hin zeigt. Die Anfasung dient zur Aufnahme des Ausrundungsradius zwischen Schaft und Kopf der Schraube. Bei Verbindungen mit feuerverzinkten, hochfesten Schrauben sind das Gewinde der Schraube und die Unterlegscheibe dort wo angezogen wird, bzw. die komplette Mutter, grundsätzlich mit einem in Versuchen (Nachweis der Vorspannkraft) nachgewiesenen Schmierstoff zu behandeln.

(109) Korrosionsarme Konstruktion

Ein weiterer Schritt in die „korrosionsarme“ Lagerkonstruktion ergibt sich durch den Einsatz von nichtrostenden Schraubenverbindungen.

In Deutschland gibt es eine Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung für „Bauteile und Verbindungselemente aus nichtrostenden Stählen“ des Deutschen Instituts für Bau-technik, deren uneingeschränkte Anwendung auf den Bereich „Brückenlager“ sowohl hinsichtlich der dort geregelten Stahlsorten als auch der Anwendungsregeln nicht ohne Weiteres gegeben ist.

(110) Praktischer Einsatz von nichtrostenden Schraubenverbindungen

Für den praktischen Einsatz von nichtrostenden Schrauben in dem bedeutenden, weltweit bekannten Bauwerk „Wuppertaler Schwebebahn“ in Deutschland wurden Untersuchungen zu dieser Schraubenverbindung durchgeführt. Hierzu ist in der Bau-technik 2013 Heft 1 und 2 ein Bericht von *W. Kauschke* erschienen [227].

(111) Fertigung der Schrauben

Als Schraubenwerkstoffe werden die austenitischen Stähle 1.4401 bzw. 1.4571 nach DIN EN ISO 3506 Teile 1 und 2 vorgegeben.

Es wurde festgelegt, dass grundsätzlich nur Schrauben in geschmiedeter Qualität (keine Kaltverfestigung) verwendet werden dürfen.

Die Schrauben werden nach dem Schmieden in Wasser abgeschreckt (Gefügemwandlung Austenit) und anschließend auf Maß (in Automaten) bearbeitet. Das Gewinde wird danach kalt aufgerollt, d. h. verfestigt. Dies ergibt eine Vorspannung im Material und bedeutet an den Stellen höchster Beanspruchung eine Steigerung der Beanspruchbarkeit. Mit dieser Herstellung wird die Festigkeitsklasse 5.6 der „schwarzen“ Schrauben sicher erreicht. Sie erhalten die Bezeichnung A4-5.6.

(112) Nachweise und Qualitätssicherung

Die Nachweise erfolgen mit den charakteristischen Festigkeitswerten analog zur Festigkeitsklasse 5.6 der „schwarzen“ Schrauben.

Die Schraubenqualität ist über ein Abnahme-Prüfzeugnis 3.1.C (EN 10204) nachzuweisen. Für die Zugversuche zu diesem Zeugnis sind die Schrauben-Proben in Anlehnung an EN 20898-1, Abschn. 8.1 („schwarze“ Schrauben) herzustellen. Damit beim Zugversuch das Versagen im Schaft erfolgt, ist es notwendig, den Schaft auf

einen Durchmesser d_0 , der nur geringfügig kleiner ist als der Kerndurchmesser, abzudrehen. Damit dies möglich ist, sind vom Schraubenhersteller je Schraubendurchmesser und je Charge drei zusätzliche Schrauben in entsprechender Länge ($5d_0$) für den Zugversuch zur Bestimmung der Festigkeitswerte mitzuliefern.

(113) Muttern, Scheiben und Distanzhülsen

Die Muttern werden in der Qualität und Bezeichnung A4-70 (DIN EN ISO 3506-2) geliefert, während die Scheiben (Dicke 8 mm) in 1.4401 bzw. 1.4571 und die Distanzhülsen in der Qualität 1.4418 (DIN EN 10088-3) sauber mechanisch bearbeitet hergestellt sein müssen. Die Bezeichnung der Scheiben bzw. Hülsen erfolgt auf dem Umfang mit der entsprechenden Werkstoff-Nr. Beide, Muttern und Scheiben, sind zu prüfen und die Ergebnisse sind in das 3.1.C-Zeugnis einzutragen.

(114) Vorspannen der nichtrostenden Schrauben

Die Schraubenverbindung mit nichtrostenden Schrauben sollte grundsätzlich vorgespannt werden. Wegen der relativ großen Unterschiede zwischen der 0,2%-Dehngrenze und der Zugfestigkeit wird die Größe der Vorspannkraft wie bisher in Abhängigkeit von der charakteristischen Streckgrenze ($f_{y,b,k}$) für die Festigkeitsklasse 5.6 ermittelt. Versuchsergebnisse siehe [227].

(115) Schmierung der nichtrostenden Schrauben

Bei Schrauben aus austenitischen Werkstoffen ist die Gefahr des Fressens besonders groß. Ihr zähes duktile Verhalten bringt es mit sich, dass diese eher zu Kaltverschweißungen neigen als herkömmliche Stähle. Dies bedeutet, dass im Vergleich zu Verbindungen mit schwarzen Schrauben die Vorspannkraft, bei gleichem Anziehmoment, niedriger ist.

Normale Öle und Fette bringen wenig Abhilfe. Nur mit der Anwendung festschmierstoffhaltiger Pasten kann dieses Defizit ausgeglichen werden.

Bei Schrauben aus austenitischem Werkstoff haben sich bisher MoS₂-Paste und Graphit-Paste bewährt. Um eine Festschmierstoff-Paste voll wirksam zur Anwendung zu bringen, ist Folgendes zu beachten:

Schrauben, Muttern und mit diesen zu verspannende Elemente (Scheiben, Stahlplatten), sind vor der Verwendung sorgfältig, am besten mit einer eisenfreien Bürste und danach mit Lösungsmittel zu reinigen. Vielfach haften auf den Oberflächen noch von der Herstellung herstammende Metallspäne, die unbedingt entfernt werden müssen, da sie sonst bei der Montage zu Abrieb und örtlichen Verschweißungen führen.

Nach dieser Reinigung muss die Paste bis auf den Gewindegrund eingerieben werden, außerdem sind die Kopfauflagen von Mutter/Scheibe bzw. Schraubenkopf/Scheibe mit Paste zu versehen.

(116) Allgemeine Konstruktionsregeln

Für die Rand- und Lochabstände gilt EC 3 Teil 1-1.

Tabelle 4.2 Rand- und Lochabstände gemäß Bild 4.1 (die kleinsten Abstände werden hier für die volle Ausnutzung der Lochleibungs-Grenzkraft angegeben)

	e_1	e_2	p_1	p_2
kleinste Abstände	$3,4d$	$1,5d_0$	$4,3d$	$3,0d_0$
größte Abstände	$40 \text{ mm} + 4t$	$40 \text{ mm} + 4t$	200 mm oder $14t$	200 mm oder $14t$

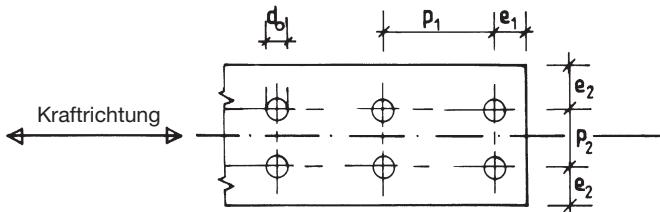


Bild 4.1 Randabstände e_1 und e_2 sowie Lochabstände p_1 und p_2
 d = Schaftdurchmesser der Schraube, d_0 = Lochdurchmesser

(117) Schraubensicherung

Für eine Schraubenverbindung, deren konstruktive Gestaltung der jeweiligen Betriebsbeanspruchung angepasst und die zuverlässig vorgespannt wurde, muss im Allgemeinen keine zusätzliche Schraubensicherung vorgesehen werden.

Bei überwiegend dynamischer Beanspruchung der Schraubenverbindung, die auch im Brückenbau nicht immer auszuschließen ist, können konstruktive Maßnahmen ein selbsttägiges Lösen der Schraubenverbindung verhindern. Zu den besten und effektivsten Sicherungsmethoden gehören sicher aufgebrachte hohe Vorspannkräfte in Verbindung mit einem ausreichend großen Klemmlängen-Verhältnis l_k/d . Dies ist am einfachsten mit hochfesten Schrauben (HV) zu realisieren (Tabelle 4.3).

Tabelle 4.3 Klemmlängen-Verhältnis l_k/d zur Sicherung einer 10.9-Schraubenverbindung [161]

Ursache/Beanspruchung	in Achsrichtung der Schraube Gefahr des <i>Lockerns</i>	Normal zur Schraubenachse Gefahr des <i>Losdrehens</i>
Setzen bzw. Kriechen	$l_k/d \geq 2$	$l_k/d \geq 2$
Losdrehen infolge von Relativbewegungen zwischen Schraube und Mutter	$l_k/d \geq 2$	$l_k/d \geq 4$

4.2.1.3 Schweißen

(118) Ausführung und Bemessung von Schweißkonstruktionen

Schweißhilfsstoffe, z. B. Schweißpulver und Schutzgase, vergleiche EN 1090 und EN 24063.

Die Lagerbauteile und ihre Verbindungen müssen schweißgerecht konstruiert werden, Anhäufungen von Schweißnähten sollen vermieden werden.

Zur Ausführung siehe EC 3 und EN 1090, zur Bemessung und Konstruktion EC 3. Betriebe, die Bauwerksauflager herstellen, müssen besonders ausgebildetes und erfahrenes Personal sowie eine geeignete Ausstattung zur Herstellung geschweißter Bauteile und Konstruktionen aus Stahl nachweisen.

4.2.2 Schnittgrößen und Freiheitsgrade

(119) Haupt- und Nebenschnittgrößen

An den Übergangspunkten zweier Bauteile, an denen Lager angeordnet sind, können 6 Hauptschnittgrößen ($V_x, V_y, N, M_x, M_y, M_z$) und 6 Relativbewegungen ($v_x, v_y, v_z, \alpha_x, \alpha_y, \alpha_z$) auftreten (vgl. auch EN 1337 Teil 1).

Diesen Relativbewegungen wirken Lagerwiderstände (Nebenschnittgrößen) entgegen. Es sind den Kräften N und V die Verschiebungen v und den Momenten M die Verdrehungen α mit jeweils gleichem Index zugeordnet (Bild 4.2).

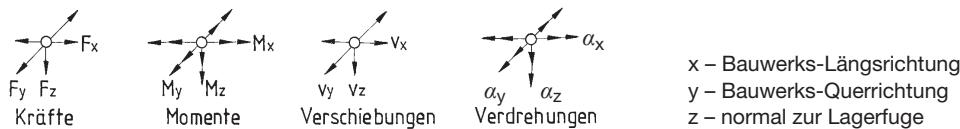


Bild 4.2 Koordinatensystem

Nach der Art der Relativbewegungen sind folgende Nebenschnittgrößen zu unterscheiden (bei gleichen Bewegungsgrößen):

- Widerstand gegen eine abwälzende Bewegung, z. B. Verdrehung bei stählernen Punktkipplagern (s. Abschn. 4.3.2 und [227]).
- Widerstand gegen gleitende Bewegung, bei Gleit- und Kalottenlagern (s. Abschn. 4.3.4). Der Gleitwiderstand ist geschwindigkeits-, last- und temperaturabhängig.
- Widerstand gegen verformende Bewegung, bei Topf- und Elastomerlagern (s. Abschn. 4.3.3 bzw. 4.3.5). Der Verformungswiderstand ist geschwindigkeits-, größen-(format-), weg- und temperaturabhängig.

(120) Mindestbewegungen

Die Lagernorm EN 1337 Teil 1 gibt in den Abschnitten 5.4 und 5.5 Bewegungszuschläge und Mindestbewegungen an, die sowohl bei der Bemessung als auch bei der Konstruktion berücksichtigt werden müssen.

(121) Konstruktive Mindestbewegungen

Für die bauliche Durchbildung sind ohne Berücksichtigung in der statischen Berechnung die Bewegungen für den statischen Nachweis zu vergrößern. Dies gilt nicht für Lagerteile (Elastomerlager), die die Bewegungen planmäßig durch Verformungen aufnehmen.

Verdrehung: $\Delta\alpha = \pm 0,005$ (rad), mindestens jedoch eine Bewegung von $1/r$. Damit soll erreicht werden, dass auch noch nach der „statischen Verdrehung“ ein sicherer Abstand zur Bauteilkante erhalten bleibt.

Verschiebung: $v = \pm 2$ cm

Die Verschiebungsmöglichkeit bei beweglichen Lagern insgesamt muss mindestens in Hauptverschiebungsrichtung des Bauwerks $v = \pm 5$ cm und in Querrichtung dazu $v = \pm 2$ cm betragen.

Zu den konstruktiven Verschiebungen ist anzumerken, dass bei relativ kurzen Lagerabständen in Bauwerksquerrichtung der zu berücksichtigende konstruktive Verschiebungswert von $\pm 2,0$ cm unangemessen hoch sein kann. Pauschalfestlegungen in Regelwerken sollten kein Hinderungsgrund für eine Überprüfung im Einzelfall sein, wenn der Verdacht vorliegt, dass der Einzelfall sehr stark vom „Normalfall“ abweicht.

(122) Mindestbewegungen für den statischen Nachweis

Verdrehung: $\alpha_{xy,min} = \pm 0,003$ (rad)

Diese Verdrehung ist mit der Angabe in den Belastungsangaben für die Lagerbemessung zu vergleichen und zu überprüfen, ob hier der Erhöhungsfaktor $k = 1,3$ bereits enthalten ist. Mit dem größeren Wert ist die Bemessung durchzuführen.

Verschiebung: $v_{min} = \pm 20$ mm, bei Elastomerlagern ± 10 mm.

4.2.3 Bemessungsregeln

4.2.3.1 Lagerplatten

(123) Bemessungsgrundlagen

Lagerplatten sind ebene Flächentragwerke, die als elastische Kreisplatten unter zentrischer Belastung je nach Stützung (gleichmäßige oder parabolische Spannungsverteilung oder elastisch gebettet, seltener nach der Balkentheorie) bemessen werden. Ausgangspunkt für die Bemessung von Lagerplatten sind in Versuchen gemessene Spannungen und Verformungen, die durch ein daraus abgeleitetes Bemessungsverfahren näherungsweise reproduziert wurden.

Diese Bemessungsregeln sind, da Versuche die Grundlage bilden, empirischer Natur und durchaus Verbesserungsfähig. Die damit errechneten Lagerabmessungen ergaben praktisch sinnvoll erscheinende Abmessungen. Die Nachweise für die unterschiedlich gestützten Lagerplatten werden in den Abschnitten für die einzelnen Lagerkonstruktionen mitgeteilt.

(124) Konstruktive Plattendicken

Aus konstruktiven und fertigungstechnischen Gründen ist es zweckmäßig, bestimmte Mindestdicken der Lagerplatten nicht zu unterschreiten, siehe EN 1337 Teil 2.

4.2.3.2 Schraubenverbindungen

(125) Allgemeines

Schraubenverbindungen müssen so bemessen sein, dass die Tragwerke tragsicher bleiben.

In allen Fällen, in welchen auch im Nutzzustand eine gegenseitige Verschiebung der zusammengeschraubten Teile vermieden werden soll, müssen Passschrauben oder gleitfeste vorgespannte Schraubenverbindungen angewendet werden.

Bild 4.3 zeigt eine vorgespannte Schraubenverbindung zwischen dem Untergurt eines Stahlüberbaus und einer oberen Lagerplatte.

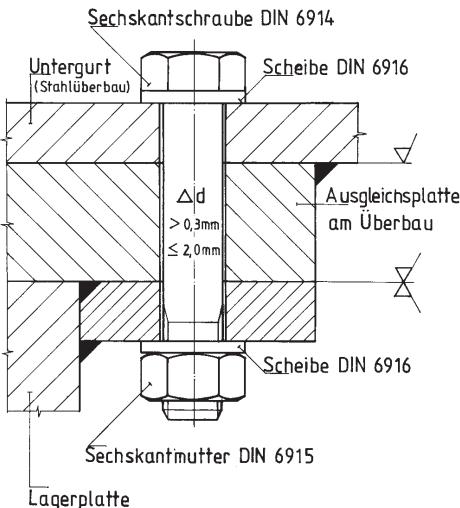


Bild 4.3 Planmäßig vorgespannte hochfeste Schraubenverbindung

Nachfolgend werden die Bedingungen angegeben, mit denen nachgewiesen werden kann, dass die Einwirkungen auf eine Schraubenverbindung die Beanspruchbarkeiten dieser Schraubenverbindung nicht überschreiten.

(126) Vorwiegend ruhende Beanspruchung

Die Bemessung erfolgt nach EC 3, aus dem nachfolgend der entsprechende Text wiedergegeben wird.

Für diese Verbindungen sind alle „schwarzen“ Schrauben der Festigkeitsklassen 4.6, 5.6, 8.8 und 10.9 sowie die nichtrostenden „weißen“ Schrauben (s. Abschn. 4.2.1.2), wenn sie die Festigkeitswerte der „schwarzen“ Schrauben in den Festigkeitsklassen 4.6 bzw. 5.6 erreichen, geeignet.

Bemessungsgrundlage ist EC 3 wie folgt:

(127) Abscheren

$$\frac{V_{xy}}{n_b} = F_{v,Sd} \leq F_{v,Rd} \quad (4.1)$$

wenn der Schaft in der Scherfuge liegt, wird die Grenz-Abscherkraft zu:

$$F_{v,Rd} = \frac{\alpha_v \cdot f_{u,b} \cdot A}{\gamma_{M,b}} \quad (4.2)$$

wenn der Gewindeteil in der Scherfuge liegt:

$$F_{v,Rd} = \frac{\alpha_V \cdot f_{u,b} \cdot A_S}{\gamma_{M,b}} \quad (4.3)$$

(128) Erläuterungen

V_{xy} result. Horizontalkraft unter γ_F -fachen Einwirkungen

n_b Anzahl der Schrauben

$F_{v,Rd}$ Beanspruchbarkeit einer Schraube auf Abscheren

$\alpha_V = 0,6$ ausgenommen, wenn bei 10.9-Schrauben das Gewindeteil in der Scherfuge liegt, dann gilt $\alpha_V = 0,5$

$f_{u,b}$ Zugfestigkeit

A Schaftquerschnitt

A_S Spannungsquerschnitt

In Deutschland wird für $\gamma_{M,b} = 1,25$ eingesetzt

(129) Lochleibung

Der Lochleibungsdruck ist nach den folgenden Gleichungen zu ermitteln; dabei ist der Einfluss von Reibungskräften unberücksichtigt zu lassen.

$$\frac{V_{xy}}{n_b} = F_{b,Sd} \leq F_{b,Rd} \quad (4.4)$$

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5 \cdot \alpha_b \cdot f_{u,b} \cdot d \cdot t_{min}}{\gamma_{M,b}} \quad (4.5)$$

(130) Erläuterungen

d Schraubendurchmesser

t_{min} kleinste Blechdicke

$F_{b,Rd}$ Beanspruchbarkeit eines Lochrandes auf Lochleibung

α_b kleinster Wert von: $\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - 0,25; 1,0$

In Deutschland wird für $\gamma_{M,b} = 1,25$ eingesetzt.

(131) Zugbeanspruchung

$$\frac{Z}{n_b} = F_{t,Sd} \leq F_{t,Rd} \quad (4.6)$$

$$F_{t,Rd} = \frac{0,9 \cdot f_{u,b} \cdot A_S}{\gamma_{M,b}} \quad (4.7)$$

(132) Erläuterungen

$\frac{Z}{n_b}$ Zugkraft pro Schraube unter γ_F -fachen Einwirkungen

$F_{t,Rd}$ Beanspruchbarkeit einer Schraube auf Zug

In Deutschland wird für $\gamma_{M,b} = 1,25$ eingesetzt.

Für Schrauben, die auf Abscheren und Zug beansprucht werden, ist außerdem nachzuweisen:

$$\frac{F_{v,Sd}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Sd}}{1,4 \cdot F_{t,Rd}} \leq 1 \quad (4.8)$$

(133)

Die Bemessung von gleitfesten Verbindungen ist ausführlich in EC 3 1-1 geregelt.

(134) Nicht vorwiegend ruhende Beanspruchung

Im Allgemeinen braucht für Lagerteile kein Betriebsfestigkeits-Nachweis geführt zu werden. In Deutschland wurde bisher festgelegt (DS 804), dass selbst unter Eisenbahnbrücken keine entsprechenden Beanspruchungen sowohl in den Lagerplatten als auch bei der Ausbildung einer gleitfesten Verbindung in den Schrauben entstehen.

In dynamisch beanspruchten Schraubanschlüssen z. B. zwischen Stahlbrücke und Lagerplatte kann es jedoch erforderlich werden, diese Beanspruchungen zu überprüfen.

Die nachfolgenden Regelungen werden der deutschen Norm DIN 18800 Teil 1 Ausgabe November 1990 entnommen. Danach braucht kein Betriebsfestigkeits-Nachweis geführt zu werden, wenn folgende Bedingungen eingehalten werden:

(135) Abscheren

$$\Delta\tau_a \leq 46 \text{ N/mm}^2 (\sim 26 \cdot \sqrt{3}) \quad (4.9)$$

oder

$$n \leq 10^8 \cdot \left(\frac{46}{\Delta\tau_a} \right)^5 \quad (4.10)$$

(136) Zug

$$\Delta\sigma \leq 26 \text{ N/mm}^2 \quad (4.11)$$

oder

$$n \leq 5 \cdot 10^6 \cdot \left(\frac{26}{\Delta\sigma} \right)^3 \quad (4.12)$$

(137) Erläuterungen

$\Delta\tau_a$ bzw. $\Delta\sigma$ = Spannungsschwingbreite in N/mm^2 unter den Bemessungswerten der veränderlichen Einwirkungen für den Tragsicherheitsnachweis.

4.2.3.3 Schweißverbindungen**(138) Mindestdicken von Kehlnähten**

Nach EC 3 beträgt die Mindestnahtdicke 3 mm.

Im Bauwerksauflagerbau werden für die tragenden Bauteile relativ große Plattendicken ($t \geq 18 \text{ mm}$) eingesetzt. Deshalb wird aus schweißtechnischen Gründen empfohlen, folgende Grenzwerte für die Schweißnahtdicke a von Kehlnähten unabhängig von der Bemessung einzuhalten.

$$5 \text{ mm} \leq a \leq 0,7 \cdot t_{\min} \quad (4.13)$$

$$a \geq \sqrt{t_{\max}} - 0,5 \quad (a \text{ und } t \text{ in mm}) \quad (4.14)$$

Durch Einhaltung dieser Grenzwerte wird ein Missverhältnis von Nahtquerschnitt und verbundenen Querschnittsteilen vermieden.

(139) Allgemeine Bemessungsregeln für Schweißverbindungen durch Lichtbogenschweißung

In Schweißverbindungen von Bauwerksauflagern sind in der Regel aus Horizontalkräften verursachte Normal- und Schubkräfte aufzunehmen. Werden diese zu einer resultierenden Kraft zusammengefasst, so richtet sich der Nachweis nach DIN 18800-1 oder EC 3.

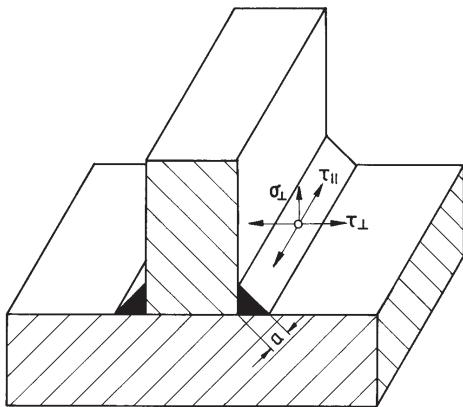


Bild 4.4 Spannungsrichtungen in einem Kehlnahtanschluss

4.2.3.4 Pressung in den Lagerfugen

(140) Betonfugen

Für die Übertragung von konzentrierten Lasten werden in EC 2 Teil 1-1 die konstruktiven Bedingungen und Regeln für den Nachweis der Teilflächenpressung angegeben. Maßgebend ist in der Regel der Nachweis mit der ausmittig belasteten Lagerplatte.

Im DIN-Fachbericht 102 – Betonbrücken – wird die Teilflächenbelastung im Abschnitt 5.4.8.1 behandelt, dabei wird ein um 10% kleinerer Höchstwert für die aufnehmbare Teilflächenbelastung angegeben (3,0 statt 3,3 in Gl. 4.23). Hier ist nicht der Ort, zu entscheiden, welcher Wert zu nehmen ist.

(141) Geometrie der rechteckigen Lagerflächen

In Bild 4.4 ist die Auflagersituation für die rechteckige Lagerplatte dargestellt. Hierin bedeuten e_x und e_y die Exzentrizitäten ($\gamma_F > 1!$) der Lastresultierenden N , die im Schwerpunkt der Lagerersatzfläche (A_L') und Betonersatzfläche (A_B') wirkend angenommen wird.

Abmessungen der Lagerplatte

$$A_L = b_x \cdot b_y \quad (4.15)$$

Abmessungen der Ersatzplatte

$$b'_x = b_x - 2e_x; \quad b'_y = b_y - 2e_y \quad (4.16) \quad (4.17)$$

$$A_L' = b'_x \cdot b'_y \quad (4.18)$$

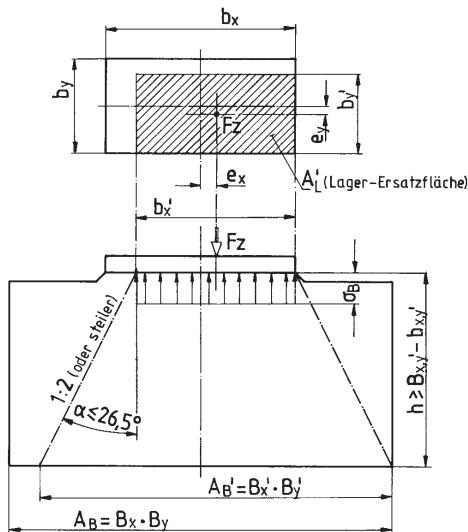


Bild 4.5 Lager- und Betonersatzfläche bei einer ausmittig belasteten rechteckigen Lagerplatte

Abmessungen der Betonfläche

$$A_B = B_x \cdot B_y \quad (4.19)$$

Abmessungen der Betonersatzfläche

$$B_x' = B_x - 2 e_x; \quad B_y' = B_y - 2 e_y \quad (4.20) \quad (4.21)$$

$$A_B' = B_x' \cdot B_y' \quad (4.22)$$

(142) Nachweis der Teilflächenbeanspruchung

Mit beiden Ersatzflächen und der vorhandenen Betonqualität wird die aufnehmbare Teilflächenbelastung

$$F_{Rd,u} = A_L' \cdot f_{c,d} \cdot \sqrt{\frac{A_B'}{A_L'}} \leq 3,3 \cdot f_{c,d} \cdot A_L' \quad (4.23)$$

mit

$$f_{c,d} = \frac{f_{c,k}}{\gamma_c} \quad (4.24)$$

nachzuweisen ist:

$$N \leq F_{Rd,u} \quad (4.25)$$

(143) Erläuterung

$f_{c,k}$ charakteristische Zylinderdruckfestigkeit des Betons nach 28 Tagen
(Tabelle 4.4)

γ_c Teilsicherheitsbeiwert für Beton (i. d. R. 1,5)

Tabelle 4.4 Rechenwerte $f_{c,k}$ gem. EC2

Festigkeitsklasse des Betons C	25/30	35/45	45/55	50/60
Rechenwerte $f_{c,k}$ N/mm ²	25	35	45	50

(144) Kreisförmige Lagerflächen

Ähnlich wird mit kreisförmigen Lagerplatten verfahren. Nach Bild 4.6 ist dafür eine Lagerersatzfläche zu ermitteln, unter der ebenfalls eine gleichmäßige Pressung angenommen wird.

Der Schwerpunkt der Lagerersatzfläche (A_L') liegt im Abstand e_{xy} vom Kreismittelpunkt und muss mit dem Schwerpunkt der Beton-Ersatzfläche A_B' übereinstimmen, wobei e_{xy} die (bekannte) Exzentrizität der Lastresultierenden N ist. Diese Lagerersatzfläche kann mit ausreichender Genauigkeit mit dem Abminderungsfaktor α_L ermittelt werden zu:

$$\alpha_L = 1 - 0,75 \cdot \pi \cdot \frac{e_{xy}}{d_L} \quad (4.26)$$

Damit wird die Lagerersatzfläche zu:

$$A_L' = \alpha_L \cdot 0,7854 \cdot d_L^2 \quad (4.27)$$

Zur Bestimmung der Betonersatzfläche wird zuerst eine vorhandene rechteckige Betonfläche in eine flächengleiche Kreisfläche mit dem Durchmesser d_B umgewandelt und dann ebenfalls mit Gl. (4.26) der zugehörige Abminderungsfaktor α_B ermittelt, indem d_L durch d_B ersetzt wird.

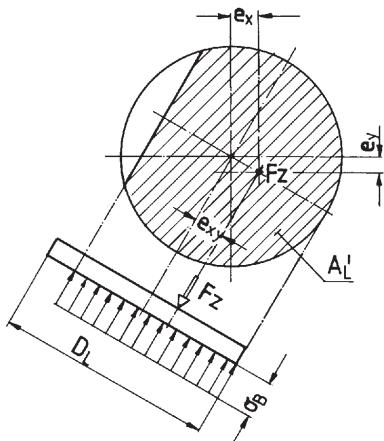


Bild 4.6 Lagerersatzfläche bei einer ausmittig belasteten kreisförmigen Lagerplatte

Man erhält:

$$d_B = \frac{B_x \cdot B_x}{0,7854} \quad (4.28)$$

$$A_B' = \alpha_B \cdot 0,7854 \cdot d_B^2 \quad (4.29)$$

Die weiteren Nachweise werden mit den Gln. (4.23) bis (4.25) geführt.

(145) Betonpressungen am Überbau

Bei der Ermittlung der Betonpressungen am Überbau wird gleichermaßen vorgegangen, jedoch sind folgende Punkte zu beachten:

- Wenn der Überbau bereits quer zur Pressung Druck aus der Lastabtragung des Hauptsystems hat, werden die Spaltzugspannungen diese Druckspannungen lediglich reduzieren – Spaltzugbewehrung für diese Richtung entfällt also.
- Wenn die Stege so dünn sind, dass eine Verankerung der Spaltzugbewehrung, die sich evtl. für die Querrichtung ergibt, nicht möglich ist, sind geschlossene Bügel erforderlich.
- Sitzt die Lager unter dünnen Teilen des Überbaus (Platten), so ist erforderlichenfalls Durchstanzen zu untersuchen. Dieser Nachweis richtet sich nach EC 2 Teil 1-1. Abhängig vom vorhandenen Bewehrungsgrad ergibt sich aus der Schubspannung im Rundschnitt in der oberen Lagerplatte, ob überhaupt und wie viel Schubbewehrung einzulegen ist.

(146) Stahlfugen

Bei Stahlkonstruktionen erfolgt die Einleitung der Auflagerkräfte in die Tragkonstruktion über Aussteifungen. Die Anordnung, die Abmessungen sowie der Spannungsnachweis in dem Lastübertragungsquerschnitt ist Sache des für den Überbau zuständigen Stahlbau-Ingenieurs, der auch die Reaktionen aus dem Lager auf den Stahlquerschnitt zu berücksichtigen hat. Für einen Nachweis der Lastübertragung von der Tragkonstruktion in das Lager gibt es kein allgemein übliches Verfahren.

In der Praxis bewährt hat sich eine konstruktive Ausbildung des Stahlquerschnitts im Lasteinleitungsbereich nach Bild 4.7.

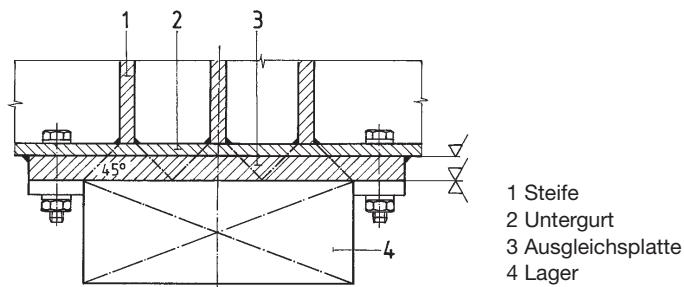


Bild 4.7 Lastübertragung zwischen Stahlüberbau und Lager

Bei dieser Konstruktion wird angenommen, dass bei einer Lastverteilung unter 45° die Lagerplatte als gleichmäßig belastet bemessen werden kann. Voraussetzung hierfür ist eine mechanische Bearbeitung in der Kontaktfläche zwischen Lagerplatte und Tragkonstruktion.

4.2.3.5 Nachweis der Lagesicherheit

(147) Sicherheit gegen Abheben und Umkippen

Der Nachweis der Lagesicherheit umfasst die Nachweise der Sicherheit gegen Abheben, Sicherheit gegen Umkippen (Erreichen der kritischen Pressung) und Sicherheit gegen Gleiten.

Die Nachweise gegen Abheben und Umkippen sind generell vom Brückenkonstrukteur zu führen, während der Nachweis der Gleitsicherheit zum Aufgabenbereich des Lagerkonstrukteurs gehört.

(148) Nachweis der Gleitsicherheit

Der Nachweis der Gleitsicherheit in den Fugen Gummi/Beton und Gummi/Stahl unverankerter Elastomerlager ist mit dem Nachweis der Mindestpressung nach EN 1337 Teil 3 erbracht.

Die Sicherheit gegen Gleiten in den Lagerfugen zu anschließenden Bauteilen und gegen Gleiten von Lagerteilen (Lager/Ankerplatte) gegeneinander ist gemäß Lagernorm EN 1337 Teil 1 nachzuweisen mit:

$$S \leq \mu_d \cdot N_{\min} + V_{a,Rd} \quad (4.30)$$

(149) Erläuterungen

S	Resultierende Kraft in der Lagerfugenebene unter γ_F -facher Einwirkung
μ_d	Bemessungswert der Reibungszahl
μ_d	= 0,2 für Kontaktflächen Stahl/Stahl
μ_d	= 0,5 für Kontaktflächen Stahl/Beton

Diese Reibungszahlen setzen für die „schwarze“ Stahlfläche voraus:

bei Stahl/Stahl: Epoxyd-Zinkstaub oder zinksilikatbeschichtet

bei Stahl/Beton: unbeschichtet und fettfrei, oder wie bei Stahl/Stahl für „weiße“ Stahlflächen (nichtrostender Stahl): Epoxyd-Eisenglimmer

allgemein: vollständige Aushärtung der Beschichtung vor dem Lagereinbau oder Zusammenbau der Lager

N_{\min} minimale Belastungsdruckkraft rechtwinklig zur Lagerfugen-ebene, zugehörig zu S

$V_{a,Rd}$ Bemessungswert des Abscherwiderstandes der Verankerungen, siehe auch Abschnitt 4.2.3.8.

Bei dynamischen Beanspruchungen mit großen Lastschwankungen, wie z. B. bei Eisenbahnbrücken, dürfen die Horizontallasten nicht über Reibung abgetragen werden, d. h. es ist dann $\mu_d = 0$ zu setzen.

4.2.3.6 Konstruktive Hinweise zur Aufnahme der Horizontalkräfte in den Lagerfugen

(150) Maßgebendes Verhältnis von Vertikalkraft und Horizontalkraft

Bestimmt wird die Konstruktion durch das kleinstmögliche Verhältnis zwischen vertikaler Auflast und resultierender Horizontalkraft $N/S = \kappa$.

Die einfachste Konstruktion ergibt sich, wenn dieses Lastverhältnis, aus Gl. (4.30) in Abschnitt 4.2.3.5 abgeleitet, für die Lagerfuge

Stahl/Stahl: $\kappa \geq 5$ bzw. für die Lagerfuge

Stahl/Beton: $\kappa \geq 2$ beträgt.

Dann werden (s. Bilder 4.7 bis 4.9) die Horizontalkräfte reibschlüssig in den Lagerfugen aufgenommen, *Verankerungsmittel also entbehrlich*.

(151) Wartung und Auswechselbarkeit

In EN 1337 Teil 1 Abschnitt 4 wird gefordert, dass das Lager oder die Lagerteile zum Zwecke einer einwandfreien Wartung zugänglich (ausreichende Zwischenraumhöhe zwischen Über- und Unterbau) und auswechselbar sein müssen.

In der Praxis hat sich hierfür bei Stahlkontaktflächen eine Schraubenverbindung mit planmäßig vorgespannten Schrauben zwischen Ankerplatte (1), Futterplatte (2) und Lager (3) in Bild 4.8 bzw. zwischen der zum Stahlüberbau gehörenden Ausgleichsplatte (4) und dem Lager (3) in Bild 4.9 bewährt.

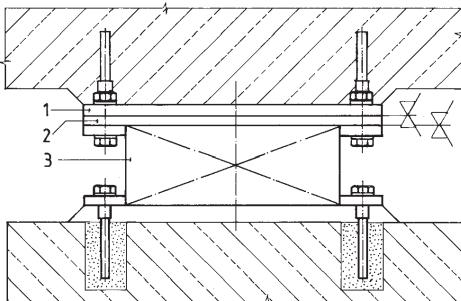


Bild 4.8 Betonüberbau, Lagerfugen

Obere und untere Lagerfuge $\kappa \geq 5$; konstruktive Verankerung; obere Lagerfuge $\kappa < 5$; Verbindung der Stahl-Platten durch einen stahlbaumäßigen Schraubanschluss; untere Lagerfuge $\kappa \geq 2$; konstruktive Verankerung.

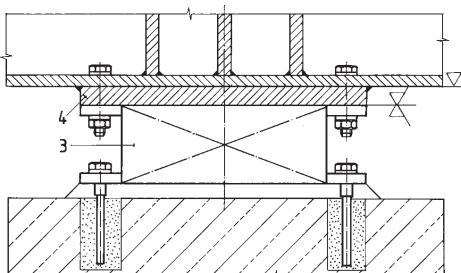


Bild 4.9 Stahlüberbau; Lagerfugen wie Bild 4.8

(152) Konstruktive Verankerung

Ein gleitfester Anstrich in den Stahlkontaktflächen ist hier nicht erforderlich.

Ausreichend ist die in Abschnitt 4.2.3.5 angegebene Grundbeschichtung mit Epoxyd-Zinkstaub für den „schwarzen“ Werkstoff bzw. den Deckanstrich Epoxyd-Eisenglimmer (ohne Aluminiumpigmente) für den „weißen“ Werkstoff.

Für eine sichere Lastübertragung sind jedoch die Kontaktflächen zwischen Anker-/Futterplatte/Lager (Bild 4.8 bzw. zwischen Stahlüberbau und Lager Bild 4.9) mechanisch zu bearbeiten.

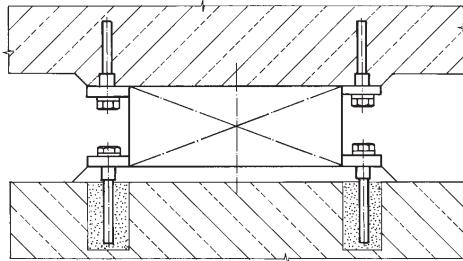


Bild 4.10 Obere und untere Lagerfuge $\kappa \geq 2,0$; konstruktive Verankerung

Die lösbare Verbindung zur Verankerung der Lager mit den Betonkonstruktionen (Bilder 4.8 bis 4.10) („konstruktive Verankerung“) dient lediglich zur Lagerfixierung.

(153) Verankerung wird erforderlich

Aufwendigere Konstruktionen entstehen, wenn das Lastverhältnis

$\kappa < 5$ für Stahl/Stahl-Kontaktflächen bzw.

$\kappa < 2$ für Stahl/Beton-Kontaktflächen beträgt,

weil dann die vorhandene Reibungskraft nicht ausreicht, um die äußeren Horizontalkräfte aufzunehmen. Es müssen Verankerungen (z. B. Schrauben, Kopfbolzen) vorgesehen werden.

Wenn angenommen wird, dass nur für die Stahlkontaktflächen eine kraftschlüssige Verbindung durch planmäßig vorgespannte hochfeste Schrauben erforderlich ist, und die Kontaktflächen Stahl/Beton noch ausreichend sicher die äußeren Horizontalkräfte über die vorhandene Reibungskraft weiterleiten können, so kann die gleiche Konstruktionsart gewählt werden wie in den Bildern 4.7 und 4.8 dargestellt. Lediglich die Stahlkontaktflächen erfordern jetzt einen gleitfesten Anstrich entsprechend Abschn. 4.2.3.5.

Die Bilder 4.11 und 4.12 zeigen Lagerkonstruktionen, bei denen wegen $\kappa < 2$ sowohl gegen den Über- als auch gegen den Unterbau verankert werden muss.

4.2.3.7 Verankerung durch Kopfbolzendübel

(154) Gleichmäßige Einleitung der Horizontalkräfte

Eine Möglichkeit, Horizontalkräfte über die Lagerfläche gleichmäßig verteilt in den Beton einzuleiten, bieten Kopfbolzendübel.

Diese Verankerungselemente erfordern, sofern sie an der unteren Lagerplatte angeordnet sind, mehr oder weniger große Aussparungen im Konstruktionsbeton, die nachträglich vergossen werden müssen. Die erforderliche Bewehrung (in den Beispielen nicht dargestellt) muss auf diese Aussparungen abgestellt werden. Ebenso müssen die Verankerungselemente und die Bewehrung aufeinander abgestimmt werden.

(155) Bemessungsgrundlagen

Grundlagen für die Konstruktion und Bemessung werden in EC 4 Teil 2 und in den Zulassungen für Gleitlager (Abschn. 6) angegeben. Der Nachweis richtet sich nach Gl. (4.30) in Abschnitt 4.2.3.5.

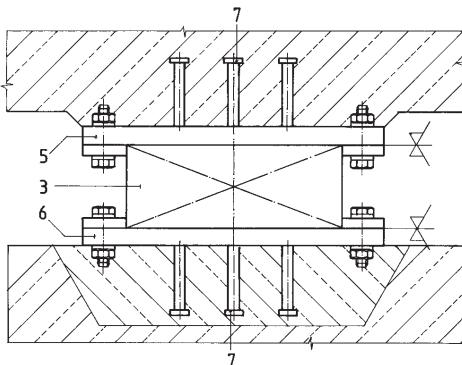


Bild 4.11 Obere und untere Lagerfuge
 $\kappa < 2$; Verankerung im Beton durch Kopfbolzendübel; Verbindung zwischen Lager und Ankerplatten durch einen stahlbaumäßigen Schraubanschluss

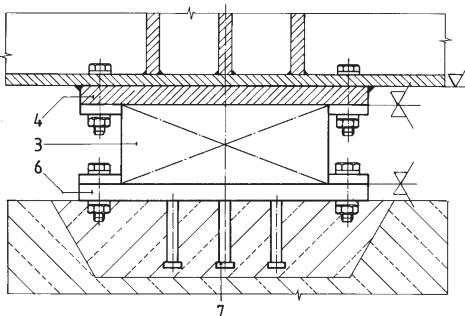


Bild 4.12 Obere und untere Lagerfuge
 $\kappa < 2$; Verbindung zwischen Stahlüberbau und Lager durch einen stahlbaumäßigen Schraubanschluss; Verankerung im Beton durch Kopfbolzendübel

Bei Verwendung von Kopfbolzen dürfen als Tragfähigkeit die Rechenwerte nach Tabelle 4.5 in vorgenannte Gleichung eingesetzt werden, wenn folgende Bedingungen erfüllt sind:

- Die Achsabstände der Kopfbolzen dürfen untereinander in Kraftrichtung nicht kleiner als $5 \cdot d_1$ und quer dazu nicht kleiner als $5 \cdot d_1$ sein.
- Im anschließenden Bauteil muss eine oberflächennahe Netzbewehrung aus Betonstahl Ø 12/15 cm, die im Bereich von Bauteilrändern bügelförmig auszubilden ist, vorhanden sein.

Tabelle 4.5 Rechenwerte der Kopfbolzentragfähigkeit $V_{a,d}$ in kN

Betonfestigkeitsklasse	Kopfbolzendurchmesser d_1 [mm]	
	19,05	22,22
C25/30	73,0	91,0
C35/45	98,0	121,5

Die Werte der Tabelle 4.5 gelten nur, wenn nachgewiesen wird, dass bei Versagen des Betons auf Zug ein Ausbrechen des Betons durch eine Betonstahlbewehrung verhindert wird. Dabei ist ein der Bewehrungsführung entsprechendes Stabwerksmodell, bei dem die Druckstreben an den Schweißwülsten ansetzen, zugrunde zu legen.

Auf den Nachweis der Betonstahlbewehrung darf verzichtet werden, wenn die Abstände der Kopfbolzen zum Rand der zugehörigen Betonkonstruktion in Kraftrichtung nicht kleiner als 700 mm und quer dazu nicht kleiner als 350 mm sind.

(156) Nachweise

Die infolge der Horizontalkraft S und Momente M_x und M_y im Stabwerksmodell (45°) auftretenden Bolzenzugkräfte müssen kleiner sein als die aus der Lagerungskraft N resultierenden Bolzendruckkräfte

$$Z_{S,d} = \frac{S}{n} + \frac{M_x \cdot A_{d1}}{W_x} + \frac{M_y \cdot A_{d1}}{W_y} \leq \frac{N}{n} \quad (4.31)$$

Die von den Kopfbolzen ggf. aufzunehmende Schwingbeanspruchung

$\Delta S = (\max S - \min S)$ infolge von nicht vorwiegend ruhender Belastung darf die Werte ΔS nach Tabelle 4.6 nicht überschreiten. Bei diesem Nachweis sind die Einwirkungen mit $\gamma_F = 1,0$ und $\psi = 1,0$ zu berücksichtigen.

Beim Nachweis der dynamischen Beanspruchung der Kopfbolzen ist die Reibung in der Fuge zum anschließenden Bauteil zu vernachlässigen.

(157) Anmerkung

Brems- und Windlasten gehören zu den „vorwiegend ruhenden“ Lasten.

(158) Übertragung großer Horizontalkräfte

Besteht das Problem, dass bei einer geringen Vertikalkraft eine große Horizontalkraft übertragen werden muss, und ist ein Nachweis der Kopfbolzen über Gleichung (4.31) nicht möglich, so ist im entstehenden Zugbereich der Lagerfuge eine zusätzliche Rückverankerung vorzusehen.

Tabelle 4.6 Zulässige Schwingbeanspruchung ΔS in kN; $\gamma_F = 1,0$

Kopfbolzendurchmesser d_1 [mm]	19,05	22,22
ΔS	20,0	30,0

4.2.3.8 Korrosionsschutz**(159) Allgemeines**

Die Stahlflächen sind durch metallische Überzüge und/oder Beschichtungen so gegen Korrosion zu schützen, dass sie dem jeweiligen Klima und den am Einsatzort auftretenden Sonderbeanspruchungen standhalten.

(160)

Keine Beschichtung erhalten Gleitflächen und Kontaktflächen zur Übertragung hoher spezifischer Beanspruchungen (Hertz'sche Pressung) aus nichtrostenden (weißen) Werkstoffen, weiterhin Kunststoffflächen, Messflächen und Flächen, die mit Beton mindestens 5 cm überdeckt und bei denen klaffende Fugen ausgeschlossen sind.

(161) Korrosionsschutz und Reibungszahlen

Der Einfluss des Korrosionsschutzes auf die Reibungszahlen (siehe Element 146) ist beim Gleitsicherheitsnachweis zu beachten.

(162) Trocknungszeit

Bei Temperaturen unter 20°C verlängern sich die Trocknungszeiten. Diese sind vom Farblieferanten für jede Farbqualität anzugeben. Jede Deckschicht muss für sich

durchhärten. Durch Prüfung der Filmhärte kann festgestellt werden, ob das Material durchgehärtet ist.

(163) Korrosionsschutz-Kontrollkarte

Aufgrund praktischer Erfahrungen wird empfohlen, auch für den Korrosionsschutz eine sog. Korrosionsschutz-Kontrollkarte anzulegen, die den Verarbeitungsablauf z. B. mit Datum, Temperatur, Luftfeuchtigkeit, zeitlichem Ablauf und Schichtdicke angibt. Diese Kontrollkarte ist wie die Lager-Kontrollkarte in die Güteüberwachung (Fremd- und Eigenüberwachung) einzubeziehen.

4.3 Feste Lager

4.3.1 Allgemeines

(201) Unterschiedliche Konstruktionen

Ein festes Lager kann als Stahl-Punktkipplager, als Topflager, als Kalottenlager und auch als Elastomerlager mit einer „Festhaltekonstruktion“ ausgebildet werden. Nach heutiger Vorstellung muss dies so erfolgen, dass in allen Richtungen (Symbol ●) Kippbewegungen möglich sind. Das Lager ist also nur fest in Bezug auf Translationsbewegungen (v_x, v_y). Nur die in EN 1337 Teil 1 Bilder 2.1, 3.1 und 4.1 erfüllen diese Forderung. Eine Konstruktion, wie dort in Bild 1.6 dargestellt, hat den Mangel, dass bei kleinem Spiel und großen Verdrehungen Unverträglichkeiten unvermeidbar sind: es klemmt, lokale Zerstörungen sind die Folge.

Auf weitere Möglichkeiten, Festpunkte auszubilden, wird nachfolgend hingewiesen. Hat der Konstrukteur z. B. die Aufgabe, ein Gelenk (z. B. für den Anschluss einer Pendelstütze an das Fundament und an den Überbau) zu entwerfen, so muss die Lösung nicht zwangsläufig zu stählernen Lagern führen. Er kann sich auch für ein Betongelenk entscheiden, das damit sinngemäß ebenfalls unter die festen Kipplager fällt. Punktkipplager aus Beton sind aber selten, denn die mit solchen Lagern übertragbaren Vertikallasten sind relativ gering.

Anschlüsse, bei denen weder Rotation noch Translation möglich ist, werden nicht durch Lager hergestellt. Man spricht in solchen Fällen von Einspannung. Solche Anschlüsse waren in der Vergangenheit im Hochbau die Regel. Sie sind im Allgemeinen die primitivere Konstruktionsform und stets dort gerechtfertigt, wo aufgrund des verwendeten Materials (Holz, Ziegelmauerwerk) oder der Unempfindlichkeit der Bauwerke (Durchlässe, Stützmauern) Schäden durch Bewegungen im Bauwerk oder im Untergrund nicht zu erwarten sind oder durch Fugen ausgeglichen werden können, bzw. wo es unbedenklich ist, wenn sich Gelenke selbsttätig ausbilden (durch Rissbildung).

Es gibt jedoch Ausnahmen. Die Rheinbrücke Bendorf (Deutschland) hat z. B. im Strombrückengitter einen biegesteifen Anschluss zwischen Überbau und Pfeilern, der sich aufgrund der Baumethode (Freivorbau) als beste Lösung ergab. Eine solche Lösung hat allerdings gestalterische Konsequenzen.

BESTELLFORMULAR

Fax: +49 (0) 30 470 31 - 240

Stück	Bestell-Nr.:	Titel	Preis* in €
	978-3-433-02921-3	Lager im Bauwesen	149,- Euro
	906559	Gesamtverzeichnis Ernst & Sohn 2012/2013	kostenlos
	bitte ankreuzen	Monatlicher E-Mail-Newsletter	kostenlos

Liefer- und Rechnungsanschrift: privat geschäftlich

Firma		
Ansprechpartner		Telefon
UST-ID Nr. / VAT-ID No.		Fax
Straße//Nr.		E-Mail
Land	PLZ	Ort

Vertrauensgarantie: Dieser Auftrag kann innerhalb von zwei Wochen beim Verlag Ernst & Sohn, Wiley-VCH, Boschstr. 12, D-69469 Weinheim, schriftlich widerrufen werden.

Wilhelm Ernst & Sohn
Verlag für Architektur und
technische Wissenschaften
GmbH & Co. KG
Rotherstraße 21, 10245 Berlin
Deutschland
www.ernst-und-sohn.de

Datum / Unterschrift

*€-Preise gelten ausschließlich in Deutschland. Alle Preise enthalten die gesetzliche Mehrwertsteuer. Die Lieferung erfolgt zuzüglich Versandkosten. Es gelten die Lieferungs- und Zahlungsbedingungen des Verlages. Irrtum und Änderungen vorbehalten.
Stand: April2013 (homepage_Probekapitel)